

# **ANHANG W1**

**„Hochwasserschutzkonzept Hengstbach in Sechshelden“**  
**BGS Wasserwirtschaft GmbH**



---

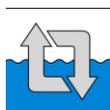
# MAGISTRAT DER STADT HAIGER

LAHN-DILL-KREIS

## Hochwasserschutzkonzept Hengstbach in Sechshelden

### Heft 1: Ergebnisbericht

Projekt Nr.: 3184  
Mai 2011



## Inhalt

1	EINLEITUNG .....	1
1.1	Veranlassung .....	1
1.2	Hydrologie und Hydraulik.....	1
1.2.1	Vorbemerkung.....	1
1.2.2	Flussgebietsmodell.....	1
1.2.3	Hochwasserschutzkonzept .....	2
1.3	Wasserbau .....	2
1.3.1	Klärung der Umsetzbarkeit .....	2
1.3.2	Kostenschätzung.....	2
1.3.3	Ökonomische Bewertung.....	3
1.4	Verwendete Unterlagen.....	3
2	BEARBEITUNGSGRUNDLAGEN .....	5
2.1	Gebietsbeschreibung.....	5
2.2	Topographie .....	5
2.3	Untergrund- und Bodenverhältnisse .....	6
2.4	Bodennutzung .....	6
2.5	Ortsentwässerung .....	6
2.6	Anlagen zum Hochwasserschutz.....	6
2.7	Messdaten.....	7
2.7.1	Historische Ereignisse .....	7
2.7.2	Niederschlagshöhenstatistik .....	8
3	MODELLERSTELLUNG .....	9
3.1	Wasserspiegellagenmodell.....	9
3.1.1	Vermessungsumfang.....	9
3.1.2	Datensatz des hydraulischen Modells.....	9
3.2	Niederschlag-Abfluss-Modell .....	9
3.2.1	Natürlich entwässernde Flächen.....	10
3.2.1.1	Abflussbildung .....	10
3.2.1.2	Abflusskonzentration .....	11
3.2.2	Transportstrecken.....	11
3.2.3	Systemlogik .....	11
4	MODELLANPASSUNG .....	12
4.1	Verifizierung des hydraulischen Modells.....	12
4.2	Verifizierung des hydrologischen Modells.....	12

# MAGISTRAT DER STADT HAIGER

## Hochwasserschutzkonzept Hengstbach in Sechshelden

### Heft 1: Ergebnisbericht

---

4.2.1	Synthetische Ereignisse .....	12
4.2.1.1	Syntheseberechnungen .....	12
4.2.1.2	Vergleich der Modellergebnisse mit Hochwasserabflusspenden von kleinen, im Odenwald bzw. an der Bergstraße gelegenen Einzugsgebiete .....	13
4.2.1.3	Vergleich der T <sub>n</sub> -jährlichen Abflüsse mit Erfahrungswerten .....	14
4.2.2	Fazit .....	15
5	HOCHWASSERSITUATION AM HENGSTBACH .....	16
5.1	Vorbemerkung .....	16
5.2	Schutzgrad in Sechshelden .....	16
5.3	Ereignis vom 17. September 2006 .....	17
5.3.1	Niederschlag .....	17
5.3.2	Ober- und Unterliegerpegel .....	18
5.3.3	Berechnete Abflüsse im Hengstbach .....	19
5.3.4	Spiegellagen im Hengstbach .....	19
6	MAßNAHMEN ZUR ERHÖHUNG DES HOCHWASSERSCHUTZGRADS .....	21
6.1	Grundlegende Konzeption .....	21
6.2	Hochwasserschutz durch Rückhalt .....	21
6.2.1	Beckenverbund .....	21
6.2.2	Einzelbecken am Hengstbach .....	22
6.2.3	Nachweisrechnungen .....	23
6.3	Weitere Maßnahmen .....	26
6.3.1	Rückhalt von Treibgut und Geschwemmsel .....	26
6.3.2	Freihaltung des Gewässers und der bei Hochwasser aktivierten Vorländer .....	27
6.3.3	Objektschutz Bornhecke 8 .....	27
6.3.4	Brücke Sechsheldener Straße .....	27
7	WASSERBAU .....	29
7.1	Rechtliche Grundlagen und Vorgaben zum Bau einer Sperrstelle .....	29
7.1.1	Berücksichtigung ökologischer Aspekte bei der Planung .....	29
7.1.2	Konzipierung des Dammbauwerks nach DIN 19700 .....	29
7.2	Bauliche Ausführung eines Hochwasserrückhaltebeckens .....	31
7.2.1	Vergleich teilweise und komplett überströmbares Dammbauwerk .....	31
7.2.2	Bauwerksbestandteile eines Hochwasserrückhaltebeckens .....	32
7.2.3	Beckenabfluss und Messtechnik .....	34
7.3	Kostenschätzung .....	34
8	BEWERTUNG DER HOCHWASSERAUSWIRKUNG IN SECHSHELDEN .....	36
8.1	Vorbemerkung .....	36
8.2	Wasserwirtschaftliches System .....	36

# MAGISTRAT DER STADT HAIGER

## Hochwasserschutzkonzept Hengstbach in Sechshelden

### Heft 1: Ergebnisbericht

---

8.2.1	Überschwemmungsflächen .....	36
8.2.2	Geländemodell und Überschwemmungshöhen .....	37
8.3	Sozioökonomisches System .....	37
8.3.1	Grundlagen zur Schadensbilanz .....	37
8.3.1.1	Sachschäden .....	37
8.3.1.2	Weitere Schäden .....	37
8.3.2	Spezifische Schadensfunktionen .....	38
8.3.3	Schadenswahrscheinlichkeit .....	38
8.3.4	Mittlere jährliche Schadenserwartung .....	38
8.4	Ermittlung des Schadenpotenzials für Sechshelden im Ist-Zustand .....	39
9	NUTZEN-KOSTEN-BERECHNUNGEN .....	42
9.1	Schadensminderung im Plan-Zustand .....	42
9.2	Kosten-Nutzen-Vergleich .....	43
9.2.1	Kostenbarwert .....	43
9.2.2	Nutzenbarwert .....	43
9.2.3	Nutzen-Kosten-Verhältnis .....	44
10	ZUSAMMENFASSUNG .....	45

### Tabellenverzeichnis

<i>Tabelle 1: Relevante KOSTRA-Rasterelemente .....</i>	<i>8</i>
<i>Tabelle 2: Vermessungsumfang .....</i>	<i>9</i>
<i>Tabelle 3: Datensatz Hengstbach .....</i>	<i>9</i>
<i>Tabelle 4: Im Untersuchungsgebiet vorliegende Nutzung .....</i>	<i>10</i>
<i>Tabelle 5: Bausteine des hydrologischen Modells .....</i>	<i>11</i>
<i>Tabelle 6: 100-jährliche Abflüsse entlang des Hengstbachs .....</i>	<i>13</i>
<i>Tabelle 7: Vergleich der bordvollen Abflussleistung des Hengstbachs in Sechshelden mit Erfahrungen .....</i>	<i>14</i>
<i>Tabelle 8: Vergleich der bordvollen Abflussleistung des Hengstbachs mit <math>T_n</math>-jährlichen Abflüssen .....</i>	<i>16</i>
<i>Tabelle 9: Extrapolation des 1h- und 4h-Regens .....</i>	<i>18</i>
<i>Tabelle 10: Abfluss im Hengstbach in Höhe Bornhecke 8 (km 0+512, <math>A_{eo} = 8,39 \text{ km}^2</math>) .....</i>	<i>19</i>
<i>Tabelle 11: Eckdaten und Auswirkung des HRB am Standort K49 .....</i>	<i>24</i>
<i>Tabelle 12: Bemessungsvorgaben nach DIN 19700 (2004) .....</i>	<i>30</i>
<i>Tabelle 13: Kosten in € .....</i>	<i>35</i>
<i>Tabelle 14: Schadenspotenzial Ist-Zustand in Tsd. € .....</i>	<i>39</i>
<i>Tabelle 15: Schadenspotenzial für Plan-Variante 1 in Tsd. € .....</i>	<i>42</i>
<i>Tabelle 16: Kostenbarwerte .....</i>	<i>43</i>
<i>Tabelle 17: Nutzenbarwerte .....</i>	<i>44</i>
<i>Tabelle 18: Nutzen-Kosten-Verhältnis .....</i>	<i>44</i>

**Abbildungsverzeichnis**

Abbildung 1: Einzugsgebiet Hengstbach ..... 5

Abbildung 2: Blick auf die „komplexen Parzellenstrukturen bzw. Wald-Strauch-Übergangsbereiche“ im Einzugsgebiet des Hengstbachs ..... 6

Abbildung 3: Übersicht KOSTRA-Kachelelemente ..... 8

Abbildung 4: 100-jährliche Abflussspende ( $Hq_{100}$ ) des Hengstbachs im Vergleich mit 100-jährlichen Abflussspenden kleinerer, im Odenwald und an der Bergstraße gelegener Einzugsgebiete ..... 13

Abbildung 5: Übersicht Ober- und Unterliegerpegel ..... 18

Abbildung 6: Für das Ereignis vom 17. September 2006 gemessene und berechnete Spiegellagen ..... 19

Abbildung 7: Mit Treibgut und Geschwemmsel verlegter Bahndurchlass ..... 20

Abbildung 8: Beckenstandort K49 ..... 22

Abbildung 9: Aus den gruppierten Werten der KOSTRA-Kacheln 58/20 und 58/21 extrapolierte Niederschlagshöhen ..... 23

Abbildung 10: Speicherinhaltslinie Beckenstandort K49 ..... 24

Abbildung 11: Einstauflächen am Beckenstandort K49 für  $HQ_{100}$ ,  $HQ_{200}$  und  $HQ_{\text{September2006}}$  ..... 25

Abbildungen 12 und 13: Beispiele für Material oder leichte Bauten, die – sofern sie sich im Überschwemmungsgebiet befinden – leicht weggeschwemmt werden können ..... 27

Abbildungen 14 und 15: Brücke Sechsheldener Straße ..... 28

Abbildung 16: Klassifizierung von Hochwasserrückhaltebecken nach DIN 19700 (2004) ..... 29

Abbildung 17: Freibordbetrachtung für Hochwasserrückhaltebecken nach DIN 19700 (2004) ..... 30

Abbildung 18: Querschnittgegenüberstellung teilweise und komplett überströmbarer Damm ..... 31

Abbildung 19: Offenes Trogbauwerk mit Steinschüttung ..... 32

Abbildung 20: Einlaufseite mit Geschwemmselabweiser ..... 32

Abbildung 21: Querschnitt Schieberwand ..... 33

Abbildung 22: Dammkronenweg eines komplett überströmbar Dammes mit justierbarem Betonstein ..... 33

Abbildung 23: Rechnerisch ermittelte 100-jährliche Überflutungstiefen im Ortskern von Sechshelden ..... 40

## **1 EINLEITUNG**

### **1.1 Veranlassung**

Am 17. September 2006 führte ein extremes Niederschlag-Abfluss-Ereignis im oberen Lahn-Dill-Kreis zu massiven Überschwemmungen. Der Hengstbach - ein linksseitiger, kleiner Nebenlauf der Dill - überflutete den Haigerner Stadtteil Sechshelden in einem bis dahin nicht vorstellbaren Ausmaß. Vor dem Hintergrund dieses Ereignisses beauftragte die Stadt Haiger den Unterzeichner, die Hochwassersituation am Hengstbach näher zu beleuchten und darauf aufbauend ein Hochwasserschutzkonzept für Sechshelden zu erarbeiten.

In diesem Konzept sollen in Absprache mit der Stadt zunächst die Fachdisziplinen

- Hydrologie/Hydraulik und
- Wasserbau

zu Wort kommen (siehe nachstehende Kapitel). Weitere Fachplaner (Geotechnik, Landschaftsplanung, Ökologen, etc.) werden erst nach Festlegung konkreter Hochwasserschutzmaßnahmen und deren Abstimmung mit den städtischen Gremien und der wasserwirtschaftlichen Aufsichtsbehörde (RP Gießen, Abteilung Umwelt) eingebunden.

### **1.2 Hydrologie und Hydraulik**

#### **1.2.1 Vorbemerkung**

Die Festlegung und Dimensionierung der Hochwasserschutzmaßnahmen für Sechshelden erfolgt mit Hilfe eines Flussgebietmodells, welches die hydrologisch und hydraulisch relevanten Eigenschaften im Einzugsgebiet des Hengstbachs auf der Grundlage der verschiedenen abflussbestimmenden Gebiets- und Ereignismerkmale (z.B. Böden, Nutzung, anthropogene Veränderungen, Niederschlagshöhenstatistiken) beschreibt.

Dabei ist zu berücksichtigen, dass es losgelöst von den „individuellen Merkmalen“ des Untersuchungsgebiets Zusammenhänge gibt, die bei der Aufstellung und Anwendung eines Flussgebietmodells grundsätzlich zu berücksichtigen sind. Aus diesem Grund wird in einem generellen Bericht (Technischer Bericht, Heft 2) zunächst über „wasserwirtschaftliche Modelle“ und den Begriff „Flussgebietsmodell“ berichtet sowie das für die Untersuchung eingesetzte Modell vorgestellt. Des Weiteren wird in Heft 2 darauf eingegangen, auf welche prinzipielle Art und Weise die Erhebung der erforderlichen hydrologisch/hydraulisch relevanten Daten im Untersuchungsgebiet erfolgt und wie diese Daten im Rahmen der Erstellung bzw. Anpassung eines Flussgebietsmodells verwendet werden.

Schließlich widmet sich Heft 2 den Grundlagen zur (monetären) Bilanzierung von Hochwasserschäden. Aus dieser wird der Nutzen von Hochwasserschutzmaßnahmen (als vermiedene Schäden) abgeleitet, welcher wiederum im Rahmen einer ökonomischen Bewertung den Kosten der Maßnahmen gegenübergestellt werden kann.

#### **1.2.2 Flussgebietsmodell**

In dem hier vorgelegten Berichtsteil (Ergebnisbericht, Heft 1) wird detailliert auf die im Einzugsgebiets des Hengstbachs vorliegende Datengrundlage und seine gebietsspezifischen

Eigenschaften eingegangen (Kap. 2). Die Erstellung und Anpassung des Flussgebietsmodells Hengstbach wird in Kap. 3 und 4 erläutert. Die mit Hilfe des angepassten Modells bewertete Hochwassersituation in Sechshelden wird in Kap. 5 vorgestellt. Überdies wird - ungeachtet der „Unschärfen“, die mit der Nachrechnung von historischen Hochwasserereignissen einher gehen - das in Kap. 1.1 erwähnte Katastrophenereignis vom September 2006 näher beleuchtet.

#### 1.2.3 Hochwasserschutzkonzept

Aufbauend auf den mit dem Flussgebietsmodell für unterschiedliche Jährlichkeiten und Dauern durchgeführten Simulationsrechnungen erfolgt in Kap. 6 die Aufstellung des eigentlichen Hochwasserschutzkonzepts. Übliche „Zielgröße“ ist hierbei der Schutz vor einem 100-jährlichen Hochwasserereignis.

Grundsätzlich ist zwischen einem Durchleitungs- und einem Rückhaltekonzept zu unterscheiden, wobei aus wasserwirtschaftlicher Sicht die Rückhaltung zu bevorzugen ist, da bei einem reinen Durchleitungskonzept die Hochwasserproblematik ausschließlich auf die Unterlieger verlagert wird. Häufig kommt eine Kombination aus Durchleitungs- und Rückhaltekonzept zum Tragen.

Die Ermittlung des erforderlichen Rückhaltevolumens baut maßgebend auf der Festlegung der maximal verträglichen Abflussmengen im innerörtlichen Bereich von Sechshelden auf. In diesem Zusammenhang werden innerörtliche Abflussengpässe und deren Auswirkung auf das Gesamtabflussgeschehen aufgezeigt.

Schließlich wird in Kap. 6 der Frage nachgegangen, ob durch ein seinerzeit bereits bestehendes Schutzsystem die Verheerung beim Ereignis vom September 2006 hätte verringert werden können.

### 1.3 **Wasserbau**

#### 1.3.1 Klärung der Umsetzbarkeit

Die wasserbauliche Komponente des vorliegenden Berichts (Kap. 7) beinhaltet in der aktuellen Bearbeitungsphase nur die Klärung der prinzipiellen Umsetzbarkeit der aufgezeigten Maßnahmen in der Örtlichkeit. Dies betrifft primär die Maßnahmen zum Hochwasserrückhalt. Auf der Basis einer flächenhaften Geländevermessung wird das Retentionsvolumen an dem in Frage kommenden Beckenstandort abgeschätzt und die zugehörige Speicherinhaltslinie erstellt. Auf diese Weise können erste Kenndaten (z.B. Dammhöhe, Dammlänge, etc.) benannt werden. Grundsätzlich machbare Bauformen werden aufgezeigt, jedoch nicht konkret beplant.

#### 1.3.2 Kostenschätzung

Die vorgeschlagenen Maßnahmen werden – auf der Grundlage von aktuellen Einheitspreisen – in Art und Umfang einer Kostenschätzung bewertet.

### 1.3.3 Ökonomische Bewertung

Bei der abschließenden ökonomischen Bewertung werden die abgeschätzten Kosten der Maßnahmen den durch die Schutzmaßnahmen vermeidbaren Schäden gegenübergestellt (Kap 9). Um letztere zu quantifizieren, sind die durch Hochwasser zu erwartenden Schäden in Sechshelden zu ermitteln. Hierzu werden in Kap. 8 die Grundlagen zur Schadenbilanz aufgezeigt und darauf aufbauend die mittlere jährliche Schadenserwartung für Sechshelden im Ist- und Plan-Zustand vorgestellt.

## 1.4 **Verwendete Unterlagen**

Die im Zuge der Untersuchung gesichteten und ausgewerteten Unterlagen sind nachstehend zusammengestellt; auf sie wird in den folgenden Kapiteln durch „/..!“ verwiesen.

### **Hydrologische, hydraulische Untersuchungen:**

/H1/ Aktualisierung des Flussgebietsmodells der Weschnitz, BGS Wasser, 2009

### **Ortsentwässerung:**

/O1/ Auszug aus dem Kanalkataster der Stadt Haiger, Ortsteil Sechshelden, ohne Datum

### **Unterlagen Schadenspotenziale und Risikobewertung:**

/S1/ Abschätzung von Schadenspotentialen und Risikobewertung, Daten zum Hochwasserflächenmanagement, DVWK Hochwassermanagement-Hochwasserflächenmanagement, Ruiz-Rodriguez, Vortrag Wiesbaden 1998

/S2/ Hochwasserschadenspotenziale, Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau e.V. (BWK), 2001

/S3/ Arbeitshilfe Hochwasserschadensinformationen, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (DWA), 2008

### **Weitere wasserwirtschaftliche Grundlagen:**

/W1/ Vermessung von Gewässerprofilen des Hengstbachs und flächenhafte Aufnahme von Vorlandpunkten westlich der K49, Vermessungsbüro TERRACONDATA, 2010

/W2/ BUEK 500  
Digitale Bodenkarte von Hessen (1:500.000)  
Hessisches Landesamt für Umwelt und Geologie, Wiesbaden, 2002

/W3/ GUEK 300  
Geologische Übersichtskarte von Hessen (1:300.000)  
Hessisches Landesamt für Umwelt und Geologie, Wiesbaden, 2007

/W4/ CORINE Land Cover 2000, Daten zur Bodenbedeckung – Deutschland, Deutsches Zentrum für Luft- und Raumfahrt e. V. Wessling, 2000

/W5/ Topografische Karte (1:25.000, Nr. 5211), Hessisches Landesvermessungsamt, 2002

/W6/ KOSTRA-DWD 2000, Starkniederschlagshöhen für die Bundesrepublik Deutschland, Deutscher Wetterdienst, Institut für technisch-wissenschaftliche Hydrologie GmbH

- 
- AW7/ Pegelstatistiken der Pegel Breidenstein, Etzelmühle, Herbornseelbach, Dillenburg2, Haiger (Lahn-Dillgebiet), Hessisches Landesamt für Umwelt und Geologie, überreicht per Email, 2010
- AW8/ „Ein extremes Niederschlags-Abfluss-Ereignis am 17.09.2006 im oberen Lahn- und Dillgebiet“, Hessisches Landesamt für Umwelt und Geologie, Jahresbericht 2006
- AW9/ DIN 19700, Teil 12 Hochwasserrückhaltebecken, 2004
- AW10/ Leitfaden „Überströmbare Dämme und Dammscharten“, Landesanstalt für Umwelt (LfU) Karlsruhe (heute: LUBW), 2004
- AW11/ Leitlinien zur Durchführung dynamischer Kostenvergleichsrechnungen (KVR-Leitlinien), Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA), 2005

## 2 BEARBEITUNGSGRUNDLAGEN

### 2.1 Gebietsbeschreibung

Der Hengstbach entspringt in den Höhenlagen der Struth - einem bewaldeten Höhenzug an der Nahtstelle von Rothaargebirge, Westerwald und Gladenbacher Bergland - zwischen dem Himmberg im Westen und dem Desberg im Osten. Vor dort aus fließt der Hengstbach in südöstliche Richtung, um nach rd. 3,0 km den Zufluss eines von West nach Ost verlaufenden Seitengrabens (Kuhbach) aufzunehmen. Nach weiteren 500 m Fließweg erreicht der Hengstbach den zur Stadt Haiger gehörenden Ortsteil Sechshelden. Dort mündet mit dem aus Norden kommenden Imbach ein weiterer Seitengraben ein. Nachdem er Sechshelden durchquert hat, tritt der Hengstbach in die Verdolung der am südlichen Ortsrand verlaufenden Bundesstraße B277 ein und mündet nach weiteren 100 m Fließweg in die Dill. In Höhe der Mündung weist das Einzugsgebiet des Hengstbachs eine Fläche von 8,5 km<sup>2</sup> auf.

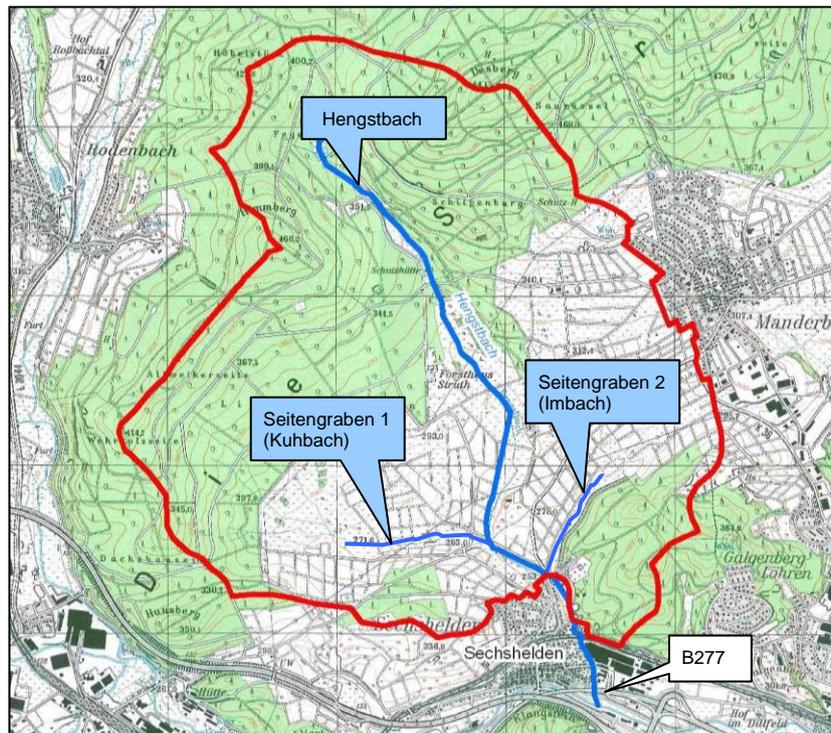


Abbildung 1: Einzugsgebiet Hengstbach

Das in Teilflächen unterteilte Untersuchungsgebiet mit deren jeweiligen Bezeichnungen ist in Heft 3, Plan 1 aufgezeigt. Auf die Kenngrößen dieser Teilflächen wird in Kapitel 3.2.1 vertieft eingegangen.

### 2.2 Topographie

Der höchste Punkt des Untersuchungsgebiets liegt auf einer Höhe von etwa 540 müNN (Desberg), der Tiefpunkt an der Dillmündung auf 240 müNN. Damit überwindet der Hengstbach einen Höhenunterschied von 300 m; bezogen auf die Lauflänge des Gewässers von insgesamt 4,2 km entspricht dies einem sehr hohen mittleren Längsgefälle von über 7 %.

### 2.3 Untergrund- und Bodenverhältnisse

Laut /W2/ herrschen im Untersuchungsgebiet überwiegend Böden aus lösslehmartigen Solifluktsdecken vor (Solifluktion: großflächige hangabwärtsgeneigte Fließbewegung von Schutt- und Erdmassen). Als Bodenarten stehen größtenteils lehmiger Sand bis sandiger Schluff, häufig skeletthaltig an (siehe Heft 3, Plan 2). Im Norden und Süden finden sich sandig-schluffige Lehme und tonige Lehme. Damit kann den Böden des Einzugsgebiets eine mittlere bis geringe Versickerungsfähigkeit zugewiesen werden.

### 2.4 Bodennutzung

Die Landnutzung wurde /W4/ bzw. /W5/ entnommen und in Heft 3, Plan 3 aufbereitet. Demzufolge ist das Untersuchungsgebiet gut zur Hälfte mit Wald bestanden. Die andere Hälfte besteht aus komplexen Parzellenstrukturen bzw. Wald-Strauch-Übergangsbereichen. Aus Abbildung 2 geht hervor, dass es sich hierbei um kleinräumig wechselnde Areale handelt, die entweder als Grünland (teilweise auch Viehweide) oder Acker genutzt werden.



Abbildung 2: Blick auf die „komplexen Parzellenstrukturen bzw. Wald-Strauch-Übergangsbereiche“ im Einzugsgebiet des Hengstbachs

### 2.5 Ortsentwässerung

Mit Blick auf Plan 1 (Heft 3) ist überdies ersichtlich, dass sich im Untersuchungsgebiet keine zusammenhängenden Ortslagen befinden (siehe hierzu auch Abbildung 1). Das unmittelbar am östlichen Rand des Einzugsgebiets gelegene Manderbach (Stadt Dillenburg) entwässert in das Tal der Dietzhölze, die Kanalisation von Sechshelden findet ihre Vorflut direkt in der Dill. Mit anderen Worten: der Hengstbach wird nicht als Vorfluter für die Einleitungen aus der Kanalisation größerer Ortslagen genutzt.

### 2.6 Anlagen zum Hochwasserschutz

Im Untersuchungsgebiet sind keine Anlagen zum Rückhalt bzw. zur Speicherung von Hochwasser (Hochwasserrückhaltebecken, Retentionsräume) vorhanden.

## 2.7 Messdaten

Eine wesentliche Grundlage für die Simulation von Hochwasserwellen in einem Untersuchungsgebiet sind möglichst langjährige meteorologische und hydrologische Messungen. Solche Messdaten ermöglichen es, abgelaufene Hochwasser zu analysieren und die Auftretenswahrscheinlichkeit ihrer Scheitelwerte einzustufen. Überdies kann anhand dieser Messungen das erstellte Flussgebietsmodell

- sowohl durch den Vergleich zwischen gemessenen und simulierten historischen Niederschlag-Abfluss-Ereignissen als auch
- durch den Vergleich zwischen den an den Pegeln statistisch extrapolierten Abflussscheiteln und den aus Niederschlägen entsprechender Wahrscheinlichkeit berechneten Werten

angepasst werden. Die für das Untersuchungsgebiet vorliegende Messgrundlage sieht wie folgt aus:

### 2.7.1 Historische Ereignisse

Im Umfeld des Untersuchungsgebiets können zwar hinsichtlich der *Messungen von Niederschlägen* zum Beispiel auf die Messungen der Station Haiger zurückgegriffen werden. Da aber am Hengstbach keine *Abflussmessungen* vorliegen, ist im Untersuchungsgebiet keine Datengrundlage vorhanden, die die oben erläuterten Hochwasseranalysen gestattet. Damit entfallen auch die erwähnten Möglichkeiten zur Anpassung des Modells.

Hinsichtlich der Modellanpassung bliebe nun die Möglichkeit, die Niederschlagsdaten eines historischen Ereignisses als Systembelastung zu verwenden und die hieraus berechneten Abflüsse/Wasserstände mit den seinerzeit z.B. an innerörtlichen Brücken *beobachteten Wasserständen* zu vergleichen. In diesem Zusammenhang seien nachstehend nochmals die in Heft 2 genannten Aspekte aufgeführt, die grundsätzlich bei der Verwendung von historischen Ereignissen zu beachten sind:

- Die Anpassung des Modells erfolgt auf der Basis einer Niederschlagsbelastung, die als Punktinformation vorliegt und auf das Gesamtgebiet übertragen wird.
- Diese Systembelastung ist umso mehr „geraten“, je ungenügender die über das historische Ereignis vorliegenden Punktinformationen sind.
- Ferner können sich die Systemzustände während des Ereignisses grundlegend geändert haben (z.B. durch mit Treibgut verlegte Brückenquerschnitte).

Vor diesem Hintergrund ist also auch die Verwendung eines historischen Ereignisses mit Unsicherheiten bzw. Unschärfen behaftet. Ungeachtet dessen wird aber weiter unten das Septemberereignis 2006 vertieft betrachtet, insbesondere um seine Einmaligkeit zu unterstreichen.

Doch sei bereits an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass die Nachrechnung des Septemberereignisses im Rahmen der Modellanpassung keine Berücksichtigung fand.

2.7.2 Niederschlagshöhenstatistik

Um mit dem Flussgebietsmodell Hochwasserabflüsse mit vorgegebener Auftretenswahrscheinlichkeit zu ermitteln (z.B. 100-jährlicher Abfluss), sind statistisch aufbereitete Niederschlagsbelastungen vorzugeben. Diese können der KOSTRA-Untersuchung /W6/ entnommen werden, in welcher rasterweise für das gesamte Bundesgebiet von Regendauer und Regenhäufigkeit abhängige Niederschlagshöhen quantifiziert wurden.

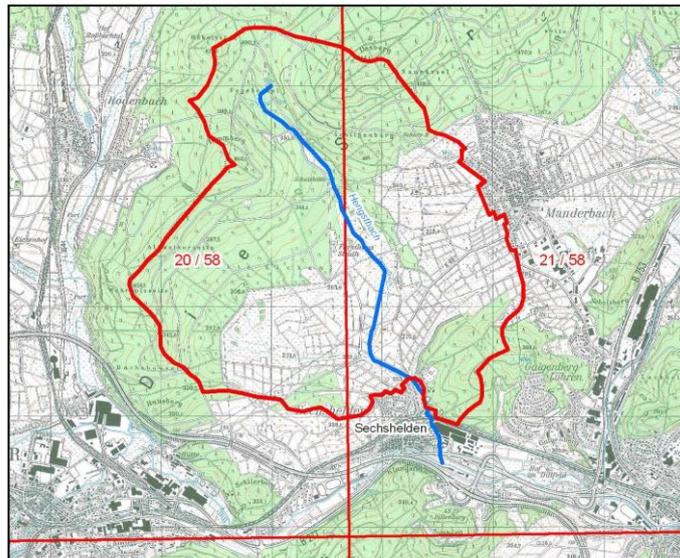


Abbildung 3: Übersicht KOSTRA-Kachelemente

Aus Abbildung 3 kann abgelesen werden, dass sich das Einzugsgebiet des Hengstbachs über 2 Rasterelemente erstreckt (der Gültigkeitsbereich der jeweiligen Kachel ist mit einer roten, gerade verlaufenden Linie umgrenzt). Die beiden Rasterelemente sind in Tabelle 1 näher bezeichnet.

Tabelle 1: Relevante KOSTRA-Rasterelemente

Rasterfeld		Beschreibung
Spalte	Zeile	
20	58	Haiger
21	58	Dillenburg

### 3 MODELLERSTELLUNG

#### 3.1 Wasserspiegellagenmodell

##### 3.1.1 Vermessungsumfang

Im Herbst 2010 wurde der Hengstbach zwischen dem Forsthaus Struth und seiner Mündung in die Dill vermessen (/W1/). In der nachstehenden Tabelle 2 sind die vermessungstechnischen Eckdaten – ausgedrückt in Gesamtlänge des Gewässerabschnitts, Anzahl der offenen bzw. geschlossenen Profile (Brücken, Durchlässe) – aufgeführt.

*Tabelle 2: Vermessungsumfang*

Gewässer	Länge		Gesamtlänge [km]	Anzahl Profile		Gesamtanzahl Profile
	von [km]	bis [km]		offen	geschl.	
Hengstbach	0+000	2+310	2,31	21	17	38

##### 3.1.2 Datensatz des hydraulischen Modells

Die Aufbereitung der vermessenen Gewässerprofile in einem entsprechenden Gewässerdatensatz beinhaltet insbesondere die folgenden Punkte (siehe hierzu Heft 2):

- Profilverlängerung unter Zuhilfenahme des für Sechshelden aus der Gewässervermessung, dem Kanalkataster /O1/ (Schachtdeckelhöhen) und aus den Höhenlinien der TK25 /W5/ erzeugten Digitalen Geländemodells (DGM),
- Ergänzung weiterer Profile,
- Stationierung des hydraulischen Modells auf Basis der Centerline (Bachachse),
- Festlegung der Rauheitsparameter  $k_{St}$  nach Manning-Strickler.

Nach Abschluss dieser Arbeiten stand der lauffähige Datensatz des Hengstbachs zur Verfügung. Der Übersicht halber ist dieser in Tabelle 3 nochmals aufgeführt. Im Vergleich mit den Angaben der Tabelle 2 zeigt sich, dass infolge der „modellbedingten“ Ergänzungen sich die Anzahl der im Datensatz vorgehaltenen Profile fast verdoppelt hat.

*Tabelle 3: Datensatz Hengstbach*

Gewässer	Länge		Gesamtlänge [km]	Anzahl Profile		Gesamtanzahl Profile
	von [km]	bis [km]		offen	geschl.	
Hengstbach	0+000	2+310	2,31	46	20	66

#### 3.2 Niederschlag-Abfluss-Modell

Wie in Kap. 2.5 erwähnt, wird der Hengstbach nicht als Vorfluter für die Einleitungen aus der Kanalisation größerer Ortslagen genutzt. Die zur modelltechnischen Abbildung der Stadtentwässerung erforderlichen Bausteine „kanalisierte Fläche“, „Sonderbauwerke der Kanalisation“ (Regenüberläufe, Regenüberlaufbecken) und „Einleitungen“ (z.B. Kläranlagen) bleiben also unberücksichtigt.

Damit besteht das für den Hengstbach aufzubauende flächendetaillierte Niederschlag-Abfluss-Modell (N-A-Modell) aus den Modellbausteinen:

- natürlich entwässernde Flächen,
- Transportstrecken.

### 3.2.1 Natürlich entwässernde Flächen

Auf der Grundlage der Struktur des Gewässersystems, der Topografie, der Bodennutzung und der Bodeneigenschaften wurden 11 natürlich entwässernde Flächen abgegrenzt, deren Gesamtsumme sich auf  $A_{\text{nat}} = 8,5 \text{ km}^2$  beläuft. Die Abgrenzung der einzelnen Teilflächen ist in Plan 1 (Heft 3) dargestellt. Daraus geht hervor, dass die Bezeichnung der Teilflächen sich aus dem Kürzel HE (für Hengstbach) und einer laufenden Nummer (Nummerierung beginnend am jeweiligen Kopfgebiet und in Fließrichtung ansteigend) zusammensetzt.

#### 3.2.1.1 Abflussbildung

Wie in Heft 2 berichtet, wird mit dem hier verwendeten N-A-Modell die Abflussbildung auf den bei natürlichen Flächen wichtigen durchlässigen Flächenanteilen mit einem modifizierten SCS-Verfahren beschrieben, in welchem der Abflussbeiwert in Abhängigkeit der ereignis-spezifischen Niederschlagshöhe  $h_N$  und gebietspezifischer CN-Werte bestimmt wird. Da der CN-Wert eine sehr sensitive Kenngröße ist, steht er bei der Anpassung des Simulationsmodells stets im Vordergrund.

- Bodennutzung

Die Bodennutzung des Untersuchungsgebiets ist stark unterschiedlich und auf kleine Areale begrenzt (insbesondere in der Nutzungsform komplexe Parzellenstrukturen und Wald-Strauch-Übergangsstadien, siehe Plan 3 in Heft 3). Aus diesem Grund wurden zunächst die Nutzungsformen in die beiden Hauptkategorien „Komplexe Strukturen“ und „Wald“ zusammengefasst. Überdies wurden die Anteile der relevanten Straßenflächen abgeschätzt, um hieraus den jeweiligen Versiegelungsgrad zu ermitteln. Im Anschluss daran wurden die prozentualen Anteile der beiden Nutzungskategorien für jede betrachtete natürliche Teilfläche ermittelt. Bezogen auf die natürlichen Flächen des gesamten Untersuchungsgebiets lauten diese Anteile:

Tabelle 4: Im Untersuchungsgebiet vorliegende Nutzung

Nutzung	Anteil [%]
Komplexe Strukturen	43
Wald	57

Damit werden die natürlichen Flächen des Untersuchungsgebiets zu 57% forstwirtschaftlich genutzt. Bei 43% liegen komplexe Strukturen aus kleinräumig wechselnder Grünland- und Ackernutzung vor.

- Bodentyp

In einem weiteren Schritt erfolgte die Festlegung der Bodentypen, die u.a. anhand der im Gebiet anzutreffenden Bodenarten abgeschätzt wurden (siehe Plan 2, Heft 3).

Für die sich hieraus ergebenden Kombinationen aus den beiden Nutzungskategorien und den Bodentypen wurden durch flächenmäßige Wichtung die CN-Werte einer jeden Teilfläche ermittelt. Diese bewegen sich zwischen  $CN = 76$  (bei Nutzung als „komplexe Struktur“ mit einem Boden mit geringem Versickerungsvermögen) und  $CN = 60$  (bei Wald mit mittlerer Durchlässigkeit des Bodens).

### 3.2.1.2 Abflusskonzentration

Wesentliche Kenngröße zur Berechnung der Abflusskonzentration in natürlichen Flächen ist der orographische Faktor  $L/J_g^{0,5}$  (siehe Heft 2). Dieser wurde auf Grundlage der topographischen Karte *M5/* für jede natürlich entwässernde Fläche des Untersuchungsgebiets über die Werte  $H_o$  (Hochpunkt der Wasserscheide),  $H_u$  (Höhenkote der Einleitungsstelle) und  $L$  (auf die Horizontale projizierte Länge zwischen  $H_o$  und  $H_u$ ) festgelegt.

Die zuvor beschriebenen Kenngrößen der natürlichen Teilflächen (CN-Werte,  $L$ ,  $H_o$  und  $H_u$ ) sind Heft 3, Anhang 1 zu entnehmen.

### 3.2.2 Transportstrecken

Wie in Heft 2 beschrieben, beruht der im N-A-Modell verfolgte Ansatz zur Wellenablaufberechnung auf Spiegellagenberechnungen (hydraulisches Verfahren), welche mit dem 1D-Modell WASPLA durchgeführt werden. Als untere Randbedingung wurde dabei im Mündungsbereich des Hengstbachs in die Dill Normalabfluss angesetzt.

Die aus diesen Spiegellagenberechnungen resultierenden Beziehungen  $Q(h)$ ,  $V(h)$ ,  $V_{tot}(h)$  und  $O_{wsp}(h)$  enthält Heft 3, Anhang 3. Das aus den Berechnungen abgeleitete bordvolle Abflussband des Hengstbachs ( $Q_{voll}$ ) findet sich in Heft 3, Anhang 8.

### 3.2.3 Systemlogik

Abschließender Schritt der Modellerstellung war, die in den vorangegangenen Kapiteln beschriebenen Einzelelemente in einer Systemlogik zu verknüpfen, die das reale Ablaufschema der Entwässerung des Untersuchungsgebiets widerspiegelt. In Heft 3, Anhang 4 ist diese Systemlogik aufgeführt (Systemdatei).

Nachfolgende Tabelle gibt einen Überblick über die im hydrologischen Modell verwendeten Bausteine:

*Tabelle 5: Bausteine des hydrologischen Modells*

Modellbausteine	Anzahl
natürliche Flächen	11
Transportstrecken	8
Summe	19

## 4 MODELLANPASSUNG

### 4.1 Verifizierung des hydraulischen Modells

Bei der Anpassung des hydraulischen Modells stehen die geschätzten Rauheitswerte für die Wandungen des Hengstbachs im Vordergrund. Prinzipiell bedarf es hierzu

- Pegelmessstelle(n) mit möglichst durch Messungen abgesicherten Abflusskurve(n),
- einer Messkampagne, bei der an einem Stichtag an unterschiedlichen Gewässerstellen gleichzeitige Abfluss- und Wasserstandsmessungen durchgeführt wurden,

welche aber - wie bereits erwähnt - am Hengstbach nicht vorliegen. Aus diesem Grund wurden die in Heft 2 genannten  $k_{St}$ -Werte angesetzt. Mit Letzteren wurden für eine Vielzahl von vergleichbaren Gewässern die örtlichen Verhältnisse gut abgebildet.

### 4.2 Verifizierung des hydrologischen Modells

An dieser Stelle sei nochmals daran erinnert, dass bei der hier durchzuführenden Modellanpassung weder auf historische Abflussereignisse noch auf Pegelstatistiken zurückgegriffen werden kann. Damit rückt bei der Verifizierung des Modells der Vergleich berechneter Scheitelwerte von statistischen Hochwasserereignissen (synthetische Ereignisse) mit entsprechenden Erfahrungswerten in den Vordergrund.

Darüber hinaus werden die Berechnungsergebnisse den Hochwasserabflussspenden von im Odenwald und an der Bergstraße südlich von Darmstadt gelegenen Einzugsgebieten gegenübergestellt (/H1/). Trotz der großen Distanz bietet es sich an, diesen Vergleich durchzuführen, weil die in /H1/ behandelten Untersuchungsgebiete hinsichtlich ihrer Größe ( $< 10 \text{ km}^2$ ), hinsichtlich ihrer Nutzung (größerer Waldanteil, sehr geringer Siedlungsanteil) und hinsichtlich des Gefälles ähnliche Merkmale wie das Einzugsgebiet des Hengstbachs aufweisen.

#### 4.2.1 Synthetische Ereignisse

##### 4.2.1.1 Syntheseberechnungen

Die Berechnungen selbst wurden wie folgt durchgeführt:

- Als Niederschlagsbelastung wurden für die betrachteten Wiederkehrintervalle  $T_n$  die gruppierten Werte der beiden Rasterfelder aus Tabelle 1 als repräsentative Niederschlagshöhen für das Untersuchungsgebiet angesetzt<sup>1</sup>. Dabei wurde grundsätzlich von einer zeitlich und räumlich gleichmäßigen Verteilung des Niederschlags ausgegangen (siehe hierzu auch Heft 2).
- Da sich nicht von vornherein absehen lässt, welche Niederschlagsdauer  $T_N$  für das Gewässer die ungünstigsten Belastungen liefert, wurde das gesamte Spektrum verschiedener Blockregendauerstufen (30-min Regen bis 3-Tage Regen) durchgerechnet und der jeweilige  $T_n$ -jährliche Scheitelwert ermittelt. In Tabelle 6 sind am Beispiel des 100-jährlichen Ereignisses die entsprechenden Ergebnisse an ausgewählten Stellen des Hengstbachs aufgelistet (maßgebende Werte sind unterstrichen).

<sup>1</sup> D.h. es wurden die Mittelwerte aus den jeweiligen Niederschlagshöhen beider Raster gebildet (siehe Anhang 5, Heft 3).

Tabelle 6: 100-jährliche Abflüsse entlang des Hengstbachs

Gewässerstelle im Hengstbachbach	100-jährliche Abflüsse in m³/s					
	1h	2h	4h	6h	12h	24h
Uh. Forsthaus Struth, km 2+133, A <sub>e0</sub> = 3,17 km²	2,6	<u>2,9</u>	2,9	2,6	2,0	1,4
Höhe Bornhecke, km 0+512, A <sub>e0</sub> = 8,39 km²	8,9	<u>9,8</u>	9,2	8,1	5,9	4,2
Höhe Mündung, km 0+000, A <sub>e0</sub> = 8,52 km²	7,8	<u>8,3</u>	8,1	7,8	6,0	4,2

Bezüglich der maßgebenden Niederschlagsdauern sind vor allem das Zusammentreffen der Hochwasserspitzen aus den einzelnen Teilgebieten (Wellenüberlagerung), die Fließzeit im Teilgebiet sowie der jeweils zum Abfluss kommende Niederschlag von Bedeutung (Abflussbeiwert und damit die Abflussfülle ist umso größer, je höher die Niederschlagsmenge):

- Am Hengstbach liefert der 2h-Regen die maßgebenden HQ<sub>100</sub>-Werte. Sie belaufen sich in Höhe Bornhecke auf 9,8 m³/s, in Höhe der Mündung in die Dill auf 8,3 m³/s.
- D.h. trotz Gebietszuwachs verringert sich der maßgebende 100-jährliche Abflussscheitel spürbar. Grund hierfür sind die entlang des Fließwegs wirkenden Retentionseffekte. Dabei ist das Maß der Dämpfung umso geringer, je größer die Abflussfülle bzw. je länger die betrachtete Dauerstufe ist.

4.2.1.2 Vergleich der Modellergebnisse mit Hochwasserabflussspenden von kleinen, im Odenwald bzw. an der Bergstraße gelegenen Einzugsgebiete

Zum Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Abflussspenden kleinerer, im Odenwald bzw. an der Bergstraße gelegener Einzugsgebiete wurde der in Höhe der Bornhecke berechnete maßgebende 100-jährliche Scheitelwert des Hengstbachs (9,8 m³/s bzw. 1.168 l/skm²) gemeinsam mit den Ergebnissen aus /H1/ in ein Abflussspendendiagramm eingetragen:

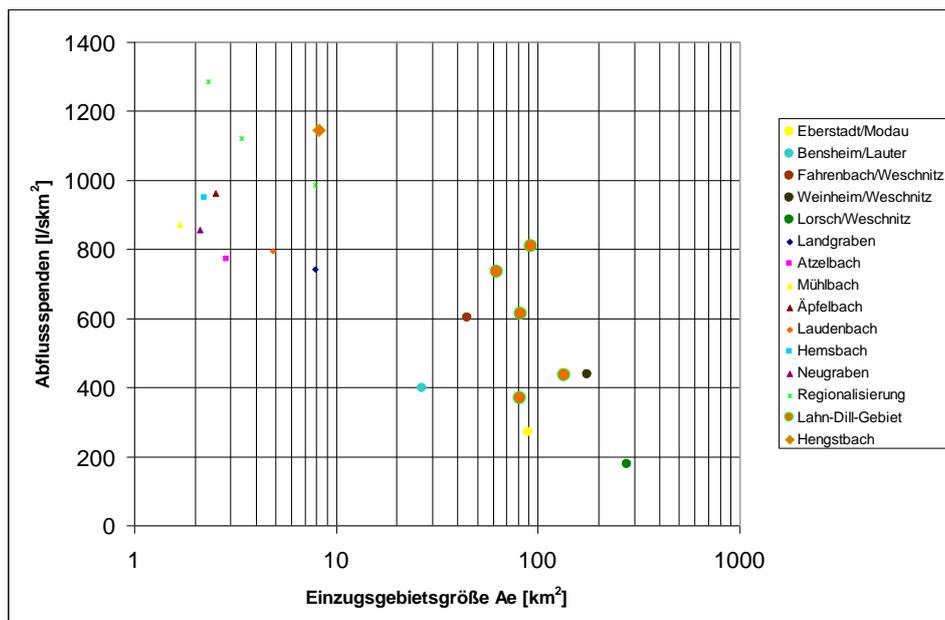


Abbildung 4: 100-jährliche Abflussspende (Hq<sub>100</sub>) des Hengstbachs im Vergleich mit 100-jährlichen Abflussspenden kleinerer, im Odenwald und an der Bergstraße gelegener Einzugsgebiete

- Das aufgezeigte Wertespektrum der „Odenwald/Bergstraßen-Gewässer“ wurde auf der Grundlage von Flussgebietsmodellen bzw. des Regionalisierungsmodells des Landes Baden-Württemberg ermittelt.
- Die für den Hengstbach berechnete Abflusssspende liegt über diesem Wertespektrum, wobei aber die Spenden hinsichtlich ihrer Größenordnung auf eine durchaus ähnliche „hydrologische Welt“ hindeuten.
- Offensichtlich liegt am Hengstbach eine höhere Abflussbereitschaft vor als am Odenwaldrand bzw. an der Bergstraße. Dieser Eindruck setzt sich fort, wenn man die aus Pegelauswertungen ermittelten  $H_{q_{100}}$ -Werte im Lahn-Dill-Gebiet betrachtet (diese wurden *W7/* entnommen und sind in Abbildung 5 als Vollkreise für Einzugsgebietsgrößen  $> 20 \text{ km}^2$  eingetragen). Die entsprechenden Spenden liegen meist über denjenigen der Odenwaldgewässer Modau, Lauter und Weschnitz.

Auch wenn der Vergleich der in Abbildung 4 dargestellten Spenden aufgrund der großen Distanz der Einzugsgebiete nicht überbewertet darf: die „Odenwald/Bergstraßen-Gewässer“ und die „Lahn-Dill-Region“ zeigen insgesamt bei zunehmendem Einzugsgebiet eine ähnliche Abnahme der Spenden; damit kann der für den Hengstbach berechnete  $H_{q_{100}}$ -Wert zumindest als nicht unplausibel eingestuft werden.

#### 4.2.1.3 Vergleich der $T_n$ -jährlichen Abflüsse mit Erfahrungswerten

Der weiter oben am Beispiel des 100-jährlichen Ereignisses erläuterte Blockregenvergleich wurde auch für die Wiederkehrintervalle  $T_n = 10a, 20a$  und  $50a$  durchgeführt. Um die maßgebenden  $T_n$ -jährlichen Abflüsse mit den in Sechshelden vorliegenden Erfahrungen vergleichen zu können, wird

- in einem ersten Schritt die dort vorliegende bordvolle Abflussleistung  $Q_{\text{voll}}$  den dort berechneten  $T_n$ -jährlichen Scheitelabflüssen gegenübergestellt. Dadurch kann der Beginn der Ausuferung statistisch eingeordnet werden.
- Die Beobachtungen über Ausuferungen - auf diese wird weiter unten eingegangen - werden in einem zweiten Schritt in „Ausuferungsklassen“ eingestuft:
  - häufig: etwa einmal im Jahr
  - manchmal: etwa alle 10 Jahre
  - selten: etwa alle 20 Jahre
  - noch nie: nicht beobachtet
- Die (beobachteten) Ausuferungen können nun mit den statistisch eingeordneten bordvollen Abflussleistungen verglichen werden.

*Tabelle 7:* Vergleich der statistisch eingeordneten  $Q_{\text{voll}}$ -Werte mit Erfahrungen

Gewässerstelle	Ausuferungs- klasse	$Q_{\text{voll}}$ [m <sup>3</sup> /s]	$H_{q_{10}}$ [m <sup>3</sup> /s]	$H_{q_{20}}$ [m <sup>3</sup> /s]	$H_{q_{50}}$ [m <sup>3</sup> /s]
Bornhecke 8 (km 0+512)	manchmal	5,3	5,0	6,3	7,5
Oberh. Brücke Sechshelder Straße (km 0+305)	selten	6,9	5,0	6,3	7,0
Steg Hofstraße (km 0+142)	selten	6,5	5,0	6,3	7,0

Zur besseren Lesbarkeit sind die berechneten maßgebenden  $T_n$ -jährlichen Abflüsse farblich hervorgehoben. Hierbei bedeutet grün, dass  $HQ_x$  zu keiner Überlastung führt, während rot auf eine Ausuferung an der betrachteten Gewässerstelle hinweist.

- Erfahrungswerte über abgelaufene Hochwasser liegen insbesondere über das Septemberereignis 2006 vor (aufgrund seiner Einmaligkeit wird auf dieses Ereignis weiter unten in einem eigenen Kapitel eingegangen). In Höhe der Bornhecke wurden seinerzeit Wasserstände von bis zu 4 m über Gelände beobachtet.
- Nach Auskunft der Anwohner in der Bornhecke 8 führte aber auch im Jahr 1996 ein sommerliches Gewitterereignis zur Überflutung der Kellerräume. Überdies wurde berichtet, dass es dort auch im Frühjahr bei Schneeschmelze in Kombination mit Niederschlägen zu kritischen Wasserständen kommen kann. Rechnerisch liegt  $HQ_{10}$  in Höhe der Bornhecke 8 nur wenig unter dem  $Q_{\text{voll}}$ -Wert. Das Berechnungsergebnis passt somit recht gut zur Beobachtung.
- Eine Ausuferung im Bereich der Sechshelder Straße sowie der Hofstraße und damit die Überflutung des dort östlich des Hengstbachs gelegenen Gewerbegebiets bzw. der Wohnbebauung im Westen tritt rechnerisch eher selten auf. Angesichts von kritischen Wasserständen bzw. großflächigen Überflutungen im Jahr 1996 und 2006 (die zur Einstufung in die Ausuferungsklasse „selten“ geführt haben) deutet dies auf ein etwas zu günstiges Berechnungsergebnis hin (d.h. zu geringe  $T_n$ -jährliche Abflüsse). Doch darf nicht übersehen werden, dass es eine Eigenschaft derartiger Ereignisse ist, dass sie nicht in regelmäßigen Abständen wiederkehren, sondern unregelmäßig auftreten.

#### 4.2.2 Fazit

Insgesamt zeigen die zuvor erläuterten Vergleiche, dass das Flussgebietsmodell ein realitätsnahes und mit den Erfahrungen im Gebiet weitgehend übereinstimmendes Bild der Hochwassersituation im Untersuchungsgebiet liefert.

Somit können die mit dem Modell berechneten  $T_n$ -jährlichen Abflüsse als plausibel angesehen werden. Diese simulierten Hochwasserabflüsse sind die Basis der nachfolgenden Betrachtungen.

Exemplarisch sind die für alle betrachteten Dauerstufen berechneten 100-jährlichen Abflüsse in Heft 3, Anhang 6 aufgeführt. Die sich daraus für die maßgebende Dauerstufe  $T_N = 2\text{h}$  ergebenden 100-jährlichen Spiegellagen sind tabellarisch in Heft 3, Anhang 7 aufgeführt.

## 5 HOCHWASSERSITUATION AM HENGSTBACH

### 5.1 Vorbemerkung

Bevor auf die Bewertung der am Hengstbach vorliegenden Hochwassersicherheit eingegangen wird, muss an dieser Stelle auf die verbleibenden Unsicherheiten hingewiesen werden:

- Generell ist zu berücksichtigen, dass nur an aufgemessenen Profilen Aussagen möglich sind (zwischen 2 Profilen gelegene Schwachstellen sind dem Modell nicht bekannt und können fehleingeschätzt werden).
- Insbesondere in den Ortslagen kann der Fließweg des ausufernden Wassers nicht ausreichend verfolgt werden (separater Fließweg z.B. entlang überfluteter Straßen).
- Bei Hochwasserereignissen können weitere Einflüsse für Überflutungen sorgen, die sich einer rechnerischen Ermittlung entziehen. Dazu gehört insbesondere die Verlegung von Durchflussquerschnitten durch mitgeführte Schwimmstoffe wie Bäume, Astwerk und ähnliches. Hiervon sind häufig Brücken betroffen.
- Problematisch ist, für am Gewässer gelegene Einzelanwesen belastbare Aussagen zu treffen, da dort häufig nur ein vermessenes Profil bzw. weite Profilstände vorliegen.
- Für die Gewässer des Untersuchungsgebiets wurden die Ausuferungshöhen  $h_{voll}$  der innerorts gelegenen Profile so gewählt, dass der jeweils gekennzeichnete Profilstand möglichst die Grenze zur schadbringenden Ausuferung beschreibt. Die „Definition“ dieses Schadensbeginns kann aber nur abschätzend sein.
- Des Weiteren beinhalten die angesetzten  $h_{voll}$ -Werte keine Freibordreserven.

### 5.2 Schutzgrad in Sechshelden

Um den in Sechshelden bestehenden Hochwasserschutzgrad zu quantifizieren, wird die in Tabelle 7 an drei Gewässerstellen des Hengstbachs durchgeführte Gegenüberstellung der bordvollen Abflussleistung mit den berechneten  $T_n$ -jährlichen Abflüssen ergänzt bzw. erweitert (siehe Tabelle 8, die Art und Weise der Einfärbung wurde von Tabelle 7 übernommen).

Tabelle 8: Vergleich der bordvollen Abflussleistung des Hengstbachs mit  $T_n$ -jährlichen Abflüssen

Gewässerstelle	$Q_{voll}$ [m³/s]	HQ <sub>10</sub> [m³/s]	HQ <sub>20</sub> [m³/s]	HQ <sub>50</sub> [m³/s]	HQ <sub>100</sub> [m³/s]
Brücke K49, Zum Hengstbach, km 0+892	22,0	3,7	4,6	5,4	7,1
Oberhalb Rohrdurchlass Bornhecke (km 0+643)	3,1	5,0	6,3	7,5	9,8
Bornhecke 8 (km 0+512)	5,3	5,0	6,3	7,5	9,8
Durchlass Bahndamm (km 0+435)	> 60	5,0	6,3	7,0	8,9
Oberh. Brücke Sechshelder Straße (km 0+305)	6,9	5,0	6,3	7,0	8,9
Steg Hofstraße (km 0+142)	6,5	5,0	6,3	7,0	8,9
Durchlass Bundesstraße B277 (km 0+098)	> 50	5,0	6,3	6,9	8,3

Die sich entlang des Hengstbachs einstellende Hochwassersituation wird nachstehend, zum besseren Verständnis in Fließrichtung gesehen, erläutert:

#### *Brücke K49 (km 0+892)*

Am nördlichen Rand von Sechshelden unterquert der Hengstbach die K49. Rechnerisch weist diese Brücke eine Leistungsfähigkeit deutlich größer als  $HQ_{100}$  auf.

#### *Oberhalb Rohrdurchlass Bornhecke (km 0+643)*

In Höhe km 0+643 ist bereits bei Ereignissen kleiner  $HQ_{10}$  mit Überflutungen zu rechnen. Davon betroffen ist aber nur eine als Wiese genutzte Fläche. Für die rechts abgerückt vom Hengstbach gelegene Bebauung sind keine Hochwasserschäden zu besorgen.

#### *Bornhecke 8 (km 0+512)*

Überflutungen, von denen auch das dort gelegene Wohnhaus betroffen ist, treten ab Ereignissen größer  $HQ_{10}$  auf.

#### *Durchlass Bahndamm (km 0+435)*

Die Überströmung des hoch über Gelände gelegenen Bahndamms ist selbst bei extremsten Ereignissen nicht zu erwarten.

#### *Oberhalb Brücke Sechshelder Straße (km 0+305), Steg Hofstraße (km 0+142)*

Für die beidseits des Hengstbachs gelegene Bebauung ist mit schadbringenden Überflutungen bei Ereignissen größer  $HQ_{20}$  zu rechnen.

#### *Durchlass B277 (km 0+098)*

Wie beim Bahndurchlass ist auch die Überströmung des Durchlasses der B277 nicht zu erwarten.

Zusammenfassend stellt sich der Schutzgrad in Sechshelden wie folgt dar:

- Davon ausgehend, dass die in Höhe km 0+643 ausgewiesenen Ausuferungen (bereits bei Ereignissen kleiner  $HQ_{10}$ ) keine relevanten Schäden verursachen,
- ist oberhalb des Bahndurchlasses (Bornhecke) bei Ereignissen größer  $HQ_{10}$ , unterhalb davon bei Ereignissen größer  $HQ_{20}$  mit kritischen Wasserständen bzw. schadbringenden Überflutungen zu rechnen.

### **5.3 Ereignis vom 17. September 2006**

Das in den vorstehenden Kapiteln bereits mehrfach erwähnte Ereignis vom 17. September 2006 wurde in /W8/ eingehend analysiert. Die wesentlichen Ergebnisse dieser Untersuchung werden nachfolgend zusammengefasst.

#### **5.3.1 Niederschlag**

Nachdem in den Wochen vor den Ereignis kaum Niederschläge fielen (sehr trockene Vorgeschichte), begann es am Nachmittag des 17. Septembers zwischen 16 und 17 Uhr zu regnen. Die größten Intensitäten traten zwischen 19 und 21 Uhr auf. Dabei konzentrierte sich das Ereignis auf den Bereich um Haiger mit einer Niederschlagshöhe von  $h_N = 161$  mm und Angelburg-Frechenhausen ( $h_N = 151$  mm). Etwas außerhalb der Linie Haiger – Angelburg fiel

nur noch rd. die Hälfte dieses Niederschlages. Das weitere Umfeld, z. B. Marburg, war nicht betroffen. Die Messstation Haiger hat registriert:

- in 1 Stunden: 94 mm
- in 4 Stunden: 150 mm

Wird die Niederschlagshöhenstatistik auf der Grundlage der gruppierten KOSTRA-Werten aus Kap. 4.2.1.1 extrapoliert (siehe Abbildung 9), dann ergeben sich mit aller Vorsicht folgende Niederschlagshöhen für sehr seltene (1.000-jährliche) bis extrem seltene (10.000-jährliche) Ereignisse:

Tabelle 9: Extrapolation des 1h- und 4h-Regens

Regendauer [h]	Niederschlagshöhe [mm]	
	sehr selten	extrem selten
1	rd. 61	rd. 77
4	rd. 79	rd. 97

Der Vergleich der registrierten Niederschlagshöhen mit den statistisch abgeleiteten Werten belegt die Einmaligkeit des Ereignisses vom September 2006.

### 5.3.2 Ober- und Unterliegerpegel

Durch Rückrechnung der Ober- und Unterliegerpegel wurde festgestellt, dass aus dem 105 km<sup>2</sup> großen Zwischeneinzugsgebiet etwa 125 m<sup>3</sup>/s abgeflossen sein mussten. Da aber ein großer Teil dieses Zwischeneinzugsgebiets (etwa 80 km<sup>2</sup>) nur randlich von der Niederschlagszelle betroffen war, müssen diese 125 m<sup>3</sup>/s mehr oder weniger in dem verbleibenden Rest (etwa 25 km<sup>2</sup>) entstanden sein. Hieraus resultiert eine kaum vorstellbare Abflussspende von mehreren 1.000 l/skm<sup>2</sup>.

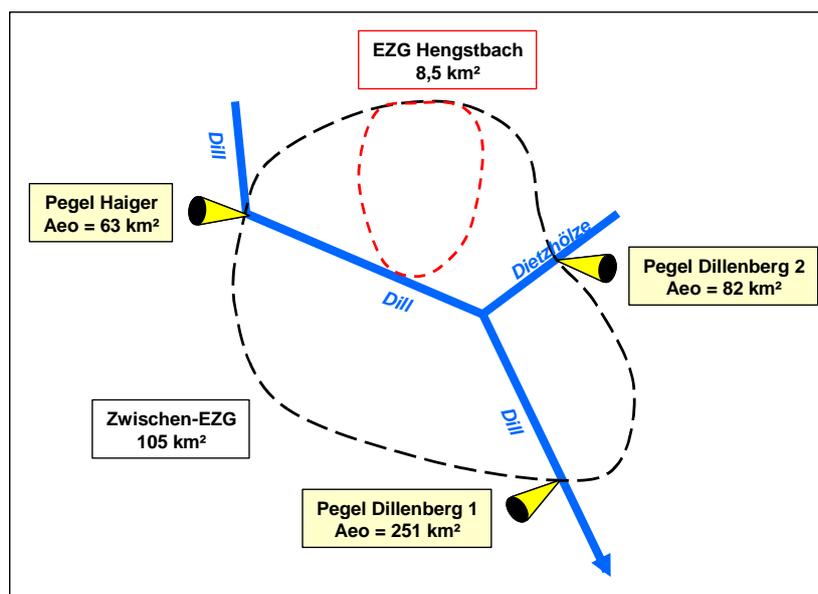


Abbildung 5: Übersicht Ober- und Unterliegerpegel

**5.3.3 Berechnete Abflüsse im Hengstbach**

Als Systembelastung wurden die oben genannten Messungen der Station Haiger herangezogen, wobei analog zu den in Kap. 4.2.1.1 beschriebenen Syntheserechnungen von einer zeitlich und räumlich gleichmäßigen Verteilung des Niederschlags ausgegangen wurde. Um der sehr trockenen Vorgeschichte und damit der geringen Abflussbereitschaft zu Beginn des Ereignisses Rechnung zu tragen, wurden die gebietsspezifischen CN-Werte der natürlichen Teilflächen abgemindert.

Die unter diesen Vorgaben in Höhe der Bornhecke 8 berechneten Scheitelwerte sind nachstehend den Angaben für HQ<sub>100</sub> aus Tabelle 8 gegenübergestellt:

Tabelle 10: Abfluss im Hengstbach in Höhe Bornhecke 8 (km 0+512, A<sub>eo</sub> = 8,39 km<sup>2</sup>)

Ereignis	Abfluss	
	HQ in m <sup>3</sup> /s	Hq in l/skm <sup>2</sup>
HQ <sub>100</sub>	9,8	Rd. 1.170
September 2006	32	Rd. 3.800

Die genannte Abflusspende Hq<sub>Sept\_2006</sub> entspricht einer Größenordnung, die laut der vorstehenden Pegelanalyse zu erwarten war.

**5.3.4 Spiegellagen im Hengstbach**

Abbildung 6 zeigt, dass sich am 17. September 2006 an dem Wohnhaus Bornhecke 8 ein Wasserstand von 250,70 müNN einstellte (dieser wurde nachträglich eingemessen).

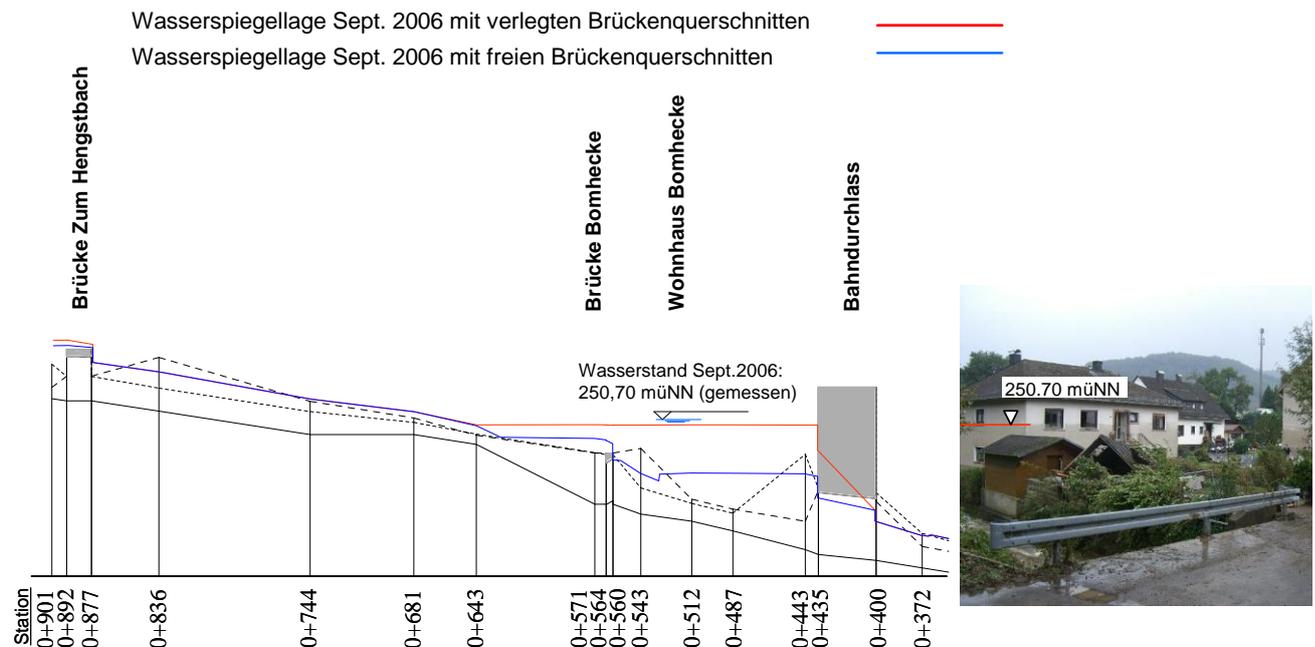


Abbildung 6: Für das Ereignis vom 17. September 2006 gemessene und berechnete Spiegellagen

Der in Höhe dieser Stelle berechnete Wasserspiegel beläuft sich auf 250,55 müNN. Diese enorme Überflutungshöhe wurde aufgrund eines Rückstaus am unterhalb gelegenen Bahndurchlass ausgelöst, der durch mitgeführtes Treibgut und Geschwemmsel erheblich verlegt war (siehe Abbildung 7). Wäre der Durchlass frei gewesen, hätte sich (rechnerisch) ein um rd. 3 m geringerer Wasserstand eingestellt.



*Abbildung 7: Mit Treibgut und Geschwemmsel verlegter Bahndurchlass*

## **6 MAßNAHMEN ZUR ERHÖHUNG DES HOCHWASSERSCHUTZGRADS**

### **6.1 Grundlegende Konzeption**

Grundsätzliche Möglichkeiten zum (technischen) Schutz vor Hochwasser sind:

- Anlagen zum Hochwasserrückhalt (z.B. Hochwasserrückhaltebecken),
- Gewässerausbau (Verbesserung der Abflussverhältnisse des/der Gewässer),
- lineare Maßnahmen (Deiche, Mauern),
- mobile Maßnahmen,
- weitere schadensmindernden Maßnahmen (z.B. Objektschutz).

Größere Gewässerausbaumaßnahmen sowie lineare Maßnahmen in der Ortslage von Sechshelden müssten aufgrund der z.T. direkt an die Bachparzelle angrenzenden Bebauung sowie parallel zum Gewässer verlaufender Kanäle auf engstem Raum erfolgen. Solche Maßnahmen sind kaum realistisch, weshalb sie als Bestandteil des Schutzkonzepts für Sechshelden nicht weiter betrachtet werden. Mobile Maßnahmen kommen ebenfalls nicht in Betracht; da sie erst vor einem Hochwasserereignis aufgebaut werden, sind sie an längere Vorwarnzeiten bzw. längere Fließzeiten im Gebiet geknüpft, die im Hengstbach aber nicht gegeben sind.

Somit stehen im Folgenden der Hochwasserrückhalt und weitere schadensmindernde Maßnahmen im Vordergrund.

### **6.2 Hochwasserschutz durch Rückhalt**

Die Effektivität eines Hochwasserrückhaltebeckens (HRB) wird wesentlich durch seine Nähe zu der zu schützenden Ortslage bestimmt. Mit anderen Worten: Um mit Hilfe eines HRB einen bestimmten Hochwasserschutzgrad zu erzielen, ist das hierfür erforderliche Speichervolumen umso geringer, je kleiner das zwischen dem HRB und der zu schützenden Ortslage gelegene („unbeherrschte“) Teileinzugsgebiet ist.

Somit ist es naheliegend, das (die) HRB unmittelbar oberhalb der zu schützenden Ortslage(n) zu errichten. Doch sind bei der Standortwahl auch

- die topografischen Verhältnisse,
- die Bezahlbarkeit (kommunaler Haushalt),
- die Realisierbarkeit (Genehmigungsfähigkeit),
- der Eingriff in das Landschaftsbild und
- die Akzeptanz der Betroffenen

zu berücksichtigen.

#### **6.2.1 Beckenverbund**

Hinsichtlich der Erhöhung des Schutzgrads in Sechshelden durch einen Beckenverbund wird mit Blick auf Abbildung 1 deutlich, dass hierfür eine Rückhaltung am Hengstbach unterhalb

der Mündung des Kuhbachs und eine Rückhaltung am Imbach unmittelbar am Ortsrand von Sechshelden errichtet werden könnte. Jedoch ist zu bedenken, dass ein aus zwei eher kleineren Einheiten bestehender Beckenverbund

- in der Herstellung teurer ist und mehr Folgekosten (Unterhaltung, Sicherheitsüberprüfungen) produziert und auch
- zu einer höheren Belastung des Naturhaushalts führt

als beispielsweise eine Lösung mit nur einem, dafür aber eher größeren Becken. Aus diesem Grund wird im Rahmen dieser Untersuchung ein „Beckenverbund“ nicht betrachtet und im Weiteren ein auf einem „Einzelbecken am Hengstbach“ beruhendes Rückhaltekonzept verfolgt.

### 6.2.2 Einzelbecken am Hengstbach

Um dem im Zusammenhang mit der Lage einer Sperrenstelle genannten Aspekt (Effektivität der Rückhaltung nimmt mit der Nähe zur schützenden Ortslage zu) Rechnung zu tragen, sollte das Einzelbecken am Hengstbach oberhalb der Ortslage Sechshelden unmittelbar westlich der K49 errichtet werden (Abbildung 8). Dort können insgesamt 6,5 km<sup>2</sup> - also rd.  $\frac{3}{4}$  des Einzugsgebiets - beherrscht werden. Der wasserwirtschaftlich „optimale“ Standort unterhalb des Zuflusses des Imbachs (siehe Abbildung 1) ist aufgrund der dort gegebenen örtlichen Zwangspunkte nicht möglich.



Abbildung 8: Beckenstandort K49

Für den rückwärtigen Raum dieses nachfolgend „Standort K49“ genannten Beckenstandorts erfolgte im Herbst 2010 eine flächenhafte Aufnahme von Höhenpunkten (W1/), auf deren Grundlage die Speicherinhaltsbeziehung mit Hilfe eines DGM erstellt wurde.

### 6.2.3 Nachweisrechnungen

Für das Einzelbecken am Standort K49 wurden folgende Nachweisrechnungen durchgeführt:

- Nachweisrechnung für einen 100-jährlichen Schutzgrad in Sechshelden
  - Einstellen einer wasserstandsabhängigen Abgabekennlinie  $Q_{ab}(h)$  aus dem Becken (diese Kennlinie ist Heft 3, Anhang 2 zu entnehmen), mit der unterhalb das Kriterium „ $HQ_{100mitHRB} \leq Q_{voll,Sechshelden}$ “ eingehalten wird,
  - Berechnung des erforderlichen Rückhaltevolumens  $V_{erf\_100}$  (Blockregenvergleich),
  - Ermittlung der Stau- bzw. Dammhöhe anhand  $V_{erf\_100}$  und der Speicherinhaltslinie
- Ermittlung des erforderlichen Rückhaltevolumens für  $HQ_{200}$ 
  - Vorgabe der wasserstandsabhängigen Abgabekennlinie  $Q_{ab}(h)$ ,
  - Berechnung des erforderlichen Rückhaltevolumens  $V_{erf\_200}$  (Blockregenvergleich),
  - Ermittlung der Stau- bzw. Dammhöhe anhand  $V_{erf\_200}$  und der Speicherinhaltslinie.
  - Hierzu mussten im Vorfeld der Berechnungen aus den gruppierten KOSTRA-Werten (Kap. 4.2.1.1) die 200-jährlichen Niederschlagshöhen extrapoliert werden (siehe Abbildung 9).

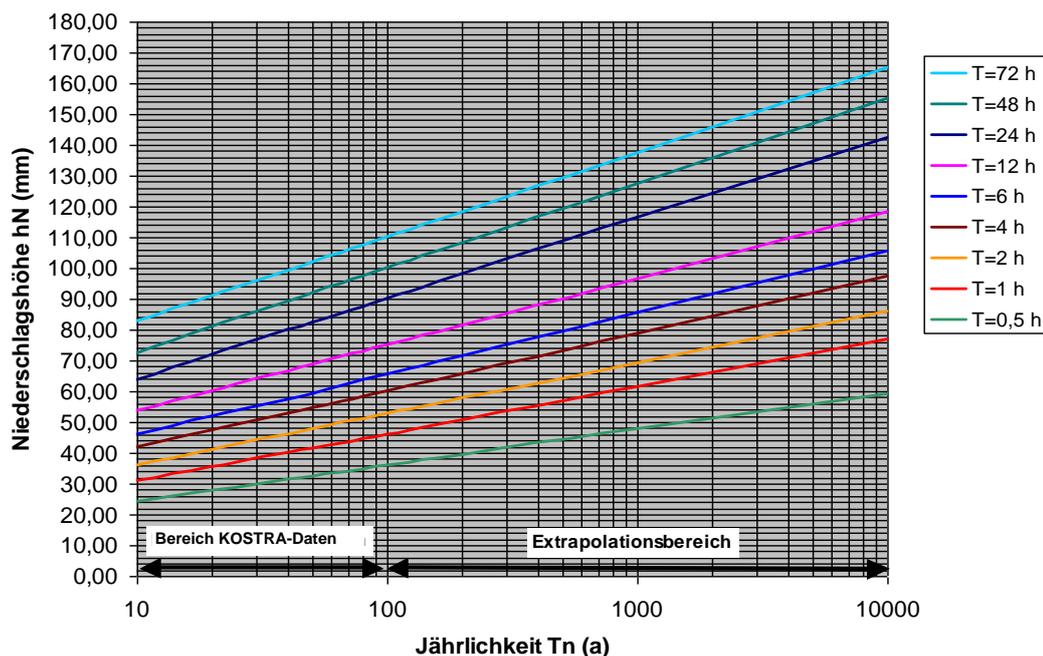


Abbildung 9: Aus den gruppierten Werten der KOSTRA-Kacheln 58/20 und 58/21 extrapolierte Niederschlagshöhen

- Ermittlung des erforderlichen Rückhaltevolumens für das Septemberereignis 2006
  - Vorgabe der wasserstandsabhängigen Abgabekennlinie  $Q_{ab}(h)$ ,
  - Berechnung des erforderlichen Rückhaltevolumens  $V_{erf\_2006}$
  - Ermittlung der Stau- bzw. Dammhöhe anhand  $V_{erf\_2006}$  und der Speicherinhaltslinie

Mit der zuerst genannten Nachweisrechnung wurden die Dimensionen des Beckens festgelegt, die zur Beherrschung eines 100-jährlichen Ereignisses in Sechshelden erforderlich sind. Mit der zweiten und dritten Berechnung wurde der Frage nachgegangen, wie sich das auf ein

100-jährliches Ereignis dimensionierte Bauwerk am Standort K49 auswirkt, wenn es um ein bestimmtes Maß erhöht würde. In diesem Zusammenhang wurde

- unter Vorgabe der auch bei HQ<sub>100</sub> angesetzten Kennlinie der Beckenabgabe  $Q_{ab}(h)$  derjenige Speicherraum (bzw. diejenige Stauhöhe) ermittelt, der erforderlich ist, um zum einen ein 200-jährliches Ereignis, zum anderen das Septemberereignis 2006 *ohne Überlaufen* aufzunehmen und
- die sich dann in Sechshelden einstellende Abflusssituation bewertet.

Die Ergebnisse der durchgeführten Berechnungen sind in Tabelle 11 zusammen gestellt, ferner ist zur Veranschaulichung die Speicherinhaltslinie des Standorts K49 gemeinsam mit den ermittelten Einstauhöhen in Abbildung 10 aufgeführt.

Tabelle 11: Eckdaten und Auswirkung des HRB am Standort K49

Ereignis	Abgabe bei Volleinstau m <sup>3</sup> /s	Erforderliches Volumen m <sup>3</sup>	Erforderliche Stauhöhe m/münn <sup>2</sup>	HQ <sub>gedrosselt</sub> in Sechshelden m <sup>3</sup> /s	Q <sub>voll</sub> in Sechshelden m <sup>3</sup> /s
HQ <sub>100</sub>	2,1	54.000	5,6 / 261,60	5,3	Bornhecke: 5,3 Hofstraße: 6,5
HQ <sub>200</sub>	2,3	78.000	6,3 / 262,30	5,9	
September 2006	2,6	268.000	9,4 / 265,40	12	

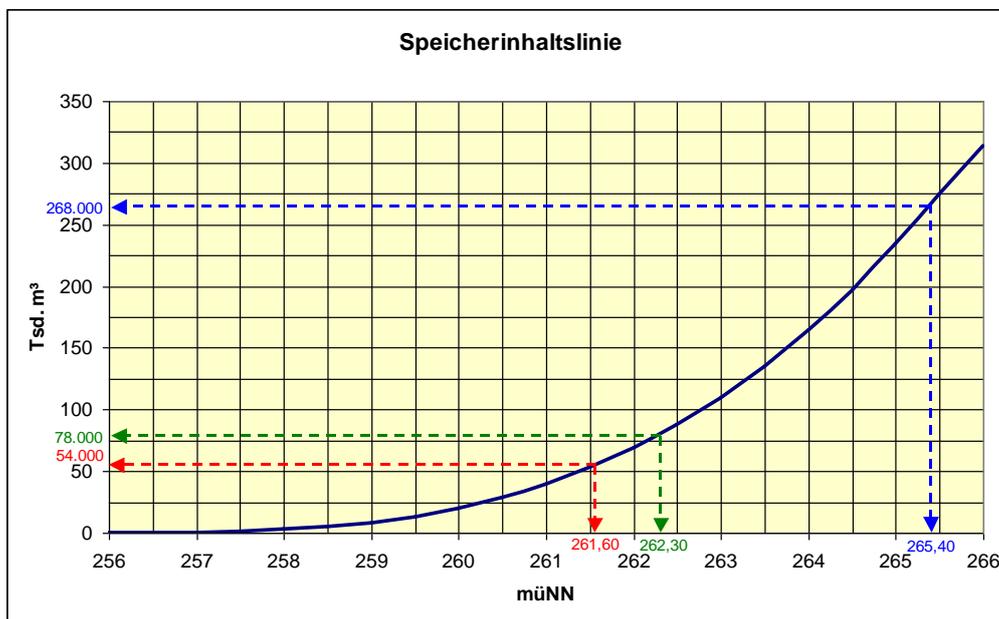


Abbildung 10: Speicherinhaltslinie Beckenstandort K49

- Zur Beherrschung eines 100-jährlichen Ereignisses ist am Standort K49 ein Speichervolumen von 54.000 m<sup>3</sup> erforderlich. In Relation zum beherrschten Einzugsgebiet (6,5 km<sup>2</sup>) entspricht dies einem spezifischen Beckenvolumen von 8,3 mm. Die Stauhöhe beläuft sich bezogen auf den Taltiefpunkt im Bereich der Sperrenstelle auf 5,6

<sup>2</sup> bezogen auf den Taltiefpunkt im Bereich der Sperrenstelle

m. Aus dem Becken werden  $2,1 \text{ m}^3/\text{s}$  abgegeben. Diese Drosselabgabe überlagert sich im Unterwasser mit den Abflüssen aus dem unbeherrschten Zwischeneinzugsgebiet. Hieraus resultiert ein 100-jährlicher Drosselabfluss in Sechshelden von  $HQ_{100, \text{gedrosselt}} = 5,3 \text{ m}^3/\text{s}$ , was geringfügig größer ist als das 10-jährliche Ereignis des Ist-Zustands ( $HQ_{10, \text{ungedrosselt}}$ ), siehe Tabelle 8. Dieser Abfluss kann in Höhe Bornhecke bordvoll abgeführt werden. Unterhalb davon ist  $Q_{\text{voll}}$  mit  $6,5 \text{ m}^3/\text{s}$  (Hofstraße) um rd. 20% höher, so dass dort ein gewisser Freibord eingehalten wird.

- Zur Aufnahme eines 200-jährlichen Ereignisses ist ein Speichervolumen von rd.  $78.000 \text{ m}^3$  zur Verfügung zu stellen. Dies entspricht einer Stauhöhe von  $6,3 \text{ m}$ ; der erforderliche Einstau ist also im Vergleich zur 100-jährlichen Stauhöhe  $70 \text{ cm}$  höher. Ein solches Becken würde  $HQ_{200}$  zwar spürbar drosseln, dennoch würde es in Sechshelden in Höhe Bornhecke zu ersten schadbringenden Ausuferungen kommen.
- Zum Rückhalt des Hochwasserereignisses vom September 2006 bedürfte es eines erforderlichen Speichervolumens von  $268.000 \text{ m}^3$ . Der erforderliche Einstau wäre mit  $9,4 \text{ m}$  fast  $4 \text{ Meter}$  höher als die 100-jährliche Stauhöhe. Trotz dieses enormen Beckenraums wäre Sechshelden im September 2006 nicht von Hochwasser verschont geblieben. So resultiert aus der Überlagerung der Drosselabgabe und den Abflüssen aus dem unbeherrschten Zwischeneinzugsgebiet ein Scheitelwert von etwa  $12 \text{ m}^3/\text{s}$ . Dies ist ein um rd. 25% größerer Abfluss als  $HQ_{100, \text{ungedrosselt}}$ , was einmal mehr die Einmaligkeit des Ereignisses vom September 2006 belegt.

Um schließlich eine Vorstellung davon zu bekommen, welche Einstauflächen oberhalb des Standorts K49 mit dem Rückhalt von  $HQ_{100}$ ,  $HQ_{200}$  und  $HQ_{\text{September2006}}$  einher gehen, wurden in nachstehender Abbildung die Höhenlinien der Koten  $261,50 \text{ müNN}$  ( $HQ_{100}$ ),  $262,50 \text{ müNN}$  ( $HQ_{200}$ ) und  $265,50 \text{ müNN}$  ( $HQ_{\text{September2006}}$ ) farblich hervorgehoben.

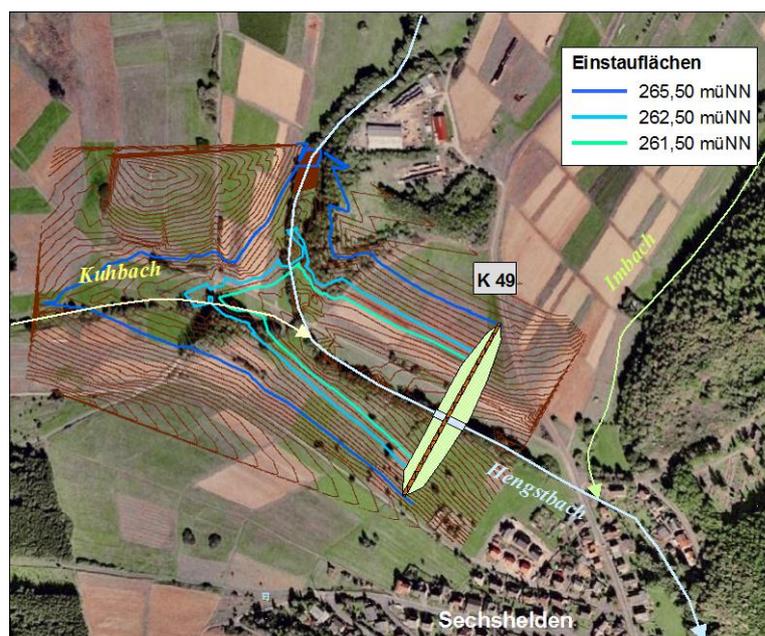


Abbildung 11: Einsteuflächen am Beckenstandort K49 für  $HQ_{100}$ ,  $HQ_{200}$  und  $HQ_{\text{September2006}}$

Zusammenfassend ist festzuhalten: selbst wenn ein auf ein 100-jährliches Ereignis dimensioniertes Bauwerk am Standort K49 um etwa 4 m erhöht werden würde, könnte es bei einem Extremereignis wie dem vom September 2006 keinen ausreichenden Hochwasserschutz für Sechshelden bewirken. Ein solches Bauwerk macht damit ungeachtet der Bezahlbarkeit, der Akzeptanz durch die Bevölkerung und des erheblichen Eingriffs in das Landschaftsbild aus wasserwirtschaftlicher Sicht keinen Sinn. Vergleichsweise gering erscheint aber der Aufwand, wenn das auf ein 100-jährliches Ereignis ausgelegte Bauwerk unter Einhaltung von  $Q_{ab}(h)$  um 70 cm erhöht werden würde. Mit einem solchen Becken könnte dann ein etwa 200-jährlicher Schutzgrad für Sechshelden hergestellt werden. Im Weiteren verfolgt werden deshalb die beiden Beckenvarianten:

- Variante 1: HRB mit (gerundet) 55.000 m<sup>3</sup> zur Herstellung eines 100-jährlichen Schutzgrads in Sechshelden
- Variante 2: HRB mit (gerundet) 80.000 m<sup>3</sup> zur Herstellung eines etwa 200-jährlichen Schutzgrads in Sechshelden

### 6.3 Weitere Maßnahmen

Es sei an dieser Stelle nochmals wiederholt, dass im Hinblick auf einen Hochwasserschutz für Sechshelden

- Gewässerausbaumaßnahmen und lineare Maßnahmen aufgrund der örtlichen Randbedingungen nicht realisierbar sind
- und auch mobile Maßnahmen nicht in Betracht kommen (die im Untersuchungsgebiet auftretenden Fließzeiten sind hierfür zu kurz),
- weshalb das Hauptaugenmerk auf einen auch aus wasserwirtschaftlicher Sicht sinnvollen Rückhalt oberhalb von Sechshelden gerichtet wurde.

Wird von einem 100-jährlichen Schutzgrad für Sechshelden ausgegangen, kann dieser allein durch das in den vorstehenden Kapiteln beschriebene Becken am Standort K49 ermöglicht werden. Mit anderen Worten: das Becken bewirkt, dass die in Sechshelden heute vorliegende bordvolle Leistungsfähigkeit  $Q_{voll}$  stets größer oder gleich  $HQ_{100,gedrosselt}$  ist. In diesem Zusammenhang ist aber daran zu erinnern, dass das heutige  $Q_{voll}$  in Sechshelden unter Vorgabe idealer Fließquerschnitte (keine Verlegung durch mitgeführtes Treibgut) berechnet wurde und keine Freibordreserven beinhaltet (vgl. Kap. 5.1). Aufgrund dieser hydraulischen Randbedingungen sollte abschließend über weitergehende Maßnahmen nachgedacht werden, mit denen die innerörtlichen Abflussverhältnisse noch verbessert und damit die Risiken von Überschwemmungsschäden verringert werden können.

#### 6.3.1 Rückhalt von Treibgut und Geschwemmsel

Die Erfahrung zeigt, dass Hochwasserabflüsse meist Treibgut mitführen. Kritisch wird dies, wenn Brücken oder Durchlässe durch eine größere Menge von Treibgut verlegt werden (diesbezüglich sei auf die Nachrechnung des Hochwasserereignisses vom September 2006 verwiesen, siehe Kap. 5.3.4). Um das Risiko einer solchen Verlegung zu verringern, sollten an geeigneten Stellen „Treibgutsperrern“ eingerichtet werden.

Vor diesem Hintergrund ist darauf hinzuweisen, dass es im oben beschriebenen HRB nicht nur zu einem Rückhalt von Wasser sondern auch von Treibgut kommt. Nach wie vor unbe-

herrscht bleibt aber die Situation im Unterwasser des Beckens. Insbesondere das im Imbach mitgeführte Treibgut kann zu Problemen führen, weshalb in diesen Seitengraben oberhalb seiner Mündung in den Hengstbach eine Treibgutsperre durch senkrecht im Boden eingelagerte Baumstämme eingebracht werden sollte. Kommt es dort im Hochwasserfall zu einer Verlegung der Treibgutsperre, ist dies für die Bebauung von Sechshelden unkritisch.

### 6.3.2 Freihaltung des Gewässers und der bei Hochwasser aktivierten Vorländer

Neben dem Rückhalt von Treibgut ist auch dafür Sorge zu tragen, dem Hochwasserabfluss kein Treibgut „anzubieten“. Hierzu gehört die Freihaltung des Hengstbachs durch eine entsprechende Unterhaltung. Hierzu gehört aber auch die Einrichtung eines gewässerbegleitenden Streifens (Überschwemmungsgebiet), in dem folgende Gegenstände weder gelagert, abgestellt oder errichtet werden dürfen:

- Material (Holzstämme, gefüllte Säcke, etc.)
- Leichte Bauten, die durch Wasserdruck weggeschwemmt werden könnten (Garagen, Unterstände, etc.)
- Fahrzeuge



Abbildungen 12 und 13: Beispiele für Material oder leichte Bauten, die – sofern sie sich im Überschwemmungsgebiet befinden – leicht weggeschwemmt werden können

### 6.3.3 Objektschutz Bornhecke 8

Aus Tabelle 11 geht hervor, dass in Höhe der Bornhecke 8 die dort vorhandene Leistungsfähigkeit des Hengstbachs gerade ausreicht, um  $HQ_{100,gedrosselt}$  (ohne Freibord) abzuführen. Zur Erhöhung der Leistungsreserven bietet sich die Errichtung einer Mauer oder einer Verwaltung an, deren Höhe über dem anstehenden Gelände mit 30 bis 50 cm vergleichsweise gering ausfallen kann.

### 6.3.4 Brücke Sechsheldener Straße

Die „neuralgische“ Gewässerstelle im Hengstbach ist die Brücke der Sechsheldener Straße, da deren Konstruktionsunterkante tief in den Fließquerschnitt hineinragt (siehe Abbildung 15). Die im Rahmen dieser Untersuchung durchgeführten hydraulischen Berechnungen ergaben für die Brücke die folgenden Leistungsfähigkeiten:

- $Q_{\text{voll}}$  Konstruktionsunterkante: 4,8 m<sup>3</sup>/s
- $Q_{\text{voll}}$  Konstruktionsoberkante: 8,3 m<sup>3</sup>/s



Abbildungen 14 und 15: Brücke Sechsheldener Straße

Stellt man diese Angaben dem gedrosselten 100-jährlichen Abfluss in Sechshelden von  $HQ_{100, \text{gedrosselt}} = 5,3 \text{ m}^3/\text{s}$  gegenüber (Tabelle 11), wird deutlich, dass die auf die Konstruktionsoberkante bezogene Leistungsfähigkeit rechnerisch zwar bei weitem ausreicht, jedoch führt  $HQ_{100, \text{gedrosselt}}$  zu einem Einstau der Brücke. Damit steigt das Risiko der Verlegung der Brücke mit Treibgut.

Selbstverständlich könnte nun dieser Einstau vermieden werden, indem die Beckenabgabe am Standort K49 verringert wird. Diesem „Vorteil“ steht aber der Nachteil gegenüber, dass das am HRB zurückzuhaltende Volumen spürbar größer wird. Würde in diesem Zusammenhang noch über einen Freibord nachgedacht werden, der in Bezug auf die Konstruktionsunterkante eingehalten werden soll, wäre ein Becken erforderlich, in dem beim 100-jährlichen Ereignis statt 54.000 m<sup>3</sup> mindestens 100.000 bis 150.000 m<sup>3</sup> Speichervolumen bereitgestellt werden müsste.

In Anbetracht dessen wäre eine allein dem Aspekt „Einhaltung eines bestimmten Freibords an der Brücke Sechshelder Straße“ geschuldete Dimensionierung des Speicherraums am Standort K49 sowohl aus wasserwirtschaftlicher Sicht als auch aus wirtschaftlicher Sicht widersinnig.

Es ist aber darüber zu befinden, ob den an der Brücke der Sechshelder Straße gegebenen hydraulischen Randbedingungen nicht durch eine entsprechende Vorsorge im Hochwasserfall begegnet werden könnte. Zum Beispiel durch den Beckenwärter, der während des Ablaufs eines Ereignisses die Brücke „im Blick“ behält. Wird dies aufgrund der geringen Vorwarnzeiten als problematisch angesehen, kann alternativ über die Gestaltung eines „Einlaufkragens“ nachgedacht werden, der im Oberwasser in das dort anstehende Gelände übergeht.

Vorbehaltlich des statischen Nachweises dieses Lastfalls kann sich mit einer solchen Maßnahme bei einer eventuell vorliegenden Verlegung des Brückeneinlaufs mit Treibgut mehr Druckhöhe aufbauen, ohne dass es zu einer Überflutung der Sechshelder Straße kommen wird.

## 7 WASSERBAU

### 7.1 Rechtliche Grundlagen und Vorgaben zum Bau einer Sperrstelle

#### 7.1.1 Berücksichtigung ökologischer Aspekte bei der Planung

Die wasserbauliche Konzeption für Hochwasserrückhaltebecken wurde maßgeblich durch die Vorgabe beeinflusst, die Durchgängigkeit des Gewässers im Dammbereich zu erhalten (z.B. EU-Wasserrahmenrichtlinie, Fischereigesetz). Somit scheidet herkömmliche Lösungen des Durchlasses mit geschlossenen Abflussquerschnitten (z.B. Stollen, Rohrdurchlass) aus.

Folgende Grundzüge wurden bei der Konzeption berücksichtigt:

- Erhalt der vorhandenen Wegebeziehungen (Landwirtschaft und Naherholung),
- Minimierung des Eingriffs in die Natur und Landschaft (Begrenzung der Ausgleichsforforderungen),
- Erhalt der ökologischen Durchgängigkeit des Gewässers.

#### 7.1.2 Konzipierung des Dammbauwerks nach DIN 19700

Um ein Dammbauwerk zu konzipieren gibt es prinzipiell zwei verschiedene Möglichkeiten:

- Separate Hochwasserentlastung (Schwelle bzw. teilüberströmter Damm)
- Komplet überströmbarer Damm

Für die Sicherheit der Gesamtanlage ist die Bemessung und Gestaltung der Hochwasserentlastungsanlage entscheidend. Die Sicherheitsanforderungen steigen mit zunehmender Beckengröße und Höhe des Absperrbauwerkes. Eine Einstufung der Becken wird in DIN 19700, Teil 12 „Hochwasserrückhaltebecken, 2004“ (W9/) in Abhängigkeit der Gesamtstauraumgröße und der Höhe des Absperrbauwerkes vorgenommen. Die Höhe des Absperrbauwerkes errechnet sich für Trockenbecken über die Höhe der Dammkrone abzüglich Höhe Sohle des Betriebsauslasses. Die Hochwasserrückhaltebecken werden wie folgt klassifiziert:

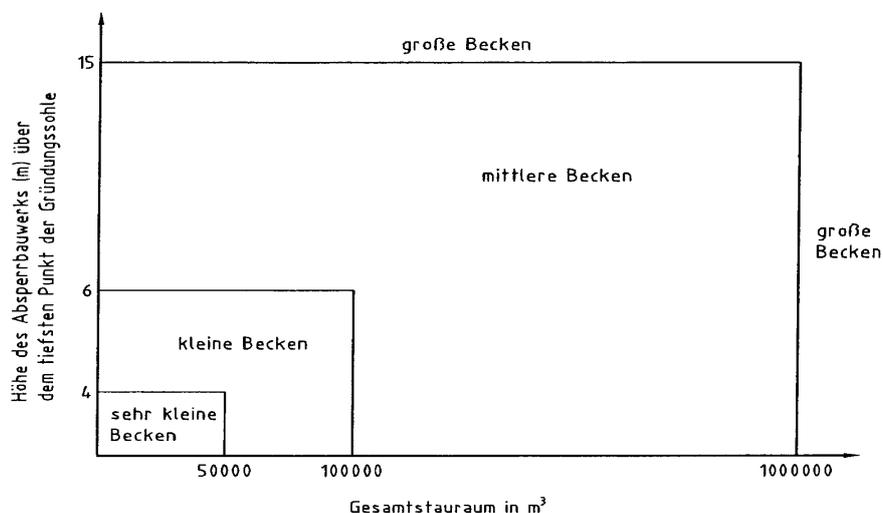


Abbildung 16: Klassifizierung von Hochwasserrückhaltebecken nach DIN 19700 (2004)

Gemäß Abbildung 16 sind die in Kap. 6.2.3 dimensionierten Beckenräume als „mittlere Becken“ einzustufen<sup>3</sup>. Mit den Angaben aus Tabelle 12 ergeben sich damit für die beiden Hochwasserbemessungsfälle BHQ<sub>1</sub> und BHQ<sub>2</sub> die nachstehenden jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeiten:

Klassifizierung nach Bild 1	Jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeiten	
	BHQ <sub>1</sub>	BHQ <sub>2</sub>
Große Hochwasserrückhaltebecken	10 <sup>-3</sup> (T = 1000 a)	10 <sup>-4</sup> (T = 10000 a)
Mittlere und kleine Hochwasserrückhaltebecken	2 x 10 <sup>-3</sup> (T = 500 a)	2 x 10 <sup>-4</sup> (T = 5000 a)
Sehr kleine Hochwasserrückhaltebecken	5 x 10 <sup>-3</sup> (T = 200 a)	10 <sup>-3</sup> (T = 1000 a)

Tabelle 12: Bemessungsvorgaben nach DIN 19700 (2004)

- Der Hochwasserbemessungsfall BHQ<sub>1</sub> gilt für die Bemessung der Hochwasserentlastungsanlage und soll für deren Überlastungssicherheit stehen. Für „mittlere Becken“ ist ein 500-jährliches Hochwasser als Belastung eines zu Beginn des Hochwasserereignisses bis zum Dauerstauziel gefüllten Beckens anzusetzen. Bei HRB ohne Dauerstau entspricht dieser Ansatz einem bei Beginn des Hochwasserereignisses leeren Becken (Hochwasserrückhalteraum steht komplett zur Verfügung). Die Leistung des Betriebsauslasses darf angesetzt werden.
- Der Hochwasserbemessungsfall BHQ<sub>2</sub> dient dem Nachweis der Anlagensicherheit bei Extremhochwasser und charakterisiert die Überflutungssicherheit des Beckens. Für „mittlere Becken“ ist ein 5.000-jährliches Hochwasser, wiederum bei Ansatz eines vollständig zur Verfügung stehenden Hochwasserrückhalteraaumes, anzusetzen. Die Leistung aller Auslässe darf berücksichtigt werden.

Bei HRB mit einer separaten Hochwasserentlastung ist gemäß DIN 19700 Teil 12 „Hochwasserrückhaltebecken, 2004“ ein Freibord ausgehend vom Wasserspiegel des maßgeblichen Bemessungsfall (BHQ<sub>1</sub> bzw. BHQ<sub>2</sub>) bis zur Dammkrone einzuhalten. Dieses Freibord setzt sich aus den Parametern Wind (Wellenauflauf), Eis und einem Sicherheitszuschlag zusammen (siehe Abbildung 17).

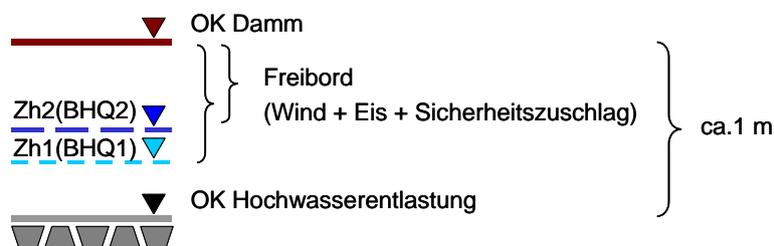


Abbildung 17: Freibordbetrachtung für Hochwasserrückhaltebecken nach DIN 19700 (2004)

<sup>3</sup> Dabei ist darauf hinzuweisen, dass hinsichtlich der Höhe des Absperrbauwerks zu der in Tabelle 11 angegebenen Stauhöhe noch das Maß zwischen dem Taltiefpunkt im Bereich der Sperrenstelle und der Bauwerkssohle sowie ein Freibordmaß addiert werden muss. Hierauf wird in Kap. 7.2.1 nochmals eingegangen.

Der sich damit ergebende Abstand zwischen Hochwasserentlastung und Dammkrone ist das gesamt einzuhaltende Freibord. Für komplett überströmbare Damme entfällt dieses Freibordmaß.

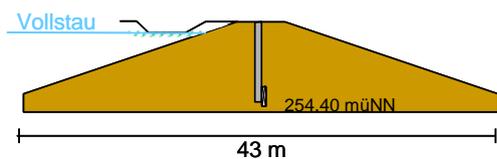
**7.2 Bauliche Ausführung eines Hochwasserrückhaltebeckens**

Bei den nachfolgenden Ausführungen handelt es sich um prinzipielle Ausführungsmöglichkeiten und Empfehlungen des Unterzeichners.

**7.2.1 Vergleich teilweise und komplett überströmbares Dammbauwerk**

In den nachfolgenden Ausführungen werden anhand des in Kap. 6.2.3 auf ein 100-jährliches Ereignis dimensioniertes HRB die baulichen Unterschiede eines teilweise überströmbar und eines komplett überströmbar Hochwasserrückhaltedammes gegenübergestellt:

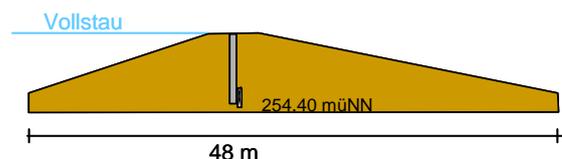
Teilweise überströmbarer Damm



Dammkrone = 262,70 müNN  
 Hochwasserentlastung = 261,60 müNN  
 Böschungsneigungen:  
 wasser-/luftseitig 1:3 / 1:3  
 Höhe Dammbauwerk <sup>4</sup> = 8,30 m  
 Freibord: bis 1,10 m

Teilweise überströmbarer Damm

Komplett überströmbarer Damm



Dammkrone = 261,60 müNN  
 Hochwasserentlastung = 261,60 müNN  
 Böschungsneigungen:  
 wasser-/luftseitig 1:3 / 1:5  
 Höhe Dammbauwerk <sup>4</sup> = 7,20 m  
 Freibord: entfällt

Komplett überströmbarer Damm

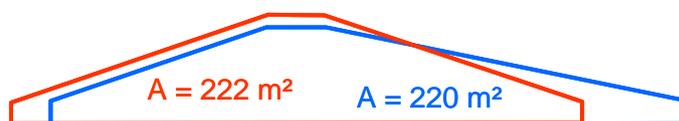


Abbildung 18: Querschnittgegenüberstellung teilweise und komplett überströmbarer Damm

Bei einem komplett überströmbar Damm entspricht die Überfallsschwelle der Hochwasserentlastung der Dammkrone. Ein Freibord kann daher entfallen. Der Damm wird auf der gesamten Länge überströmt, was zum Einen zu einer geringen Überfallhöhe über die Hochwasserentlastung führt, zum Anderen aber eine flache Böschungsneigung von mindestens

<sup>4</sup> Bezogen auf Gewässersohle

1:5 sowie einen besonders starken Oberbau der luftseitigen Dammböschung bedingt, um Erosionserscheinungen zu verringern (*/W9/*). Bei einem teilweise überströmbaran Damm ist eine gezielte Steuerung des Abflussweges durch die Hochwasserentlastungsanlage (Hangseitenentlastung oder Dammscharte) möglich. Beide Böschungen (Wasser- und Luftseite) können somit mit Neigungen von 1:3 ausgeführt werden. Allerdings ist bei einem teilweise überströmbaran Damm ein Freibord einzuhalten, welches ein ca. 1 m höheres Dammbauwerk zur Folge hat. Aufgrund der flacheren Neigung und geringeren Dammhöhe passt sich ein komplett überströmbarer Damm wesentlich besser in das Landschaftsbild ein als ein nur teilweise überströmbarer Damm. Bei der oben aufgeführten Konstruktion ist die Querschnittsfläche (entspricht Querschnitt des Durchlassbauwerks) bei der Variante des komplett überströmbaran Dammes geringer, was zu Einsparungen bei den Betonkosten führt.

Da nach */W10/* ein HRB mit einer Dammhöhe von bis zu 10 m als komplett überströmbares Dammbauwerk ausgebildet werden kann, wird empfohlen, das Becken am Standort K49 als ein komplett überströmbares HRB auszuführen.

### 7.2.2 Bauwerksbestandteile eines Hochwasserrückhaltebeckens

Wie bereits in Kap. 7.1.1 beschrieben, ist es aus ökologischer Sicht zwingend nötig, die Durchgängigkeit der Fließgewässer zu erhalten. Aus diesem Grund wird das Durchlassbauwerk als offenes Trogbauwerk aus Stahlbeton ausgeführt. Das Gerinne selbst wird mit einer Steinschüttung und Sohlssubstrat ausgekleidet.



Abbildung 19: Offenes Trogbauwerk mit Steinschüttung    Abbildung 20: Einlaufseite mit Geschwemmselabweiser

Im Einlaufbereich des Durchlassbauwerks werden Geschwemmselabweiser aus Eichenpfählen, die in Betonköcher gestellt und seitlich mit einem Sand-Splitt-Gemisch verfüllt werden, angeordnet. Der Abfluss aus dem Durchlassbauwerk erfolgt über den Betriebsauslass. Zusätzlich zum Betriebsauslass wird ein Notauslass, dessen Sohle über der Sohle der Betriebsauslassöffnung liegt, angeordnet (siehe Abbildung 21).

Der Notauslass bleibt im normalen Betrieb geschlossen. Er ist nur zu öffnen, wenn der Betriebsauslass verlegt sein sollte. Das Schütz des Notauslasses wird ebenfalls als Vollschütz ausgebildet und erhält die gleichen Abmessungen wie der Betriebsauslass. Die Andienung der Schieber erfolgt über ein Gitterrost in einer Stahlbetonbrücke. Beide Schütze (Betriebs- und Notauslass) werden als Gleitschütze vorgesehen und auf der Luftseite der Schieberwand angeordnet.

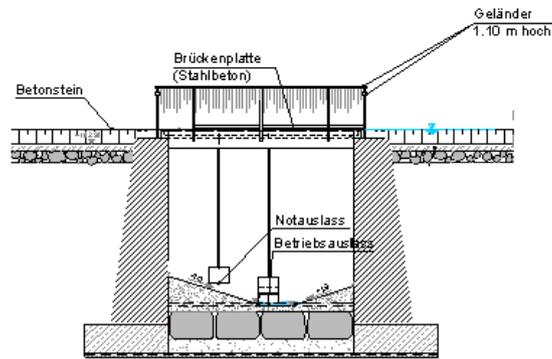


Abbildung 21: Querschnitt Schieberwand

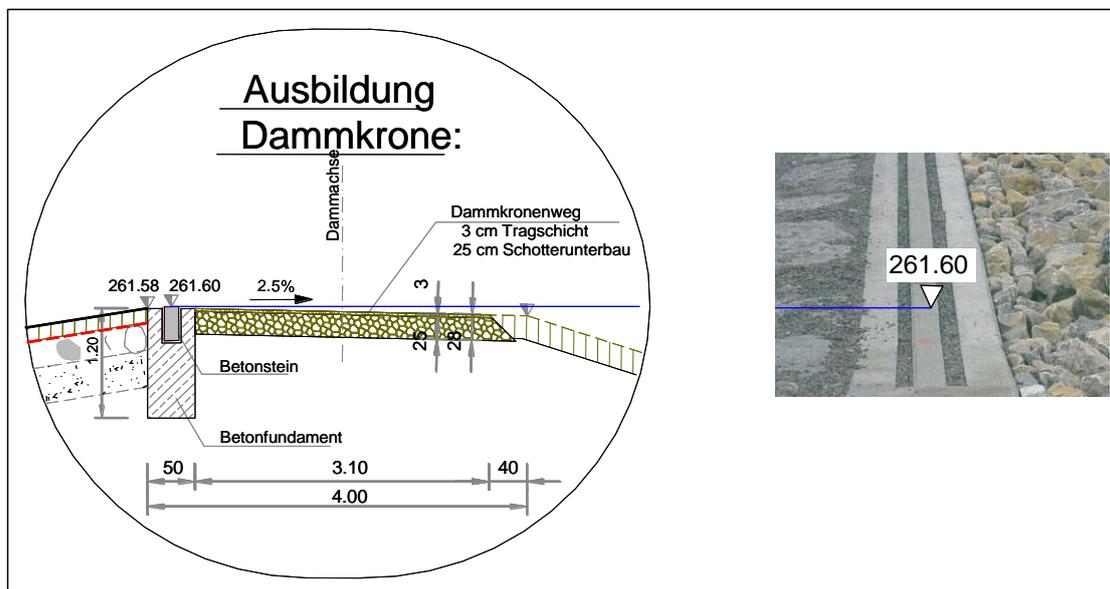


Abbildung 22: Dammkronenweg eines komplett überströmbaren Dammes mit justierbarem Betonstein (Beispiel)

In Abbildung 22 ist die mögliche Gestaltung des Dammkronenweges eines komplett überströmbaren HRBs dargestellt (hier Wasserseite rechts). Die Hochwasserentlastungsschwelle wird über die gesamte Länge des Dammbauwerkes als Betonstein in einem Köcherfundament mit Splitt ausgebildet. Vorteil dieser Konstruktion ist, dass die Betonschwelle auch noch Jahrzehnte später nachjustiert werden kann.

Das Erdbauwerk kann als homogener Damm ausgebildet werden. Hierbei besteht der Stützkörper aus bindigem Material. Die wasserseitige Böschung wird mit Mutterboden angedeckt und später angesät. Der luftseitige Böschungsaufbau ist bei einem komplett überströmbaren Damm aufgrund der Überströmbarkeit und der damit verbunden Schubspannungen so auszubilden, dass ein Abtragen der Dammböschung verhindert wird. Hierfür kann beispielsweise eine Steinschüttung CP90/250 zur Ausführung kommen. Die Erosionssicherheit ist nachzuweisen.

### 7.2.3 Beckenabfluss und Messtechnik

Der Beckenabfluss kann prinzipiell mit konstanter Regelabgabe  $Q_{ab} = RQ = \text{konstant}$  oder einstauabhängiger Abgabe  $Q_{ab} = f(h)$  erfolgen.

Bei einstauabhängiger Abgabe wird auf eine Regelung während eines Hochwasserereignisses verzichtet. Der Beckenabfluss ist dann lediglich von der jeweiligen Druckhöhe des variierenden Beckeneinstaus abhängig. Allerdings ist zur Erreichung eines bestimmten Hochwasserschutzgrades im Unterlauf ein größeres Beckenvolumen notwendig, als bei der Regelung der Abgabe auf einen konstanten Wert.

Bei einer Regelung des Beckenabflusses auf einen konstanten Wert entstehen höhere Baukosten und im Gegenzug zu einer unregelmäßigen Abgabe, zusätzliche Betriebskosten. Darüber hinaus muss die Funktionstüchtigkeit der Regelungsmechanismen im Hochwasserfall gewährleistet sein. Dies kann insbesondere bei selten eingestauten Anlagen problematisch sein. Da die Topografie für den Standort am Hengstbach ein ausreichendes Beckenvolumen zur Verfügung stellt und unter Berücksichtigung der Aspekte „Betriebssicherheit“ und „Investitions- bzw. Betriebskosten“, sollte auf eine Regelung der Beckenabgabe und damit auf die vorzuhaltende Steuerungstechnik verzichtet werden.

Es ist zu überlegen, ob eine kontinuierliche Messung des Beckenwasserstandes mit Datenfernübertragung vorgesehen werden soll. In jedem Fall ist eine Pegellatte am Durchlassbauwerk vorzusehen.

Auf der Dammkrone und auf dem Durchlassbauwerk werden in regelmäßigen Abständen Lage- und Höhenmesspunkte vorgesehen. Zwei Referenzpunkte sind außerhalb des Beckenraumes zu realisieren. Die einzubauenden Grundwassermessstellen werden immer paarweise, auf der Dammkrone und am luftseitigen Böschungsfuß realisiert. Am luftseitigen Böschungsfuß ist ein Drainsystem am luftseitigen Böschungsfuß zu installieren. Dieses kann z.B. aus Teilsickerrohren DN 150 und Messschächten (z.B. SB, DN 1000), in denen zwischen zu- und ablaufendem Drainrohr ein Höhenversatz von mind. 30 cm vorgesehen wird, bestehen. Um die Messung des Sickerwassers zu erleichtern (Unterstellen eines Messbechers), wird empfohlen das Zulaufrohr in den Schacht hinein ragen zu lassen.

## 7.3 **Kostenschätzung**

Für die Kostenschätzung kann laut Anhang 9 bei der Beckenvariante 1 (Speichervolumen 55.000 m<sup>3</sup>) ein spezifischer (Brutto-)Kostenfaktor von 22 €/m<sup>3</sup><sub>Speichervolumen</sub>, bei Variante 2 (Speichervolumen 80.000 m<sup>3</sup>) ein etwas geringerer Faktor von 21 €/m<sup>3</sup><sub>Speichervolumen</sub> angesetzt werden. In diesem Zusammenhang sei nochmals angemerkt: Die Ermittlung der Kosten erfolgte auf Grundlage von Einheitspreisen, die anhand von Submissionsergebnissen aktuell durchgeführter Ausschreibungen ermittelt wurden. Losgelöst davon handelt es sich dabei angesichts der Unwägbarkeiten (z.B. geologischer Untergrund), die im Rahmen dieser konzeptionellen Untersuchung nicht geklärt werden können, um eine Schätzung.

Mit den oben genannten Kostenfaktoren ergeben sich für die Beckenvariante 1 geschätzte Baukosten von rd. 1,21 Mio. €. Für Beckenvariante 2 belaufen sich die Kosten auf rd. 1,68 Mio. €.

Des Weiteren fallen Kosten für den Rückhalt von Treibgut im Imbach (siehe Kap. 6.3.1), dem Objektschutz Bornhecke 6 (Kap. 6.3.3) und der Gestaltung eines Einlaufkragens an der Brücke Sechsheldener Straße (Kap. 6.3.4) mit insgesamt geschätzten 0,15 Mio. € an. Schließlich sind die Baunebenkosten, zu denen insbesondere Ingenieurhonorare aller Fachdisziplinen (z.B. Vermessung, Geotechnik, Wasserbau, Landschaftspflege und Ökologie, etc.) und Gebühren (z.B. behördliche Gebühren) gehören, sowie potenzielle Kosten für den Grunderwerb zu berücksichtigen. Werden diese wie folgt angenommen

- Baunebenkosten: 20% der Baukosten,
- Grunderwerb: 20.000 €/ha,

belaufen sich die Investitionskosten in Abhängigkeit des gewählten Schutzgrades auf:

*Tabelle 13: Kosten in €*

Kosten	Variante 1	Variante 2
	HRB mit 55.000 m <sup>3</sup> (100-jährlicher Schutzgrad) Rückhalt Treibgut Imbach, Objektschutz, Einlaufkragen	HRB mit 80.000 m <sup>3</sup> (ca. 200-jährlicher Schutzgrad) Rückhalt Treibgut Imbach, Objektschutz, Einlaufkragen
Baukosten	1,36 Mio.	1,83 Mio.
Baunebenkosten	0,27 Mio.	0,37 Mio.
Grunderwerb, Annahme: bei beiden HRB-Varianten 1ha	0,02 Mio.	0,02 Mio.
<b>Summe</b>	<b>1,65 Mio.</b>	<b>2,22 Mio.</b>

Für die Herstellung eines 100-jährlichen Schutzgrads in Sechshelden belaufen sich die gesamten, grob abgeschätzten Investitionskosten auf rd. 1,65 Mio. € brutto. Die Herstellung eines etwa 200-jährlichen Schutzgrads kostet rd. 2,22 Mio. € brutto.

## 8 BEWERTUNG DER HOCHWASSERAUSWIRKUNG IN SECHSHELDEN

### 8.1 Vorbemerkung

Bei der Bewertung der Schäden eines Hochwassers sind neben den das wasserwirtschaftliche System beschreibenden Kenngrößen auch die im Untersuchungsgebiet vorliegenden sozioökonomischen Aspekte zu betrachten.

Im **wasserwirtschaftlichen System** werden die Hochwasserauswirkungen durch physikalische Parameter (z.B. Scheitelabflüsse in  $m^3/s$ , Einstauhöhe in m, Überschwemmungsflächen in  $m^2$ ) beschrieben. Dieser Schritt ist im Wesentlichen in Kap. 5 erarbeitet und muss im Folgenden lediglich ergänzt werden. Im **sozioökonomischen System** muss jedoch das Ausmaß der betroffenen Nutzungen in Wertgrößen (Währungseinheit in €) ausgedrückt werden. Um einen Flächenbezug der Vermögenswerte und der Schäden herstellen zu können, werden dabei die Lage-, Höhen- und Nutzungsdaten mit wirtschaftsstatistischen Daten verknüpft.

Die damit einhergehenden Arbeitsschritte sind:

#### Wasserwirtschaftliches System

- Berechnung der Wasserspiegellagen und hieraus Ermittlung der Überschwemmungsflächen für Hochwässer markanter Jährlichkeiten  $T_n$ ,
- für jede  $T_n$ -jährliche Überschwemmungsfläche Ermittlung der dazugehörigen  $T_n$ -jährlichen Überschwemmungshöhen.

#### Sozioökonomisches System

- Identifizieren der potenziell betroffenen Flächennutzungsarten (z.B. Wohngebäude, Gewerbe- und Industrieanlagen, landwirtschaftliche Flächen),
- Aufstellen von spezifischen Schadensfunktionen für die betroffenen Flächen,
- Abschätzen der Schäden für das  $T_n$ -jährliche Hochwasser,
- Berechnen der mittleren jährlichen Schadenserwartung in €/a.

Das Bindeglied zwischen dem wasserwirtschaftlichen und dem sozioökonomischen System sind die jeweiligen Überschwemmungsflächen mit ihren zugeordneten Häufigkeiten bzw. Wiederkehrintervallen.

### 8.2 Wasserwirtschaftliches System

#### 8.2.1 Überschwemmungsflächen

In der vorliegenden Untersuchung wurden die 10-, 20-, 50-, 100-, 200- und 1.000-jährlichen Hochwasserereignisse betrachtet. Das zuletzt genannte 1.000-jährliche Ereignis wurde unter Verwendung der extrapolierten 1.000-jährlichen Niederschläge (siehe Abbildung 9) berechnet.

### 8.2.2 Geländemodell und Überschwemmungshöhen

Die Höhe des Schadens hängt insbesondere von der sich in den Kellern und den Geschossen der Gebäude einstellenden Überschwemmungshöhe ab. Letztere wird mit Hilfe des in Kap. 3.1.2 angesprochenen Digitalen Geländemodells wie folgt erfasst:

- Berechnung der 10-, 20-, 50-, 100-, 200- und 1.000-jährlichen Spiegellagen und Umwandlung dieser in ein Höhenmodell (GRID),
- Lokalisierung der im 10-, 20-, 50-, 100-, 200- und 1.000-jährlichen Überschwemmungsgebiet gelegenen Objekte (Wohngebäude, Betriebe etc.),
- Bildung des Wassertiefen-GRID durch Verschnitt des Höhenmodells der  $T_n$ -jährlichen Spiegellagen mit dem zuvor in ein GRID umgewandelten Digitalen Geländemodell und hieraus
- Festlegung der Wassertiefe für jedes im Überschwemmungsgebiet gelegenen Objekt (indem dem jeweiligen Objekt die sich im Schwerpunkt seines Grundrisses berechnete Wassertiefe zugewiesen wird).

## 8.3 **Sozioökonomisches System**

### 8.3.1 Grundlagen zur Schadensbilanz

#### 8.3.1.1 Sachschäden

Zwangsläufig hängen die bei einem Hochwasser im sozioökonomischen System entstehenden Sachschäden neben dem Einstauwasserstand von den betroffenen Nutzungen ab. Bezüglich dieser Nutzungen werden u.a. die nachstehenden Kategorien unterschieden:

- Gebäudenutzung
  - Einfamilienhaus unterkellert/nicht unterkellert, mit/ohne Garage/Nebengebäude (Erdgeschoßnutzung: Wohnen/Dienstleistung/Gewerbe)
  - Mehrfamilienhaus unterkellert/nicht unterkellert, mit/ohne Garage/Nebengebäude (Erdgeschoßnutzung: Wohnen/Dienstleistung/Gewerbe)
  - Gewerbe unterkellert/nicht unterkellert (Lagerhaltung/Art des Gewerbes)
- Flächenhafte Nutzungen
  - Landwirtschaftliche Nutzflächen (Ackerland, Grünland, Sonderkulturen, Kleingärten)
  - Forstwirtschaftliche Nutzflächen
  - Verkehrseinrichtungen (Straßen/Wege, Parkplätze, abgestellte Fahrzeuge, Anlagen zur Ver- und Entsorgung)
  - Innerörtliche Grünanlagen

#### 8.3.1.2 Weitere Schäden

Zusätzlich zu den bereits aufgelisteten Sachschäden kommen noch weitere, kaum bzw. nicht quantifizierbare Schäden hinzu.

An erster Stelle zu nennen sind hier Schäden an Mensch und Tier. Dazu gehören aber auch:

- Schäden, die durch z.B. Auslaufen von Öltanks an der Landwirtschaft, an stromab gelegene Trinkwasserentnahmen und im Gewässer (Fischsterben) entstehen.
- Schäden am Gewerbe mit Lagerhaltung. So ist es mit endlichem Aufwand kaum möglich, das Lagerverhalten jedes einzelnen Betriebes zu erfassen. Der jeweilige Schaden ist daher in extremen Maß von dem Lagerort abhängig (ein Lager im Keller ist anders zu bewerten, als ein Lager im Erdgeschoß oder in den Obergeschossen).

### 8.3.2 Spezifische Schadensfunktionen

Auf der Grundlage der sogenannten spezifischen Schadensfunktionen findet die eigentliche Bewertung der Hochwasserauswirkungen statt. Dabei wird die Mengengröße (Wasserstand in m) in Abhängigkeit von der Nutzung in Wertgrößen (Schaden in €) umgewandelt. Das Ergebnis gibt für die jeweilige Nutzung einer Flächeneinheit den monetären Schaden in Abhängigkeit des Wasserstandes an.

Die in Abhängigkeit von der Nutzungsart sehr unterschiedlich ausfallenden Schadensfunktionen können der Schadensdatenbank HOWAS entnommen werden. Um Aufschluss über die statistische Zuverlässigkeit dieser Funktionen zu gewinnen, wurden u.a. von der Universität Karlsruhe die in der HOWAS erfassten Datensätze überprüft und ausgewertet (siehe /S2/).

Für Schäden an privaten Wohngebäuden kann von einem ausreichend abgesicherten Datenmaterial ausgegangen werden. Hinsichtlich Gewerbebetrieben gibt es jedoch nur wenige verwendbare Schadensfunktionen. Einige Funktionen bewerten den Schaden in % des Vermögenswertes von unterschiedlichen Wirtschaftszweigen. Der betroffene Betrieb muss somit dem Wirtschaftszweig zugeordnet (z.B. verarbeitendes Gewerbe) und sein Vermögenswert abgeschätzt werden. Letzteres ist schwer zu bewerkstelligen, da zum Vermögenswert u.a. die Vorräte an Waren, Roh- und Betriebsstoffen gehören, die ihrerseits wiederum abhängen von der wirtschaftlichen Auftragslage.

### 8.3.3 Schadenswahrscheinlichkeit

Der abschließende Schritt zur Bewertung der Auswirkung der verschiedenen Hochwasserereignisse ( $HQ_{10}$ ,  $HQ_{20}$ ,  $HQ_{50}$ ,  $HQ_{100}$ ,  $HQ_{200}$ ,  $HQ_{1.000}$ ) ist die Addition der für alle betroffenen Objekte ermittelten Schäden. Das Wiederkehrintervall dieses Gesamtschadens entspricht dem des schadenerzeugenden Hochwassers.

### 8.3.4 Mittlere jährliche Schadenserwartung

Um die Wirkung möglicher Hochwasserschutzmaßnahmen monetär bewerten zu können, ist die Betrachtung eines Einzelereignisses (z.B.  $HQ_{10}$ ) nicht ausreichend. Vielmehr ist die gesamte Ereignisdichte entscheidend, wobei die Hochwasser verschiedener Jährlichkeiten entsprechend der Auftretenswahrscheinlichkeit gewichtet in die mittlere jährliche Schadenserwartung eingehen. Schadensereignisse mit hohen Wiederkehrintervallen gehen entsprechend ihrem selteneren Auftreten mit kleinerem Gewicht in die im Mittel jährlich zu erwartenden Schäden ein. Der Schadenserwartungswert berechnet sich prinzipiell nach folgender Gleichung (/S1/):

$$\bar{S} = \int_{P_0}^{P_k} S(P) \cdot dP \quad \text{(Gleichung 1)}$$

S = mittlere jährliche Schadenserwartung bzw. Schadenserwartungswert (€/a)

S(P) = Schadensfunktion (= Schaden S(€) pro Ereignis in Abhängigkeit von der Eintrittswahrscheinlichkeit P (1/a)

P = Eintrittswahrscheinlichkeit eines Hochwassers (1/a)

P<sub>0</sub> = Eintrittswahrscheinlichkeit eines Hochwassers, bei dessen Überschreitung Schäden auftreten (1/a)

P<sub>k</sub> = Eintrittswahrscheinlichkeit des größten betrachteten Hochwasserereignisses (1/a)

Vereinfachend wird obige Gleichung in diskretisierter Form ausgewertet:

$$\bar{S} = \sum_{i=1}^k \frac{S_{i-1} + S_i}{2} \cdot \Delta P_i \quad \text{(Gleichung 2)}$$

wobei i die jährliche Häufigkeit ist:

i=1: Hochwasser mit Schaden 0 € = HQ<sub>1</sub>

i=k: größtes quantifizierbares Hochwasser (hier HQ<sub>1.000</sub>)

#### 8.4 Ermittlung des Schadenpotenzials für Sechshelden im Ist-Zustand

Die hier durchgeführte Schadenserhebung konzentriert sich auf die Berechnung von Sachschäden an Gebäuden und Inventar von privaten Gebäuden (Wohn- und Nebengebäude) sowie Gewerbetrieben. Die Berechnungen selbst erfolgten mit Hilfe von eigenen Programmentwicklungen.

Die Bewertung der Schäden an den Wohngebäuden erfolgte anhand einer „mittleren Schadensfunktion“, die die Schadenssituation eines Gebäudes nicht „genau“ beschreibt, sondern das Durchschnittsverhalten dieser Nutzungsart widerspiegelt. Dies ist angemessen, da sich die benötigte Information auf die flächenhafte Zusammenfassung der Schäden, d.h. auf die Gesamtschäden bezieht. Gleiches gilt für die den Schaden an Nebengebäuden beschreibende Funktion, wobei anzumerken ist, dass Schäden an Nebengebäuden erst ab einer Grundfläche > 30 m<sup>2</sup> angerechnet wurden.

Auf die Funktion, die zur Beschreibung des Schadens am Gewerbe herangezogen wurde, wird weiter unten eingegangen.

Tabelle 14: Schadenspotenzial Ist-Zustand in Tsd. € und Anzahl der betroffenen Objekte

Objekt	HQ <sub>10</sub>		HQ <sub>20</sub>		HQ <sub>50</sub>		HQ <sub>100</sub>		HQ <sub>200</sub>		HQ <sub>1.000</sub>	
	Schaden	Anzahl	Schaden	Anzahl	Schaden	Anzahl	Schaden	Anzahl	Schaden	Anzahl	Schaden	Anzahl
Private Gebäude (Wohn-, Nebengebäude)	0	0	15	1	799	92	2225	195	2748	227	3340	258
Gewerbebetrieb	0	0	0	0	748	3	1054	3	1069	3	1086	3
Gesamtsumme	0	0	15	1	1547	95	3279	198	3817	230	4426	261

Das in Tabelle 14 aufgezeigte Berechnungsergebnis wird zunächst mit Blick auf die Schäden an privaten Gebäuden erläutert:

- Das Wohnhaus Bornhecke 8 ausgenommen, sind bis zum 20-jährlichen Ereignis in Sechshelden keine Schäden zu erwarten, da der Hengstbach die entsprechenden Abflüsse ausuferungsfrei abführen kann (vgl. Kap. 5.2). Ereignisse größer HQ<sub>20</sub> füh-

ren zu einem "schlagartig" zunehmenden Schaden. So sind bei  $HQ_{50}$  92 Gebäude betroffen, der rechnerische Schaden beläuft sich auf rd. 800.000 €, bei  $HQ_{100}$  entstehen Schäden von über 2.2 Mio. € (mit insgesamt 195 betroffenen Gebäuden).

- Begründet ist diese ungewöhnliche Schadensentwicklung in der Topographie: Entgegen "normalen" Talformen fällt in Sechshelden das Gelände mit zunehmendem Abstand von Hengstbach ab. Ufert der Hengstbach aus, ist hiervon also nicht ein mehr oder weniger zusammenhängender Hochwasserabflussbereich betroffen. Vielmehr fließt das Wasser entlang z.B. der Sechshelder Straße in die westlich und östlich des Hengstbachs gelegenen "Tiefpunkte". So liegt im Westen der Kreuzungspunkt Sechsheldener Straße/Zum Hengstbach etwa 60 cm tiefer, im Osten die Sechsheldener Straße in Höhe Hausnummer 118 etwa 1 Meter tiefer als die Böschungsoberkanten des Hengstbachs in Höhe der Brücke Sechsheldener Straße selbst.

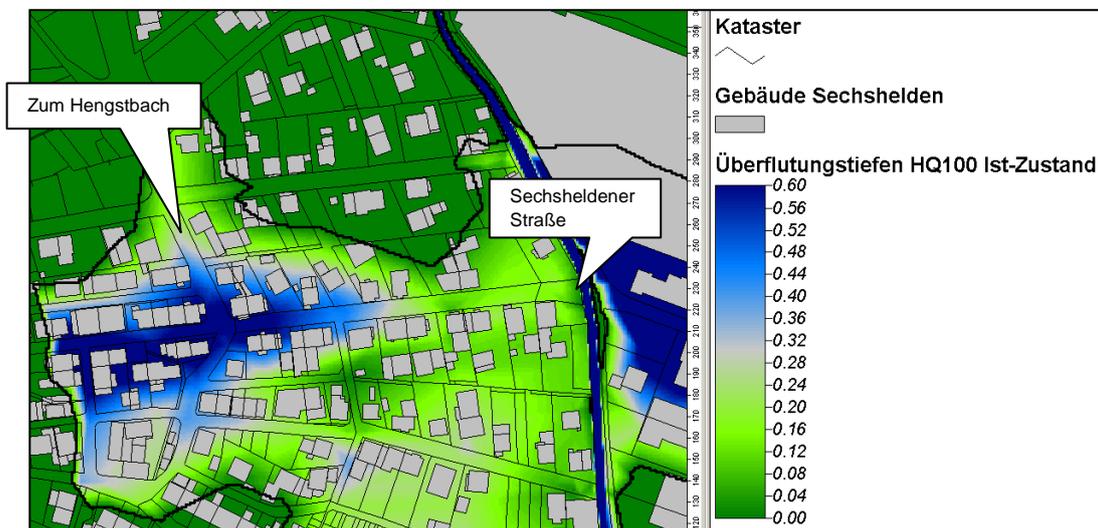


Abbildung 23: Rechnerisch ermittelte 100-jährliche Überflutungstiefen im Ortskern von Sechshelden

- Vorgenannte Tiefpunkte liegen etwa 300 m auseinander. Damit wird deutlich, dass bei selteneren Ereignissen in Sechshelden ein überaus breiter Abflussbereich aktiviert wird. Dieser sehr breite Abflussbereich wird zwar durch den quer verlaufenden Straßendamm der B277 unterbrochen, doch findet der Abfluss im B277-Durchlass des Hengstbachs, aber auch im Westen über die Dillstraße seinen Weg in die Dill. Im Osten wird der dort abfließende Abflussanteil weiter parallel zur B277 geführt. Zwangsläufig führt diese "Dreiteilung" des Hochwasserabflusses zu einer spürbaren Zunahme der vom Hochwasser betroffenen Gebäude. Andererseits führt aber die "Dreiteilung" auch zu geringeren Wassertiefen.

Um diesen Effekt im Rahmen der Schadensermittlung zu berücksichtigen, wurde für die unterhalb der Schulstraße gelegene Bebauung eine Obergrenze der Wassertiefen von 40 cm angesetzt. Damit wird vermieden, dass für die betroffenen Gebäude aus den Ergebnissen der hydraulischen Berechnung heraus ein zu hohes Schadenspotenzial berechnet wird.

Diese Obergrenze der Schadenauswertung wurde auch bei den drei östlich des Hengstbachs gelegenen Gewerbebetrieben berücksichtigt (Fa. Teka, die zu Teka gehörende Fa. UCON Containersysteme und die Käuferstein GmbH Bauelemente).

Des Weiteren wurde der für die Gewerbebetriebe berechnete Schaden abgemindert, weil

- aufgrund des Extremhochwassers vom September 2006 die Fa. Teka Schutzvorrichtungen errichtet hat (Mauer entlang des Hengstbachs),
- davon auszugehen ist, dass das Hochwasserbewusstsein gewachsen ist und die Betriebe weitere Vorsorge z.B. in der Lagerhaltung getroffen haben.

Die auf diese Art und Weise für die Gewerbebetriebe berechneten Schäden belaufen sich z.B. für das 100-jährliche Ereignis auf rd. 1,05 Mio. €. Der größte Anteil dieses Schadens entsteht auf dem flächenmäßig dominierenden Gelände der Fa. Teka. Trotz der oben erwähnten Hochwasserschutzvorrichtung fließt das ausufernde Wasser über die Sechsheldener Straße in das Firmengelände ein.

Der 100-jährliche Gesamtschaden beträgt 3,28 Mio. €. Damit wird deutlich, dass die Gewerbeobjekte Sechsheldens etwa zu einem Drittel zum 100-jährlichen Gesamtschaden beitragen.

Um nun die mittlere Schadenerwartung für Sechshelden im Ist-Zustand - nachstehend als  $S_{\text{Sechshelden\_Ist}}$  bezeichnet - zu berechnen, wurde auf der Grundlage der Angaben in Tabelle 14 die Gleichung 2 in Kap. 8.3.4 bis zum 1.000-jährlichen Hochwasser ausgewertet<sup>5</sup>. Das Ergebnis lautet:

- $S_{\text{Sechshelden\_Ist}}: 82.160 \text{ €/a}$

Im Folgenden wird erläutert, auf welche Art und Weise diese mittlere Schadenerwartung im Rahmen der ökonomischen Bewertung herangezogen wird.

<sup>5</sup> Selbstverständlich könnte Gleichung 2 unter Verwendung noch seltenerer Ereignisse als  $HQ_{1.000}$  ausgewertet werden. Da aber Schadensereignisse mit sehr hohen Wiederkehrintervallen entsprechend ihrem sehr seltenen Auftreten mit kleinem Gewicht in die Berechnung eingehen, blieben sie im Rahmen dieser Untersuchung unberücksichtigt.

**9 NUTZEN-KOSTEN-BERECHNUNGEN**

**9.1 Schadensminderung im Plan-Zustand**

Zur Bewertung des Schadenspotenzials im Plan-Zustand wurden für die beiden in Tabelle 13 genannten Plan-Varianten

- Variante 1: HRB mit 55.000 m<sup>3</sup> Speicherinhalt am Standort K49 (100-jährlicher Schutzgrad) und Treibgutfang im Imbach, Objektschutz, Einlaufkragen
- Variante 2: HRB mit 80.000 m<sup>3</sup> Speicherinhalt am Standort K49 (ca. 200-jährlicher Schutzgrad) und Treibgutfang im Imbach, Objektschutz, Einlaufkragen

die T<sub>n</sub>-jährlichen Überschwemmungsgebiete berechnet und darauf aufbauend die zu erwartenden T<sub>n</sub>-jährlichen Schäden an den privaten Gebäuden und den Gewerbebetrieben in Sechshelden bestimmt. Für Variante 1 lauten die entsprechenden Summen:

Tabelle 15: Schadenspotenzial für Plan-Variante 1 in Tsd. €

Objekt	HQ <sub>10</sub>		HQ <sub>20</sub>		HQ <sub>50</sub>		HQ <sub>100</sub>		HQ <sub>200</sub>		HQ <sub>1.000</sub>	
	Schaden	Anzahl	Schaden	Anzahl	Schaden	Anzahl	Schaden	Anzahl	Schaden	Anzahl	Schaden	Anzahl
Private Gebäude (Haupt-, Nebengebäude)	0	0	0	0	0	0	0	0	510	71	2922	241
Gewerbebetrieb	0	0	0	0	0	0	0	0	247	1	1079	3
Gesamtsumme	0	0	0	0	0	0	0	0	757	72	4001	244

Das auf ein 100-jährliches Ereignis dimensionierte Becken der Variante 1 sorgt dafür, dass an den privaten Gebäuden und den Gewerbebetrieben bis HQ<sub>100</sub> keine Schäden auftreten. Interessanterweise bewirkt die Variante 1 aber auch eine spürbare Dämpfung des 200-jährlichen Ereignisses. Dies ist in der nicht unerheblichen Retentionswirkung begründet, die auch beim Überlauf des (überströmbaren) Beckens wirksam wird. Aufgrund dieses Effekts stellt sich beim 200-jährlichen Ereignis der Variante 1 ein Schaden ein, der kleiner ist als der 50-jährliche Schaden im Ist-Zustand. Dies entspricht einer Schadensminderung von etwa 80%. Bei HQ<sub>1.000</sub> ist jedoch die Retentionswirkung des Beckens weitestgehend erschöpft. Dementsprechend liegen die 1.000-jährlichen Spiegellagen in Sechshelden nur wenige Zentimeter unter denen des Ist-Zustands; der damit einhergehende Schaden beläuft sich auf 4 Mio. €, die Schadensminderung liegt damit nur noch bei etwa 10%.

Die unter Verwendung der Angaben in Tabelle 15 ermittelte Schadenerwartung der Plan-Variante 1 (Gleichung 2) führte zu:

- S<sub>Sechshelden\_Plan-Variante 1</sub>: 11.420 €/a

Die analog zur Variante 1 für Plan-Variante 2 durchgeführten Berechnungen lieferten:

- S<sub>Sechshelden\_Plan-Variante 2</sub>: 7.980 €/a

Damit reduziert sich die mittlere Schadenerwartung für Sechshelden in der Variante 1 um 82.160 €/a - 11.420 €/a = 70.740 €/a und in der Variante 2 um 82.160 €/a - 7.980 €/a = 74.180 €/a.

**9.2 Kosten-Nutzen-Vergleich**

Die für Sechshelden berechnete Minderung der Schadensersparnis von im Mittel knapp 71.000 €/a bei Variante 1 und 74.000 €/a bei Variante 2 ist den Projektkosten der jeweiligen Plan-Variante gegenüberzustellen. Verglichen werden dabei laut /S3/ die Barwerte oder die Jahreswerte, die sich unter Vorgabe eines realen Zinssatzes von 3% und einer Lebensdauer von 80 Jahren ergeben.

Im Rahmen des hier durchgeführten Kosten-Nutzen-Vergleichs wurden die Barwerte betrachtet.

**9.2.1 Kostenbarwert**

Die Projektkosten setzen sich laut /S3/ aus den Investitionskosten „IK“ (Bau-, Baunebenkosten, Grunderwerb) und den Laufenden Kosten „LK“ (Betrieb, Unterhaltung, Überwachung) zusammen. Die Investitionskosten sind Tabelle 13 zu entnehmen. Die pro Jahr anfallenden Laufenden Kosten werden vereinfachend durch den Ansatz

- $LK \text{ in } \text{€}/a = IK (\text{€}) \cdot 5\%$

erfasst. Nach /W11/ berechnen sich damit die Kostenbarwerte „KBW“ zu:

- $KBW \text{ in } \text{€} = IK (\text{€}) + LK (\text{€}/a) \cdot \text{Diskontierungsfaktor } (-)$

Der Diskontierungsfaktor ist abhängig vom Zinssatz (Realzins) und der Lebensdauer der Hochwasserschutzmaßnahme (Abschreibung) und gibt das Verhältnis zwischen Investitionsvolumen und jährlichen Zahlungen wieder. Unter Ansatz der oben genannten Angaben (Realzins 3%, Lebensdauer 80 Jahre) beläuft sich der Diskontierungsfaktor auf 30,201 (/W11/).

Die Kostenbarwerte der beiden hier betrachteten Varianten betragen damit:

*Tabelle 16: Kostenbarwerte*

Kosten	Variante 1	Variante 2
	HRB mit 55.000 m <sup>3</sup> (100-jährlicher Schutzgrad) Rückhalt Treibgut Imbach, Objektschutz, Einlaufkragen	HRB mit 80.000 m <sup>3</sup> (ca. 200-jährlicher Schutzgrad) Rückhalt Treibgut Imbach, Objektschutz, Einlaufkragen
Investitionskosten IK (€)	1.650.000 (siehe Tabelle 13)	2.220.000 (siehe Tabelle 13)
Laufende Kosten LK (€/a)	8.250	11.000
Diskontierungsfaktor (3%, 80a)	30,201	30,201
Kostenbarwert (€, gerundet)	1.899.000	2.532.000

**9.2.2 Nutzenbarwert**

Der Nutzen der Hochwasserschutzmaßnahmen wird gleichgesetzt als die durch die jeweiligen Maßnahme erzielte Minderung der Schadensersparnis „S<sub>Minderung</sub>“. Der entsprechende Nutzenbarwert „NBW“ ergibt sich aus:

- $NBW \text{ in } \text{€} = S_{\text{Minderung}} (\text{€}/a) \cdot \text{Diskontierungsfaktor } (-)$

Die für die Variante 1 und 2 berechneten Nutzenbarwerte belaufen sich damit auf:

*Tabelle 17: Nutzenbarwerte*

Nutzen	Variante 1	Variante 2
	HRB mit 55.000 m <sup>3</sup> (100-jährlicher Schutzgrad) Rückhalt Treibgut Imbach, Objektschutz, Einlaufkragen	HRB mit 80.000 m <sup>3</sup> (ca. 200-jährlicher Schutzgrad) Rückhalt Treibgut Imbach, Objektschutz, Einlaufkragen
S <sub>Minderung</sub> (€/a)	70.740	74.180
Diskontierungsfaktor (3%, 80a)	30,201	30,201
Nutzenbarwert (€, gerundet)	2.136.000	2.240.000

### 9.2.3 Nutzen-Kosten-Verhältnis

Das Nutzen-Kosten-Verhältnis „NKV“ ergibt sich aus dem Quotienten des Nutzenbarwertes und des Kostenbarwertes. Dabei ist eine Maßnahme dann ökonomisch effizient, wenn der entsprechende NKV-Wert gleich bzw. größer 1 ist.

Mit den Angaben aus den Tabellen 16 und 17 ergeben sich die folgenden NKV-Werte.

*Tabelle 18: Nutzen-Kosten-Verhältnis*

Nutzen-Kosten-Verhältnis	Variante 1	Variante 2
	HRB mit 55.000 m <sup>3</sup> (100-jährlicher Schutzgrad) Rückhalt Treibgut Imbach, Objektschutz, Einlaufkragen	HRB mit 80.000 m <sup>3</sup> (ca. 200-jährlicher Schutzgrad) Rückhalt Treibgut Imbach, Objektschutz, Einlaufkragen
Nutzenbarwert (€)	2.136.000	2.240.000
Kostenbarwert (€)	1.899.000	2.532.000
NKV	1,12	0,88

Es ist ersichtlich, dass die Variante 1 mit einem auf ein 100-jährliches Ereignis ausgelegten HRB als „Herzstück“ einen NKV-Wert größer 1 aufweist. Variante 1 gilt damit unter ökonomischen Kriterien als effizient.

Der NKV-Wert des in Variante 2 verfolgten Baus eines HRB zur Herstellung eines etwa 200-jährlichen Schutzgrads liegt mit 0,88 spürbar unter dem der Variante 1. Variante 2 weist damit nicht nur einen ungünstigeren NKV-Wert auf, sie muss auch aus wirtschaftlicher Sicht als uneffektiv eingestuft werden.

## 10 ZUSAMMENFASSUNG

Vor dem Hintergrund des Hochwasserereignisses vom September 2006, welches in dem Haigener Stadtteil Sechshelden erhebliche Schäden verursachte, wurde für das 8,5 km<sup>2</sup> umfassende Einzugsgebiet des Hengstbachs ein Flussgebietsmodell entwickelt, welches es erlaubt, für beliebige Stellen im Gewässer die Hochwasserabflussverhältnisse zu bewerten, die Abflussengpässe in Sechshelden zu lokalisieren und deren Auswirkung auf das Gesamt-abflussgeschehen aufzuzeigen.

Geometrische Grundlage des für den Hengstbach erstellten hydraulischen Modells ist

- eine terrestrische Vermessung (Gewässerbett), die im Herbst 2010 erfolgte, sowie
- ein aus dem Kanalkataster (Schachtdeckelhöhen) und aus den Höhenlinien der topographischen Karte erzeugtes Digitales Geländemodell.

Der hydrologische Teil des Flussgebietsmodells wurde anhand des Vergleichs der Modellergebnisse mit den im Gebiet vorliegenden langjährigen Erfahrungen verifiziert. Darüber hinaus erfolgte ein Vergleich mit den Abflussspenden kleinerer am westlichen Odenwaldrand zwischen Heppenheim und Weinheim gelegener Einzugsgebiete. Die hierbei festgestellten Übereinstimmungen können in Anbetracht der prinzipiellen Unschärfe hydrologischer Simulationen als gut bezeichnet werden.

Mit Hilfe des angepassten Flussgebietsmodells konnte nun die aktuelle Hochwassergefahr in Sechshelden eingeschätzt werden. Diese stellt sich wie folgt dar:

- Erste Ausuferungen treten oberhalb der Bornhecke bereits bei Ereignissen kleiner HQ<sub>10</sub> auf; diese verursachen aber keine relevanten Schäden.
- Oberhalb des Bahndurchlasses ist in Höhe der Bornhecke bei Ereignissen größer HQ<sub>10</sub>, unterhalb davon bei Ereignissen größer HQ<sub>20</sub> mit kritischen Wasserständen bzw. schadbringenden Überflutungen zu rechnen.

Insgesamt zeigt sich: Die in Sechshelden derzeit schadfrei abführbare Wassermenge ist mit großteils bis zu HQ<sub>20</sub> vergleichsweise hoch, aber dennoch insgesamt unzureichend.

Um die Hochwassersicherheit zu steigern, sind prinzipiell Rückhaltungen (am effektivsten unmittelbar oberhalb der zu schützenden Ortslage), Gewässerausbau, lineare Maßnahmen (Eindeichungen) sowie Objektschutz bzw. Kombinationen dieser Maßnahmen möglich.

Gewässerausbau und lineare Maßnahmen als Bestandteil des Schutzkonzepts für Sechshelden entfallen aber, weil deren Umsetzung nur mit erheblichen Eingriffen in die bestehende Bebauung denkbar ist. Aus diesem Grund wurde untersucht, in welchem Umfang Rückhaltmaßnahmen erforderlich werden, um die Bebauung zu schützen bzw. wo sich Objektschutzmaßnahmen anbieten. Im Vordergrund stand dabei ein Hochwasserrückhaltebecken, welches oberhalb der Ortslage Sechshelden unmittelbar westlich der K49 errichtet wird und die unterhalb gelegene Bebauung vor einem 100-jährlichen Ereignis schützt (Beckenvariante 1). Alternativ wurde ein Becken am gleichen Standort untersucht, welches aber im Vergleich zu dem auf ein 100-jährliches Ereignis ausgelegten Bauwerk höher ist und für Sechshelden einen etwa 200-jährlichen Schutzgrad ermöglicht (Beckenvariante 2). Als Ergebnis einer dritten Variante wurde festgestellt, dass durch ein Rückhaltebecken am Standort westlich der

K49 die Ortslage Sechshelden nicht vor einem Hochwasser wie am September 2006 geschützt werden kann.

Neben der Untersuchung der vorgenannten Beckenvarianten wurden des Weiteren prinzipielle Ausführungsmöglichkeiten von Sperrenbauwerken aufgezeigt sowie Vor- und Nachteile gegenübergestellt. Resümierend hieraus ist für den Standort an der K49 ein Becken mit komplett überströmbarem Damm zu empfehlen, bei dem auf eine Regelung der Abgabe während eines Hochwasserereignisses verzichtet wird. Zwar muss bei einem solchen wasserstandsabhängigen Beckenbetrieb zur Erreichung des vorgesehenen Hochwasserschutgrades im Unterlauf ein größeres Speichervolumen vorgehalten werden, als bei der Regelung der Abgabe auf einen konstanten Wert. Demgegenüber bedingt eine Abflussregelung aber höhere Baukosten und auch zusätzliche Betriebskosten. Darüber hinaus muss die Funktionstüchtigkeit der Regelungsmechanismen im Hochwasserfall gewährleistet sein. Dies kann insbesondere bei selten eingestauten Anlagen problematisch sein.

Für die Beckenvarianten 1 und 2 wurde abschließend eine ökonomische Bewertung (Nutzen-Kosten-Analyse) durchgeführt. Hierfür wurde

- für Sechshelden auf der Basis des für verschiedene Jährlichkeiten ermittelten Schadenspotenzials die sogenannte Schadenserwartung im Ist-Zustand abgeleitet,
- die mit den Beckenvarianten einhergehende Schadensminderung berechnet und
- diese mit den Kosten der jeweiligen Beckenvariante verglichen.

Ergebnis dieser Gegenüberstellung ist, dass der Nutzen (die Schadensminderung) eines auf ein 100-jährliches Ereignis ausgelegten Hochwasserrückhaltebeckens über seinen Kosten liegt. Im Gegensatz dazu ist die Beckenvariante, die in Sechshelden einen etwa 200-jährlichen Schutzgrad ermöglicht, aus wirtschaftlicher Sicht nicht effektiv.

Vor diesem Hintergrund wird vorgeschlagen, oberhalb der Ortslage Sechshelden unmittelbar westlich der K49 ein Becken (mit überströmbarem Damm) zu errichten, welches es bei wasserstandsabhängiger Abgabe gestattet, ein 100-jährliches Ereignis zu beherrschen.

Neben den technischen Hochwasserschutzmaßnahmen gilt es aber auch, Vorsorgemaßnahmen zu ergreifen, um die Folgen von Hochwasser zu mildern. In Bezug auf den Hengstbach in Sechshelden reichen diese Vorsorgemaßnahmen von der Flächenvorsorge (Verhinderung von Bebauung in überschwemmungsgefährdeten Gebieten, Freihaltung des Gewässers und der bei Hochwasser aktivierten Vorländer), der Bauvorsorge (angepasste Nutzung) bis hin zu Alarm- und Einsatzplänen für den Hochwasserfall.

Projektnummer: 3184

Darmstadt, den 30. Mai 2011

Bearbeitung:



(Dipl.-Ing. Ch. Fritsch)



(Dr.-Ing. S. Wallisch)



(Dipl.-Ing. K. Haase)