



RESERVERAUM FÜR EXTREMHOCHWASSER HÖRDTER RHEINAUE

Vorgezogene Maßnahmen:

**Neubau des Schöpfwerks Leimersheim/
Maßnahmen zur Anpassung der
Binnenentwässerung südlich des
Reserveraums**

Heft 4

Fachgutachten Hydraulik

März 2018

Antragsteller:

Struktur- und Genehmigungsdirektion Süd
Regionalstelle Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft u. Bodenschutz
Neustadt an der Weinstraße
Deichmeisterei / Neubaugruppe Hochwasserschutz

Bearbeiter:





RESERVERAUM FÜR EXTREMHOCHWASSER HÖRDTER RHEINAUE

Vorgezogene Maßnahmen:

**Neubau des Schöpfwerks Leimersheim/
Maßnahmen zur Anpassung der
Binnenentwässerung südlich des
Reserveraums**

Heft 4 Teil 1

Schöpfwerk Leimersheim

März 2018

Antragsteller:

Struktur- und Genehmigungsdirektion Süd
Regionalstelle Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft u. Bodenschutz
Neustadt an der Weinstraße
Deichmeisterei / Neubaugruppe Hochwasserschutz

Bearbeiter:

 **UNGER**
ingenieure
Ing_agement seit 1948



RheinlandPfalz

STRUKTUR- UND
GENEHMIGUNGSDIREKTION
SÜD

Struktur- und Genehmigungsdirektion Süd

Hördter Rheinaue – LOS 2

Schöpfwerk Leimersheim

FACHTECHNISCHE BERECHNUNGEN

Juli 2017

INHALTSVERZEICHNIS

INHALTSVERZEICHNIS	I
TABELLENVERZEICHNIS	I
ABBILDUNGSVERZEICHNIS	I
1 ZULAUFKANAL SCHÖPFWERK LEIMERSHEIM	1
1.1 Allgemeines.....	1
1.2 Aufgabenstellung.....	1
1.3 2D-Modellierung im Bestand.....	1
1.4 Modellierung des Planungszustandes	3
2 ABLAUFKANAL SCHÖPFWERK LEIMERSHEIM	7
2.1 Allgemeines.....	7
2.2 Aufgabenstellung.....	7
2.3 Modellierung mit SWMM.....	7
2.4 Modellierung mit HEC-RAS	9
2.5 Ergebnisse der Modellierung	11

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1-1: Simulationsvarianten mit einheitlich 6 m ³ /s Pumpleistung	2
Tabelle 1-2: Variation der Kanallängsneigungen und Sohlhöhen.....	3
Tabelle 1-3: Variation der Reibungsbeiwerte (k_{st})	4
Tabelle 1-4: Variation der Oberwasserstände (OW)	4
Tabelle 2-1: Übersicht der Modellierung mit SWMM.....	9
Tabelle 2-2: Übersicht der Modellierung mit HEC-RAS.....	11

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1-1: Wasserspiegellängsschnitte Verbindungskanal	2
Abbildung 1-2: Berechnungsnetz im Planungszustand	4
Abbildung 1-3: flächenhafte Darstellung einer Simulation	5
Abbildung 1-4: Wasserspiegellängsschnitte der Ausführungsvarianten 3	6
Abbildung 1-5: Wasserspiegellängsschnitte der Ausführungsvariante Var 3-b-S	6

1 ZULAUFKANAL SCHÖPFWERK LEIMERSHEIM

1.1 Allgemeines

Für die Dimensionierung des Kanals zur Zuleitung in Richtung des Schöpfwerks wurden hydraulische Modellierungen durchgeführt. Um die außergewöhnlich hydraulische Situation - mit definiertem Wasserstand im oberstromigen Fischmal und unbekanntem Wasserstand am Schöpfwerk - hydraulisch exakt nachmodellieren zu können, wurden zweidimensionale hydrodynamisch-numerische Modelle (2D-HN-Modelle) des Verbindungskanals erstellt. Der Wasserstand im Fischmal fungiert hierbei als für die Simulation zeitlich konstante obere Randbedingung des Modells. Hierbei wird jedoch zwischen Pumpenbeginn im Winter mit $y = 98,50\text{müNN}$ und Pumpenbeginn im Sommer mit $y = 98,20\text{müNN}$ unterschieden. Dies wird sowohl im Bestand als auch in den Planungszuständen als Randbedingung vorgegeben, wobei der Sommerzustand hydraulisch maßgebend in der Bemessung zu betrachten ist.

1.2 Aufgabenstellung

Um die Abflussleistung des bestehenden Verbindungskanals zu analysieren, die vom Betreiber als zu gering eingestuft wird, soll dieser Bestand im ersten Schritt hydraulisch über hydrodynamisch-numerische Simulationen nachmodelliert werden.

Im zweiten Schritt wird der Planungszustand modelliert und bezüglich Leistungsfähigkeit von $Q = 14,0 \text{ m}^3/\text{s}$ optimiert und entsprechend nachgewiesen.

1.3 2D-Modellierung im Bestand

Der Verbindungskanal besitzt kein ausgewiesenes Gefälle in Richtung des Schöpfwerks. Teilweise liegt sogar ein inverses Gefälle vor. Damit ergeben sich das hydraulische Gefälle und damit der Abfluss ausschließlich durch die Reduzierung der Fließtiefe bei Betrieb des Schöpfwerks. Die Unterkanten der Pumpeneinlaufstutzen sind mit einer Höhe von $97,18\text{müNN}$ angegeben. Bei Unterschreitung dieses Wertes im Wasserspiegellängsschnitt würden die Pumpen Luft ansaugen.

Die Modellierung erfolgt mit der geographischen Bestandsituation für einen Abfluss von überschlüssig $6,0 \text{ m}^3/\text{s}$. Es ergab sich ein unstrukturiertes Berechnungsnetz von ca. 14.000 m^2 mit ca. 6.200 Elementen und ca. 3.200 Knotenpunkten. Mit ca. $2,0 \text{ m}^2$ pro Zelle ergibt sich eine hohe Auflösung, die auch instationäre Berechnungen mit lokalen und plötzlichen hydraulischen Störungen auflösen kann. Die dargestellten Berechnungsergebnisse beziehen sich jedoch auf stationäre Strömungsverhältnisse. Zusätzlich instationär durchgeführte Simulationen ergaben keine hydraulisch problematischen Strömungszustände.

Als Randbedingungen wurden zum einen unterschiedliche Seewasserstände im Fischmal und zum anderen unterschiedliche Einflüsse von Bewuchs und Kanalverkrautung bzw. Ka-

nalverlegung betrachtet. Die Verkrautung wurde über die Variation der Reibungsbeiwerte ($k_{st} = 30$ und $20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$) für den betrachteten Abfluss von $6,0 \text{ m}^3/\text{s}$ simuliert. Hierbei ist zu beachten, dass die Annahme der „starken Verkrautung“ eine Extremwertvariante darstellt, die in situ in der Art als unwahrscheinlich anzusehen ist. Der Seewasserstand im Fischmal wurde zwischen $98,20\text{müNN}$ (Sommer) und $98,50\text{müNN}$ (Winter) variiert. Folgende Tabelle bezeichnet die untersuchten Varianten.

Tabelle 1-1: Simulationsvarianten mit einheitlich $6 \text{ m}^3/\text{s}$ Pumpleistung

Varianten	Seewasserspiegel (Fischmal)	Kanalzustand
1a	98,50müNN (Winter)	standard ($k_{st} = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$)
1b	98,50müNN (Winter)	stark verkrautet ($k_{st} = 20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$)
2a	98,20müNN (Sommer)	standard ($k_{st} = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$)
2b	98,20müNN (Sommer)	stark verkrautet ($k_{st} = 20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$)

Die Auswertung erfolgt als Längsschnitt in Kanalmitte vom Schöpfwerk bis in den See (Fischmal). Folgende Graphik zeigt die entsprechenden Wasserspiegel im Längsschnitt des Verbindungskanal.

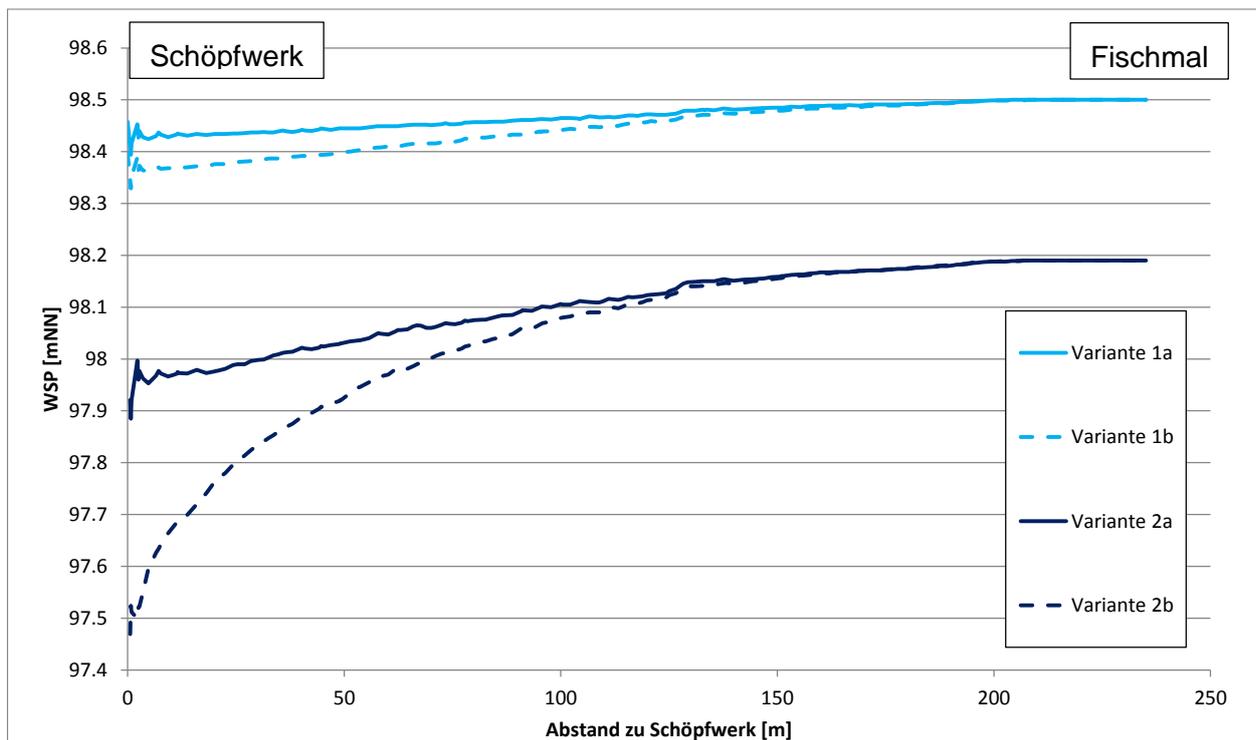


Abbildung 1-1: Wasserspiegellängsschnitte Verbindungskanal

Es zeigt sich, dass die angegebene Unterkante der Pumpeneinläufe ($H = 97,16\text{müNN}$) rechnerisch in keiner untersuchten Variante unterschritten wird, so dass die Anlage in diesen stationären Zuständen gefahren werden kann. Lediglich bei Sommerpumpbetrieb mit der unwahrscheinlichen Annahme einer „starken Verkrautung“ entlang der gesamten Kanalstre-

cke ergibt sich eine verstärkte Absenkung des Wasserspiegels am Schöpfwerk bis auf 97,50müNN, womit ein Pumpenüberstau von 0,34 m verbleibt.

1.4 Modellierung des Planungszustandes

Für die Planungszustände wird das Pumpwerk mit um ca. 30 m verkürzter Kanallänge um ca. 26°m nach Süden verschwenkt. Für den Anschluss von 4 Schneckenpumpen wird der Kanal verspundet und von einer Kanalbreite von ca. $B = 10,0$ m im unterstromigen Bereich auf ca. 17,0 m aufgeweitet, Zudem erfolgt ab der Kanalbrücke eine Kanalvertiefung um ca. 0,2 m sowie ein gestuftes Längsgefälle. Die Aufstandsfläche der Pumpen wird horizontal ausgebaut. Der weitere Zulauf der Schneckenpumpen in Richtung oberstrom erhält für den gewählten Ausbauzustand eine Sohlneigung von 5 %. Die weitere Neigung bis zur Radwegbrücke wird mit 0,5 % ausgebildet. Damit wird die Möglichkeit der Trockenlegung des Kanals im Revisionsfall gewährleistet. Die örtliche Lage des Kanals stand zu Beginn der hydraulischen Analysen fest. Die Modellierung erfolgt bis zum Grobrechen an den Pumpeneinläufen. Die Ausbildungen der Sohlneigungen bis zum Brückenquerschnitt und die Kanalvertiefung sind jedoch Gegenstand der vorliegenden Optimierung. Ziel ist hierbei die rechnerisch sichere Abflussleistung von $14,0 \text{ m}^3/\text{s}$ im strömenden Abflusszustand.

Tabelle 1-2: Variation der Kanallängsneigungen und Sohlhöhen

Varianten	Neigung OW-Schöpfwerk [%]	Neigung unterstrom Brücke [%]	Eintiefung (ab Brücke) [m]
1	$I = 3 \%$	$I = 0,3 \%$	0,2
2	$I = 3 \%$	$I = 0,5 \%$	0,2
3	$I = 5 \%$	$I = 0,5 \%$	0,2
4	$I = 5 \%$	$I = 0,5 \%$	0

Es ergab sich ein unstrukturiertes Berechnungsnetz von ca. 14.500 m^2 mit ca. 14.000 Elementen und ca. 7.500 Knotenpunkten. Mit ca. 1 m^2 pro Zelle ergibt sich eine hohe Auflösung, die auch instationäre Berechnungen mit lokalen und plötzlichen hydraulischen Störungen auflösen kann. Abbildung 1-2 zeigt das Berechnungsnetz mit entsprechenden Sohlhöhen.

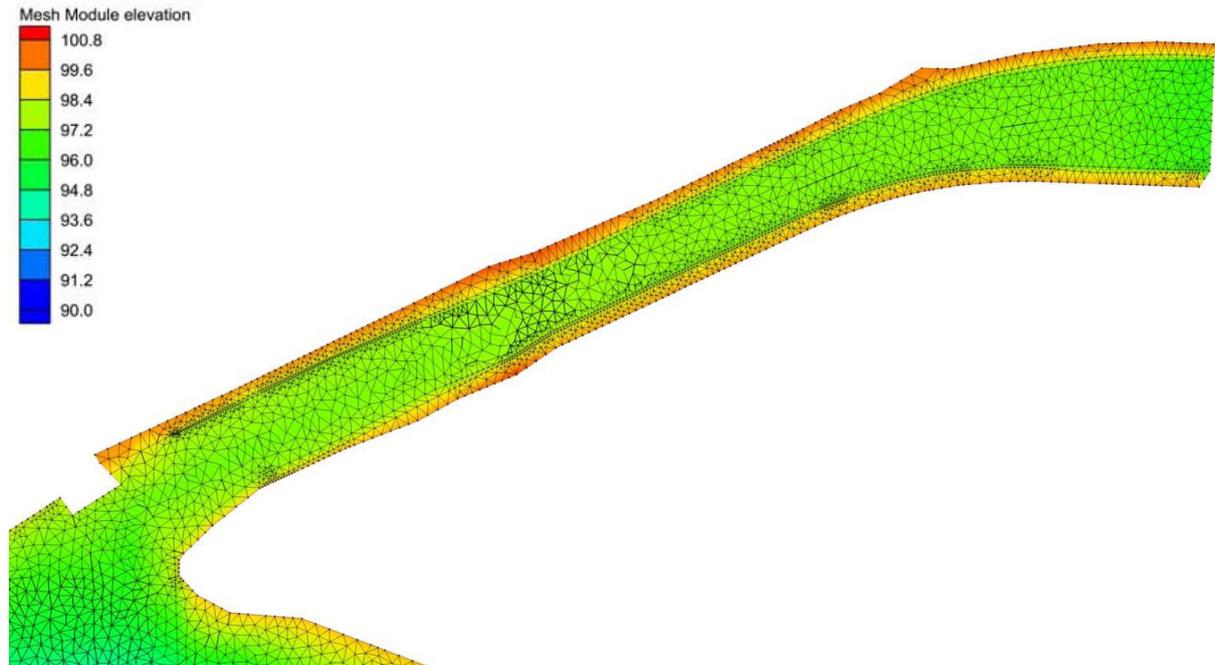


Abbildung 1-2: Berechnungsnetz im Planungszustand

Als Randbedingungen wurden zum einen unterschiedliche Seewasserstände im Fischmal und zum anderen unterschiedliche Einflüsse von Bewuchs bzw. Kanalverkräutung betrachtet. Die Verkräutung wurde über die Variation der Reibungsbeiwerte für den betrachteten Abfluss von 14,0 m³/s simuliert. Hierbei ist zu beachten, dass die Annahme der „starken Verkräutung“ eine Extremwertvariante darstellt, die in situ in der Art als unwahrscheinlich anzusehen ist.

Tabelle 1-3: Variation der Reibungsbeiwerte (k_{st})

k_{st}-Variation	Oberstrom Brücke	Unterstrom Brücke	Spundwand
a	$k_{st} = 30$	$k_{st} = 40$	$k_{st} = 20$
b	$k_{st} = 25$	$k_{st} = 35$	$k_{st} = 15$

Der Seewasserstand im Fischmal wurde zwischen 98,20müNN (Sommer) und 98,50müNN (Winter) variiert.

Tabelle 1-4: Variation der Oberwasserstände (OW)

OW-Variation	Oberwasserstand [müNN]
W	98,50müNN (Winter)
S	98,20müNN (Sommer)

Die in den Tabellen aufgezeigten Variationen ergeben eine Vielzahl von Planungsvarianten, die im Folgenden nicht vollständig dargestellt werden sollen. Entsprechend werden die Hauptaussagen zusammengefasst und der Nachweis für die Ausführungsvariante geführt und in Wasserspiegellängsschnitten aufgezeigt. Abbildung 1-3 zeigt beispielhaft ein Simulationsergebnis flächenhaft mit Angabe von Fließtiefen und Vektoren der Fließgeschwindigkeit.

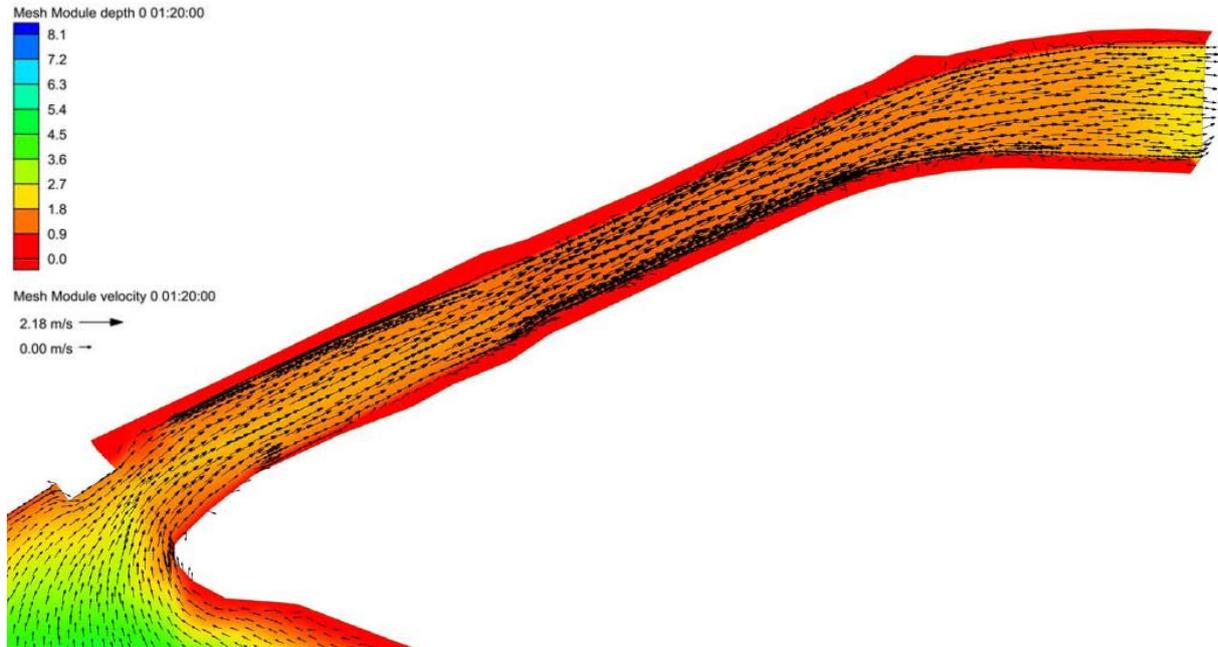


Abbildung 1-3: flächenhafte Darstellung einer Simulation

Analyseergebnisse:

- Es zeigt sich allgemein, dass der Oberwasserstand im Winter von $y = 98,50\text{müNN}$ (Varianten W) für alle untersuchten Kombinationen unkritische strömende Abflussverhältnisse gewährleistet.
- Für die Varianten S ergeben sich folgende Aussagen:
 - In Variante 1 können keine sicheren strömenden Verhältnisse gewährleistet werden. Die Neigung von $I = 0,3 \%$ muss rechnerisch für die geforderten Abflüsse als zu gering eingestuft werden.
 - Die Sohleintiefung von $0,2 \text{ m}$ im Brückenbereich ist auch bei sonst großen Längsneigungen (Variante 4) und glatteren Verhältnissen (k_{st} -Variation a) für die Gewährleistung von strömendem Abfluss notwendig.
 - Für die Varianten 2 und 3 konnten für alle k_{st} - und OW-Variationen rechnerisch strömende Verhältnisse nachgewiesen werden.

Variante 3 bezeichnet zu jetzigen Zeitpunkt die erstrebte Ausbauvariante. Diese wird in Abbildung 1-4 für alle k_{st} - und OW-Variationen als Wasserspiegellängsschnitt dargestellt.

Für den Ausbauzustand wurden die Varianten Var 3-a-W und Var 3-b-S auch instationär betrieben. Hierbei wird auf der sicheren Seite betrachtet der Abfluss innerhalb von 4 Minuten von $0 \text{ m}^3/\text{s}$ auf den Maximalabfluss von $14,0 \text{ m}^3/\text{s}$ erhöht. Abbildung 1-5 zeigt für die maßgebende Variante Var 3-b-S den Wasserspiegellängsschnitt im zeitlichen Verlauf. Es werden auch in diesem instationären Fall rechnerisch strömende Abflusszustände gewährleistet.

Zuzüglich zu den ausgeführten Analysen wurde die Ausbildung der nördlichen Spundwand an Stelle der vorgegebenen, ausgerundeten Form in eine geradlinige Verbindung zwischen Schöpfwerk und bestehendem, nördlichen Kanalufer bei sonst gleichen Breitenabmessungen

gen der Anschlüsse variiert. Das gerundete südliche Ufer wurde beibehalten. Es zeigte sich hierbei kein signifikanter Einfluss rechnerischen Ergebnisse der Wasserspiegellagen.

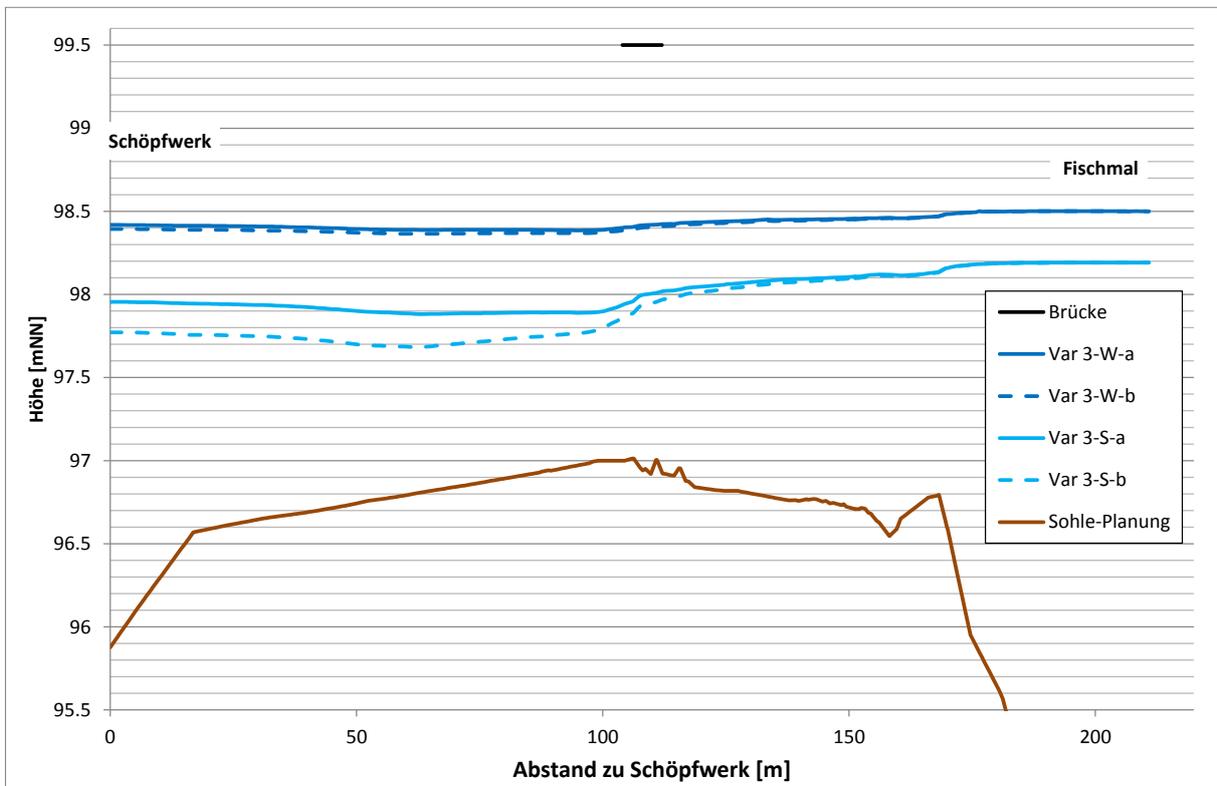


Abbildung 1-4: Wasserspiegellängsschnitte der Ausführungsvarianten 3

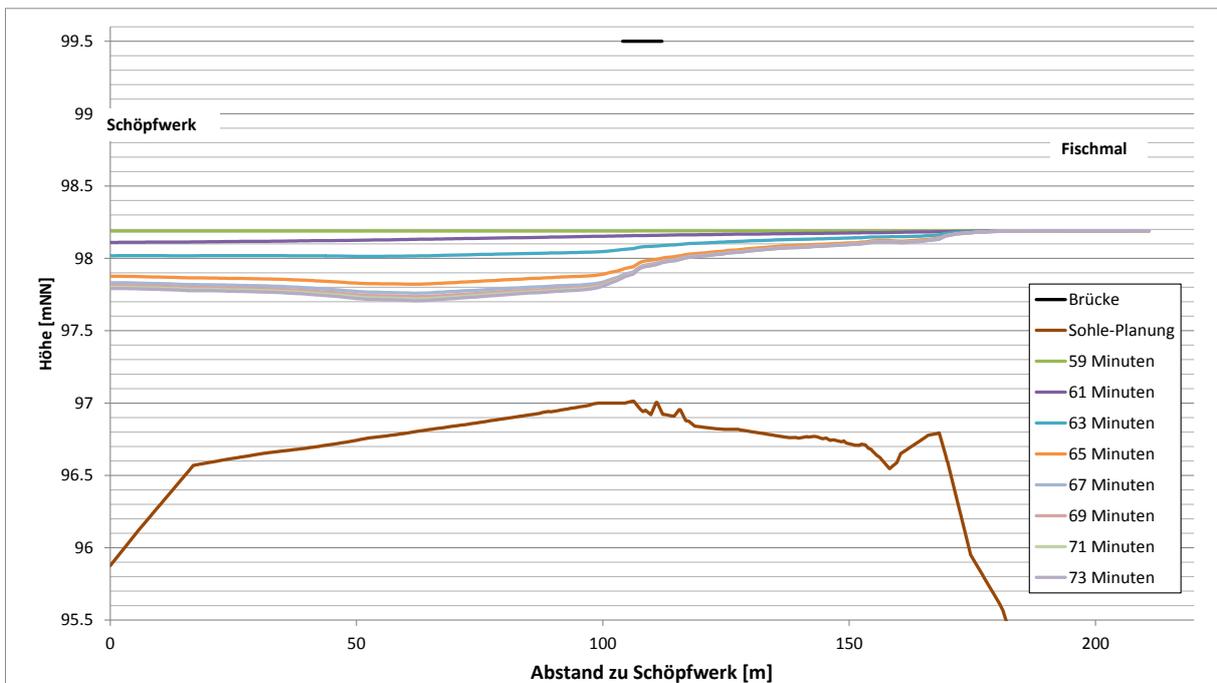


Abbildung 1-5: Wasserspiegellängsschnitte der Ausführungsvariante Var 3-b-S

2 ABLAUFKANAL SCHÖPFWERK LEIMERSHEIM

2.1 Allgemeines

Für die Dimensionierung des Rechteckkanals zur Abführung des geförderten Wassers in Richtung des Rheinvorlands wurden hydraulische Modellierungen durchgeführt.

Um die Förderungen bei Hochwasser im Rhein sicherzustellen muss davon ausgegangen werden, dass schon vor dem Einschalten der Pumpen der vorherrschende Rheinpegel im Ablaufkanal ansteht. Der Rheinwasserspiegel bildet einen Rückstau, gegen welchen das geförderte Wasser anströmt. Aus der im Folgenden dargestellten Modellierung soll gezeigt werden, dass bei der ausgewählten Kanalgeometrie von 4 m Breite und 3 m Höhe das Wasser im Freispiegel abfließen kann. Das Gefälle der Kanalsole wird mit durchgehend 1 % festgelegt, damit der Kanal bei Normalabfluss im Rhein trockenläuft.

Die Eckpunkte bei der Modellierung sind folgende:

- Überfall über die Förderschwelle der Schneckenpumpe,
- Einströmen in die vorgegebene Auslaufkammer,
- Verjüngung der Auslaufkammer in das Profil des Ablaufkanals,
- Auslauf aus dem Kanal in das Rheinvorland inklusive Verluste durch den Personenschutzrechen.

Die Modellierung wurde mit den Programmen SWMM¹ und HEC-RAS² durchgeführt.

2.2 Aufgabenstellung

Die Modellierung des Wasserspiegels im Auslaufkanal erfolgt bei HQ200 im Rhein (hydraulische Randbedingung: WSP 103,53müNN).

Betrachtung zweier Zulaufszszenarien:

1. $Q_{zu} = 10,5 \text{ m}^3/\text{s}^3$
2. $Q_{zu} = 14,0 \text{ m}^3/\text{s}^4$

Ziel der Modellierung ist es zu zeigen, dass bei den Abflusszuständen $Q = 10,5 \text{ m}^3/\text{s}$ und $Q = 14,0 \text{ m}^3/\text{s}$ kein Druckabfluss in dem Ablaufkanal herrscht. Die Deckenhöhe des Ablaufkanals beträgt 103,93müNN. Die Deckenhöhe der Auslaufkammer direkt am Schöpfwerk liegt bei 104,98müNN.

2.3 Modellierung mit SWMM

SWMM: Storm Water Management Model Version 5.1.009

¹ Storm Water Management Modell, herausgegeben von: United States Environmental Protection Agency.

² Hydraulic Engineering Center-River Analysis System, herausgegeben von: United States Department of Defense, Army Corps of Engineering.

³ Betriebszustand wenn nur drei der vier Schneckenpumpen laufen.

⁴ Betriebszustand, wenn alle vier Schneckenpumpen aktiviert sind.

<https://www.epa.gov/water-research/storm-water-management-model-swmm>

SWMM ist ein ein-dimensionales hydrodynamisches Kanalnetzmodell, welches von der amerikanischen Umweltbehörde EPA entwickelt wurde und frei erhältlich ist

Initialbedingungen / Randbedingungen

Anfangswasserspiegel in jedem Schacht $h = 103,53$ m

Gerinnerauheit: $M = 0,016 \text{ s/m}^{1/3}$

Berechnungsoption Dynamic Wave

Iterationsschrittweite: $\Delta t = 0,5$ s

Qzu = 10,5 bzw. 14 m³/s

Abbildung der Gerinnegeometrie

Zulauf über eine Wehrschwelle mit Höhe 103,67müNN

Rechteckgerinne geschlossen

$B = 17,20$ m

$H = 1,41$ m

$L = 2,0$ m

Auslaufkammer

Rechteckgerinne geschlossen

$B = 17,20$ m

$H = 4,15$ m

$L = 5,6$ m

$I = 1,78$ ‰

Übergangsbereich zum Ablaufkanal

Rechteckgerinne geschlossen

$B = 7,28$ m (Mittelwert, da Gerinneverjüngung)

$H = 3,0$ m

$L = 8,72$ m (Mittelwert, da Gerinneverjüngung)

$I = 1,14$ ‰

Ablaufkanal

Rechteckgerinne geschlossen

$B = 4,0$ m

$H = 3,3$ m

$L = 51,49$ m

$I = 1,0$ ‰

Rechenverlust: $\zeta = 0,116$

Entlastung in Rheinvorland

Rechteckgerinne offen

$B = 100$ m

$H = 4,23$ m

$L = 300$ m

$I = 0$

Auslassknoten: konstanter Wasserspiegel $h = 103,53\text{müNN}$

Ergebnisse Wasserspiegelhöhen

Die Ausgabe der Wasserspiegelhöhen erfolgt bei SWMM für die fiktiven Schächte zwischen den einzelnen Gerinnehaltungen.

Tabelle 2-1: Übersicht der Modellierung mit SWIMM

Bezeichnung	Knoten Nr.	Sohlhöhe [müNN]	Wasserspiegelhöhe [müNN]	
			Qzu = 10,5 m³/s	Qzu = 14,0 m³/s
Überfallschwelle	1	103,67	104,20	104,09
Beginn Auslaufkammer	2	100,93	103,53	103,52
Ende Auslaufkammer Beginn Übergangsbereich	3	100,92	103,52	103,52
Ende Übergangsbereich	4	100,91	103,53	103,52
Auslaufkanal	5	100,40	103,53	103,53
Auslassknoten	6	100,40	103,53	103,53

Ergebnisbewertung

Kein Druckabfluss im bisher geplanten Auslasskanal.

2.4 Modellierung mit HEC-RAS

HEC-RAS: Hydrologic Engineering Center River Analysis System, Version 4.1.0

<http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/>

HEC-RAS ist ein (1-d/2-d) hydrodynamisches Simulationsmodell, zur Berechnung von Strömungen in offenen Gerinnen. Es wurde vom US Department of Defense, Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center entwickelt und ist frei erhältlich.

Initialbedingungen / Randbedingungen

Anfangswasserspiegel in Querprofil 1 $h = 103,53\text{ m}$

Gerinnerauheit: $M = 0,015\text{ s/m}^{1/3}$

Berechnungsoption Steady flow

Qzu = 10,5 bzw. 14 m³/s

Abbildung der Gerinnegeometrie

In HEC-RAS werden Querschnittsprofile an relevanten Punkten des Gerinnes definiert.

Wehrschwelle mit Höhe 103,67müNN

Rechteckgerinne offen

B = 17,20 m

H = 1,41 m

L = 2,0 m

Beginn Auslaufkammer

Rechteckgerinne offen

B = 17,20 m

H = 4,15 m

L = 5,6 m

I = 1,78 ‰

Ende Auslaufkammer / Übergangsbereich zum Auslaufkanal

Rechteckgerinne geschlossen

B = 17,20 m

H = 3,0 m

L = 8,72 m

I = 1,14 ‰

Auslaufkanal

Rechteckgerinne geschlossen

B = 4,0 m

H = 3,0 m

L = 51,49 m

I = 1,0 ‰

Rechenverlust: $\zeta = 0,116$

Entlastung in Rheinvorland

Rechteckgerinne offen

B = 100 m

H = 4,23 m

L = 300 m

I = 0

Auslassknoten: konstanter Wasserspiegel h = 103,53müNN

Rechteckgerinne offen

B = 100 m

H = 4,23 m

L = 100 m

I = 0

Ergebnisse Wasserspiegelhöhen

Die Ausgabe der Wasserspiegelhöhen erfolgt bei HEC-RAS für definierten Gerinnequerschnitte.

Tabelle 2-2: Übersicht der Modellierung mit HEC-RAS

Bezeichnung	Knoten Nr.	Sohlhöhe [müNN]	Wasserspiegelhöhe [müNN]	
			Qzu = 10,5 m³/s	Qzu = 14,0 m³/s
Überfallschwelle	5	103,67	104,01	104,08
Beginn Auslaufkammer	4	100,93	103,57	103,60
Ende Auslaufkammer Beginn Übergangsbereich	3	100,92	103,57	103,60
Ende Übergangsbereich	2	100,91	103,49	103,46
Auslaufkanal	1	100,40	103,50	103,47
Auslassknoten	0	100,40	103,53	103,53

Ergebnisbewertung

Etwas höhere Wasserspiegel als SWMM.
 Kein Druckabfluss im bisher geplanten Auslasskanal.

2.5 Ergebnisse der Modellierung

Die vorliegende Modellierung zeigt, dass in keinem der Bereiche und bei keinem der angegebenen Durchflüsse (10,5 und 14,0 m³/s) ein Druckabfluss in dem Ablaufsystem vorliegt. Damit ist sichergestellt, dass ein Freispiegelabfluss in das Rheinvorland auch bei einem Bemessungshochwasser erfolgen kann ohne die hydraulische Leistungsfähigkeit des Schöpfwerks einzuschränken.



RESERVERAUM FÜR EXTREMHOCHWASSER HÖRDTER RHEINAUE

Vorgezogene Maßnahmen:

**Neubau des Schöpfwerks Leimersheim/
Maßnahmen zur Anpassung der
Binnenentwässerung südlich des
Reserveraums**

Heft 4 Teil 2

Hydraulische Untersuchung L549

März 2018

Antragsteller:

Struktur- und Genehmigungsdirektion Süd
Regionalstelle Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft u. Bodenschutz
Neustadt an der Weinstraße
Deichmeisterei / Neubaugruppe Hochwasserschutz

Bearbeiter:

Hydrotec
Ingenieurgesellschaft für
Wasser und Umwelt mbH

Projektbericht

Hydraulische 2D-Untersuchung zur Straßenplanung der L 549 im Bereich der Querung mit dem Rheinhauptdeich in Leimersheim



Auftraggeber

**Struktur- und Genehmigungsdirektion
Süd, Deichmeisterei/Neubaugruppe
Hochwasserschutz**

Aachen, März 2018

Projektbearbeitung

Dipl.-Ing. Leandro Mücke

Redaktion

M.A. Geogr. Birgitt Charl

Das Titelbild zeigt die Straßenplanung für die L 549 im Bereich der Querung mit dem Rheinhauptdeich (Quelle: SGD Süd).

Aachen, März 2018



(Dipl.-Ing. Leandro Mücke)



(Prof. Dr.-Ing. Alpaslan Yörük)

© Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH
Bachstraße 62-64
D-52066 Aachen

Jegliche anderweitige, auch auszugsweise, Verwertung des Berichtes, der Anlagen und ggf. mitgelieferter Projekt-Datenträger außerhalb der Grenzen des Urheberrechts ist ohne schriftliche Zustimmung des Auftraggebers unzulässig. Dies gilt insbesondere auch für Vervielfältigungen und die Einspeicherung und Verarbeitung in elektronischen Systemen.

Projektnummer	P1995
Anzahl der Ausfertigungen	4
Ausfertigungsnummer	4 - 1
Auflage	1

Inhaltsverzeichnis

Abbildungsverzeichnis	3
1 Veranlassung	4
2 Datengrundlage	5
3 2D-Modellanpassungen	5
4 Hydraulische Berechnung	7
4.1 Verwendeter Abfluss	7
4.2 Rauheiten.....	7
5 Darstellung der Ergebnisse	7
6 Fazit	11
7 Literatur und verwendete EDV-Programmsysteme	12

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1-1:	Kartenausschnitt mit dem zu untersuchenden Straßenabschnitt der L 549 (rot eingekreist) bei Leimersheim	4
Abbildung 3-1:	2D-Modellausschnitte: links aus Istzustandsmodell; rechts mit detaillierter Abbildung der Straße L 549 im Bereich der Querung mit dem Rheinhauptdeich	5
Abbildung 3-2:	2D-Modellausschnitte: links für aktualisierten Istzustand; rechts für Planzustand	6
Abbildung 3-3:	Geländelängsschnitte entlang Straßenachse L 549	6
Abbildung 3-4:	Lage des Längsschnitts	6
Abbildung 5-1:	Wasserspiegeldifferenz in m zwischen Istzustand minus akt. Istzustand.....	8
Abbildung 5-2:	Wasserspiegeldifferenz in m zwischen akt. Istzustand minus Planzustand	9
Abbildung 5-3:	Modellausschnitt mit Wassertiefen in m und Strömungslinien für den aktualisierten Istzustand.....	10
Abbildung 5-4:	Modellausschnitt mit Wassertiefen in m und Strömungslinien für den Planzustand	10

Anlagenverzeichnis

Anlage 1:	Übersichtskarte Wasserspiegeldifferenzen zwischen Plan- und aktualisierter Istzustand	
-----------	---	--

1 Veranlassung

Im Zuge von Straßenplanungen im Zusammenhang mit dem Neubau des Schöpfwerks Leimersheim und dem Wegfall der bisherigen Deichscharte wird die Straße L 549 im Bereich der Querung mit dem Rheinhauptdeich erhöht, siehe hierzu Abbildung 1-1.

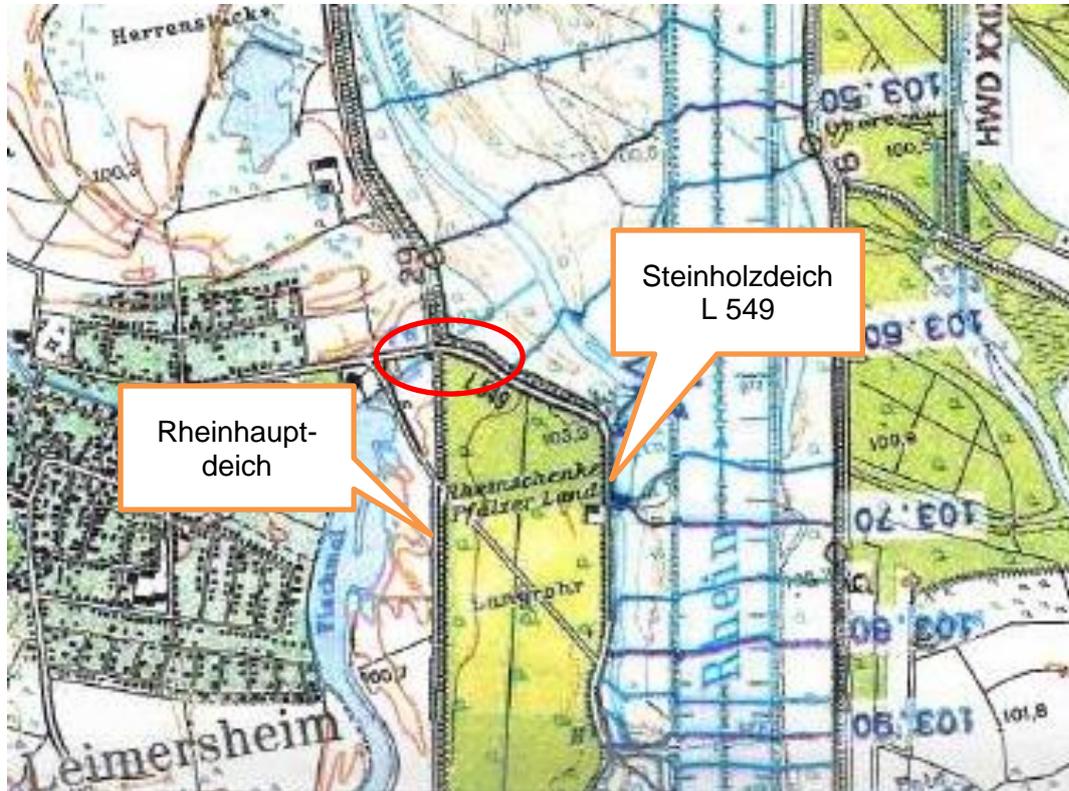


Abbildung 1-1: Kartenausschnitt mit dem zu untersuchenden Straßenabschnitt der L 549 (rot eingekreist) bei Leimersheim

Bei sehr hohen Abflüssen des Rheins wird der Bereich zwischen Steinholzdeich und Rheinhauptdeich überströmt. Beispielsweise wurde 1999 der Bereich durch Deichversagen überströmt.

Für die Planfeststellung müsste präzisiert werden, wie groß die Auswirkungen der Straßenerhöhung auf die Wasserspiegellagen und Strömungsverhältnisse in diesem Bereich bei hohen Abflüssen sind.

Hierzu soll eine Vergleichsbetrachtung mit dem derzeitigen Istzustandsmodell für den Bemessungsabfluss $BHQ = 5.000 \text{ m}^3/\text{s}$ durchgeführt werden.

Hydrotec hat im Rahmen des Projektes „2D-Modelluntersuchungen zum Reserveraum Hördt für Extremhochwasser“ (Hydrotec 2017) das Istzustandsmodell aufgebaut. Dieses Istzustandsmodell wird für diese Untersuchung als Modellgrundlage verwendet.

Am 06.11.2017 wurde Hydrotec von der Struktur- und Genehmigungsdirektion, Deichmeisterei/Neubaugruppe Hochwasserschutz in Speyer mit der Durchführung der hydraulischen Untersuchungen zu den Auswirkungen der Straßenerhöhung beauftragt.

2 Datengrundlage

Für diese Untersuchung standen folgende Daten als Grundlage zur Verfügung:

- Digitale Bestandsdaten im Bereich der geplanten Straßenerhöhung im DWG-Format (Unger Ingenieure 2017)
- Digitale Planungsdaten der Straßenerhöhung im DWG-Format (Unger Ingenieure 2017)
- Hydraulisches 2D-Modell (Istzustand) aus dem Projekt „2D-Modelluntersuchungen zum Reserveraum Hördt für Extremhochwasser“ (Hydrotec 2017)

3 2D-Modellanpassungen

Bevor das Istzustandsmodell als Modellgrundlage für die Erstellung des Planzustands verwendet werden konnte, wurde die Abbildung der Straße L 549 im 2D-Modell mithilfe der ausgelieferten Bestandsdaten überprüft. Hierzu wurden aus den Bestandsdaten 3D-Bruchkanten erstellt und in das 2D-Modell übernommen. Anschließend wurden die 2D-Netze miteinander verglichen.

Das Ergebnis dieser Überprüfung zeigt, dass die Straße im Istzustandsmodell für einen Vergleich mit dem Planzustand nicht detailliert genug abgebildet ist, vergleiche hierzu Abbildung 3-1.

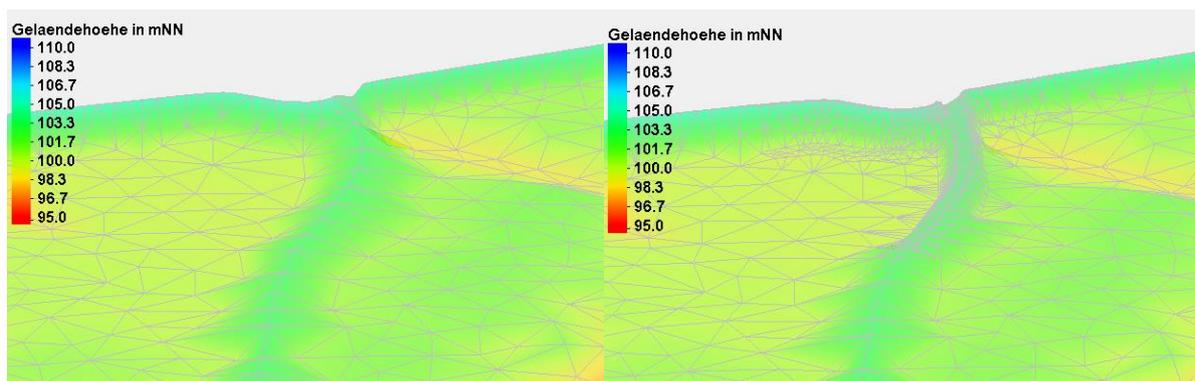


Abbildung 3-1: 2D-Modellausschnitte: links aus Istzustandsmodell; rechts mit detaillierter Abbildung der Straße L 549 im Bereich der Querung mit dem Rheinhauptdeich

Für den Vergleich mit dem Planzustand wurde der aktualisierte Istzustand mit der detaillierteren Abbildung der Straße L 549 verwendet.

Für die Erstellung des Planzustandsmodells wurden aus den gelieferten Planungsdaten ebenfalls 3D-Bruchkanten erstellt. Fehlende Höhenangaben wurden aus den vorhandenen Höhenwerten linear interpoliert. Die 3D-Bruchkanten wurden in das 2D-Netz für den aktualisierten Istzustand übernommen. Bereiche, an denen es zu einer Überlagerung der Geländeinformationen zwischen Plan- und Istzustand gekommen ist, wurden die Geländedaten für den Istzustand durch die des Planzustands ersetzt.

Die Modellparameter und Abflusswerte wurden unverändert aus dem Modell für den aktualisierten Istzustand übernommen.

In Abbildung 3-2 ist die Straße L 549 aus dem Modell für den aktualisierten Istzustand der aus dem Planzustand gegenübergestellt.

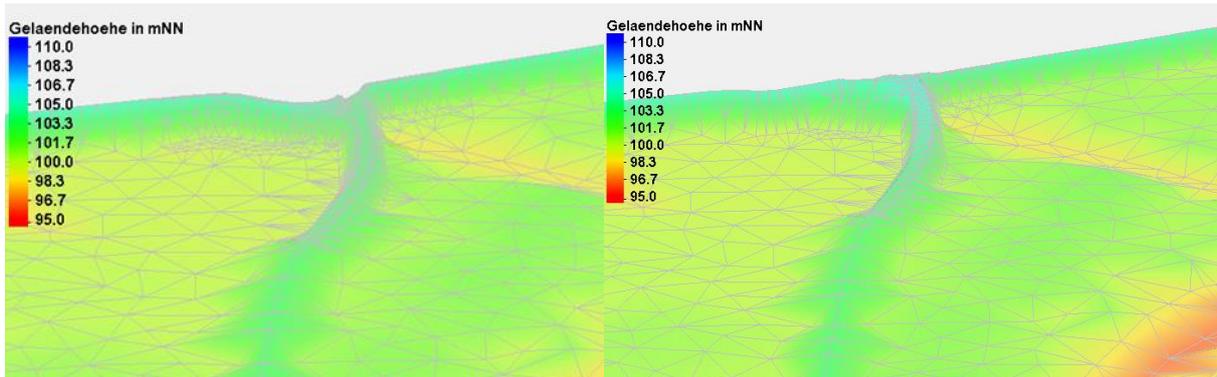


Abbildung 3-2: 2D-Modellausschnitte: links für aktualisierten Istzustand; rechts für Planzustand

Anhand des Längsschnitts entlang der Straßenachse der L 549 für den aktualisierten Istzustand und Planzustand (siehe hierzu Abbildung 3-3) wird deutlich, dass die Geländehöhe der Straße im Planzustand in Richtung des Rheinhauptdeichs deutlich ansteigt. Der Geländehöhenunterschied am Rheinhauptdeich zwischen Plan- und aktualisiertem Istzustand beträgt über 2 m.

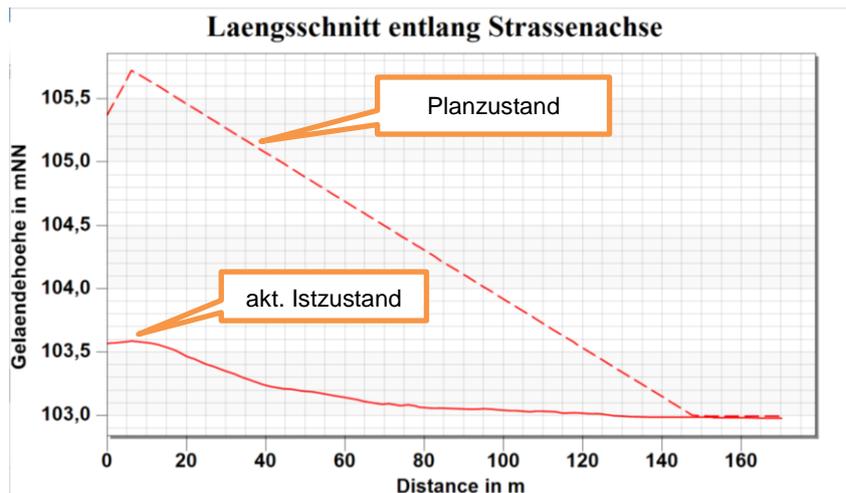


Abbildung 3-3: Geländelängsschnitte entlang Straßenachse L 549

In Abbildung 3-4 ist die Lage des Längsschnitts abgebildet.



Abbildung 3-4: Lage des Längsschnitts

4 Hydraulische Berechnung

Die stationäre zweidimensionale Modellierung des Rheins wurde mit der Software HYDRO_AS-2D, Version 4.2 durchgeführt. Sie wird zur Erfassung komplexer Strömungsverhältnisse (z. B. flächenhafter Abfluss im Vorland, hydraulische Entkoppelung von Fließwegen) eingesetzt, bei denen eindimensionale Modelle keine zuverlässigen Aussagen mehr treffen können.

Das in HYDRO_AS-2D integrierte Verfahren basiert auf der numerischen Lösung der 2D-tiefengemittelten Strömungsgleichungen mit der Finite-Volumen-Diskretisierung. Das explizite Zeitschrittverfahren sorgt für eine zeitgenaue Simulation des Wellenablaufs.

Auf Basis der Finite-Volumen-Methode erfolgt die räumliche Diskretisierung unter Berücksichtigung von Bruchkanten und lokal erhöhter Netzauflösung auf Basis von linearen Dreiecks- und Viereckselementen. Das Prä- und Postprocessing erfolgt mit dem Programm Surface-water Modeling System (SMS).

In HYDRO_AS-2D werden folgende, für die Modellierung von Strömungs- und Abflussvorgängen wesentliche Eigenschaften berücksichtigt:

- Massen- und Impulserhaltung,
- hohe Stabilität und Genauigkeit für ein breites Spektrum an Fließverhältnissen und
- zeitgenaue Simulation des Wellenablaufs.

Die Berechnung des Reibungsgefälles erfolgt nach der Formel von Darcy-Weisbach, wobei das Reibungsgefälle aus dem anzugebenden Manningwert (n) berechnet wird. Hierbei wird der hydraulische Radius gleich der Wassertiefe gesetzt.

$$\lambda = 6,34 \frac{2gn^2}{\sqrt[3]{d_{hy}}}$$

Die Turbulenz wird im Modell durch eine Kombination aus dem empirischen Viskositätsansatz und dem Ansatz einer über das Element konstanten Viskosität abgebildet.

$$\nu = \nu_0 + c_\mu h\nu$$

4.1 Verwendeter Abfluss

Für diese Untersuchung wurde der Bemessungsabfluss $BHQ = 5.000 \text{ m}^3/\text{s}$ verwendet.

4.2 Rauheiten

Die Rauheiten wurden unverändert aus dem Istzustandsmodell übernommen. Sie entsprechen den Rauheiten des Istzustandsmodell aus dem Projekt „2D-Modelluntersuchung zum Reserveraum Hördt für Extremhochwasser“ (Hydrotec 2017).

5 Darstellung der Ergebnisse

Die Berechnungsergebnisse für den aktualisierten Istzustand und Planzustand wurden anhand des Prä- und Postprocessing Tool SMS (Surface-water Modeling System) ausgewertet und miteinander verglichen. Im ersten Schritt wurden die Wasserspiegellagen für den aktualisierten Istzustand mit denen des Istzustandsmodells verglichen.

Durch die detailliertere Abbildung der Straße L 549 im Bereich der Querung mit dem Rheinhauptdeich ergeben sich örtlich leichte Wasserspiegeländerungen. Südlich der L 549 erhöht sich der Wasserspiegel im aktualisierten Istzustand leicht gegenüber dem Istzustand um we-

nige Zentimeter (> 5 cm) und nördlich der L 549 sinkt der Wasserspiegel leicht (< 5 cm), vgl. hierzu Abbildung 5-1. Hierbei sind die Wasserspiegelerhöhungen auf einen kleinen Bereich in der Nähe der Straße L 549 eingeschränkt.

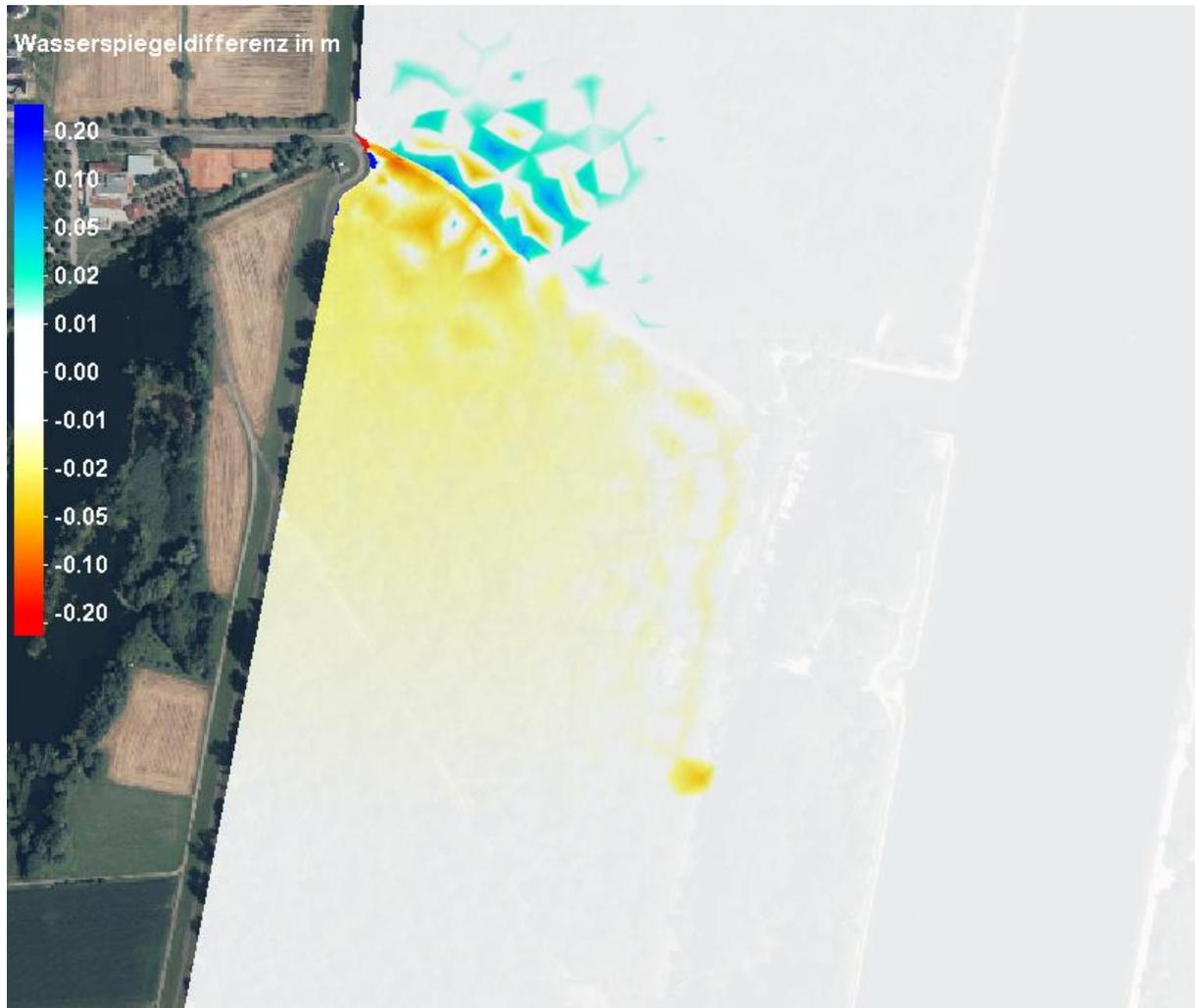


Abbildung 5-1: Wasserspiegeldifferenz in m zwischen Istzustand minus akt. Istzustand

Das Ergebnis der Vergleichsbetrachtung zwischen dem aktualisierten Istzustand und Planzustand zeigt ein ähnliches Bild, vgl. hierzu Abbildung 5-2. Aufgrund der deutlichen Geländeerhöhung der Straße L 549 in Richtung des Rheinhauptdeichs tritt südlich der L 549 eine Wasserspiegelerhöhung von bis zu 2 cm und nördlich der L 549 eine Wasserspiegelabsenkung von bis zu 2 cm ein.

In Anlage 1 sind hierzu die Wasserspiegeldifferenzen in einer Übersichtskarte dargestellt.

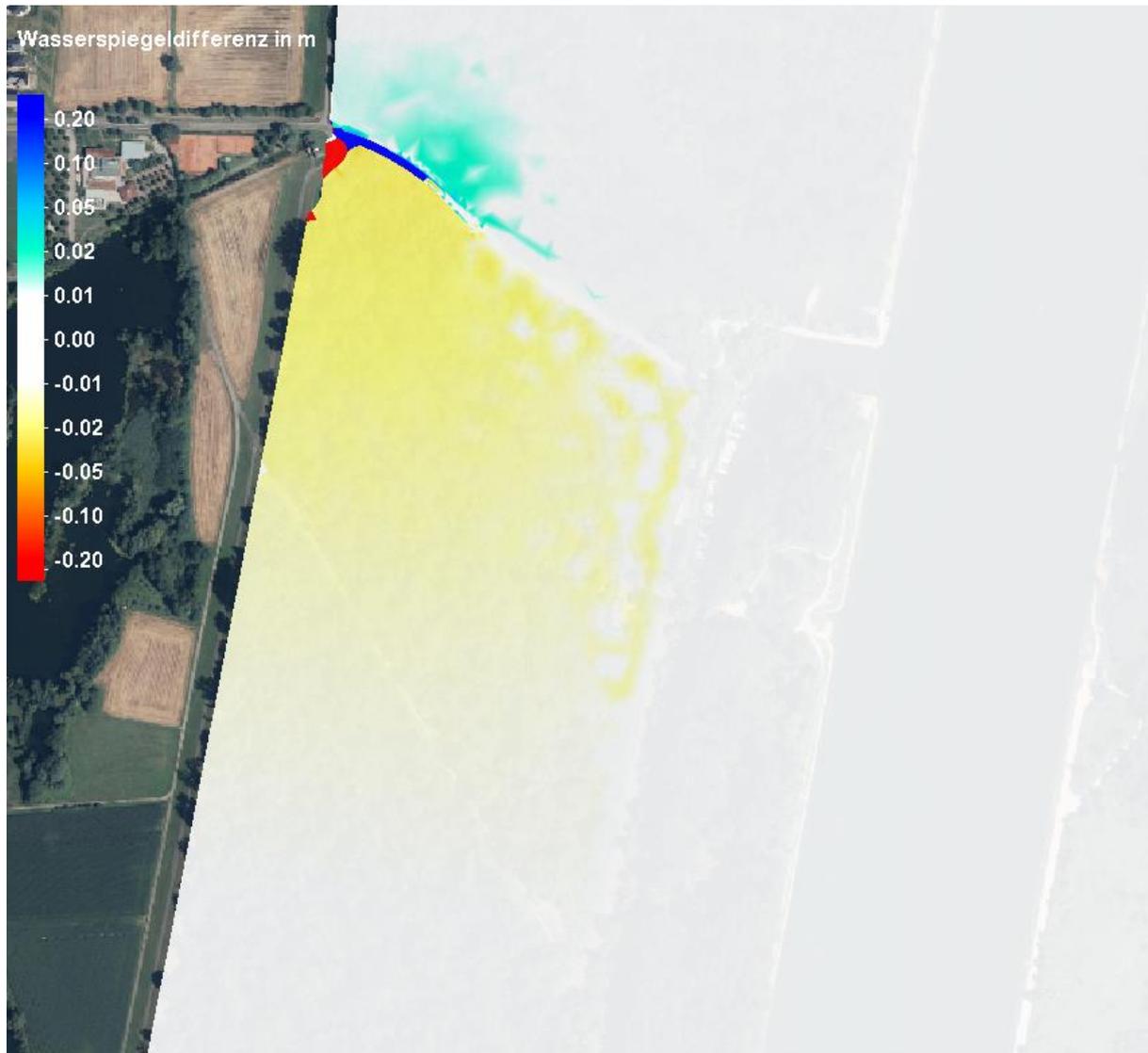


Abbildung 5-2: Wasserspiegeldifferenz in m zwischen akt. Istzustand minus Planzustand

Bezugnehmend zu den Strömungsverhältnissen gibt es ebenfalls nur lokale Änderungen. Während die Straße L 549 östlich des Rheinhauptdeichs im aktualisierten Istzustand komplett überströmt ist, gibt es im Planzustand einen Straßenabschnitt der L 549 im Bereich der Querung mit dem Rheinhauptdeich, der nicht überströmt wird. Dementsprechend treten in diesem Bereich Strömungsänderungen auf, vgl. hierzu die Abbildung 5-3 und Abbildung 5-4.

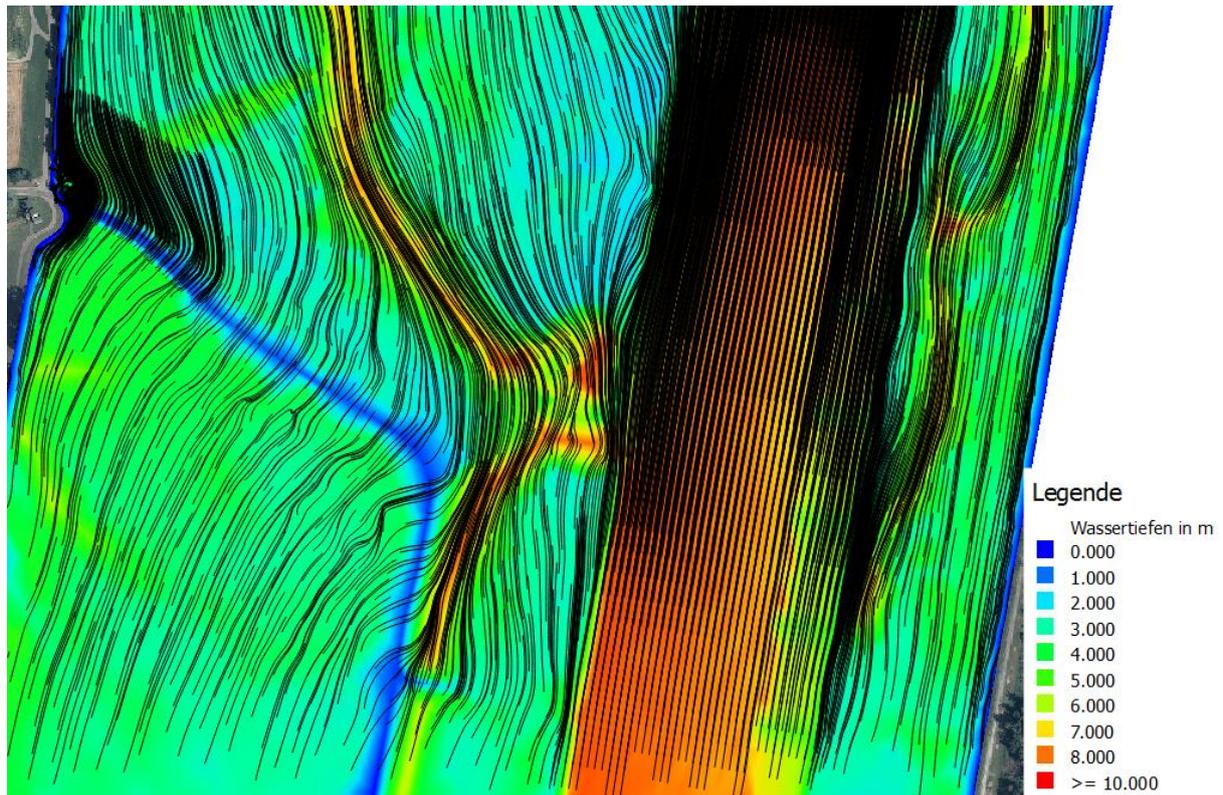


Abbildung 5-3: Modellausschnitt mit Wassertiefen in m und Strömungslinien für den aktualisierten Istzustand

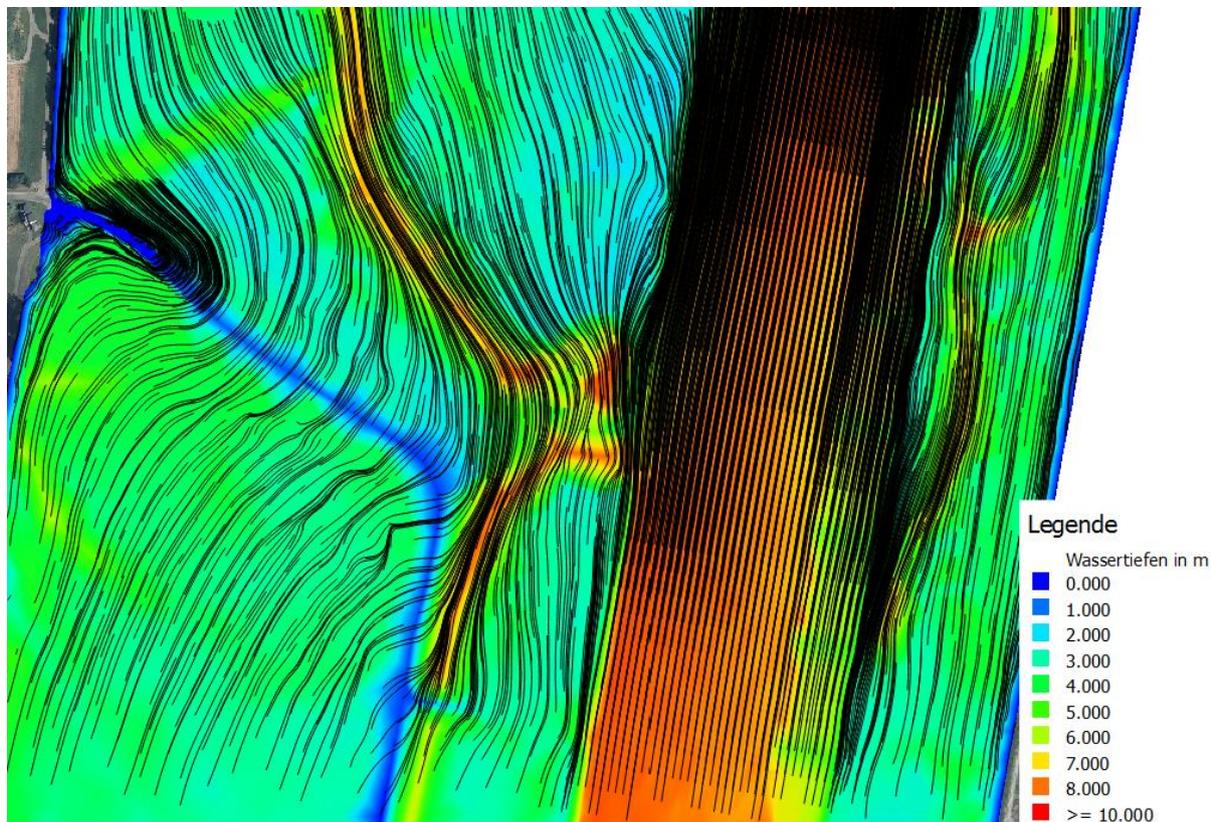


Abbildung 5-4: Modellausschnitt mit Wassertiefen in m und Strömungslinien für den Planzustand

6 Fazit

Im Zuge von Straßenplanungen wird die Straße L 549 im Bereich der Querung mit dem Rheinhauptdeich erhöht. Für die Planfeststellung sollten die Auswirkungen der Straßenerhöhung auf die Wasserspiegellagen und Strömungsverhältnisse in diesem Bereich bei hohen Abflüssen erfasst werden.

Neben dem Planzustand wurde zunächst ein aktualisierter Istzustand erstellt, da die Straße L 549 im Untersuchungsbereich im Basismodell nicht detailliert genug abgebildet wurde. Die hydraulischen Berechnungen erfolgten stationär für das Bemessungshochwasser $BHQ = 5.000 \text{ m}^3/\text{s}$.

Die Vergleichsbetrachtung der Berechnungsergebnisse zeigte, dass Änderungen in den Wasserspiegellagen und Strömungsverhältnissen gering und örtlich auf den Untersuchungsbereich begrenzt sind. Die Wasserspiegeldifferenzen variierten zwischen +/- 2 cm. Südlich der L 549 treten im Planzustand Wasserspiegelerhöhungen und nördlich der L 549 Wasserspiegelabsenkungen auf.

Zusammenfassend sind die Auswirkungen der Straßenerhöhung lokal auf den Nahbereich begrenzt. Sie reichen nicht über den Strömungsabschnitt östlich der L 549 im Vorland hinaus. Auswirkungen auf die Hauptströmungsverhältnisse sowie auf den Hochwasserabfluss sind nicht festzustellen.

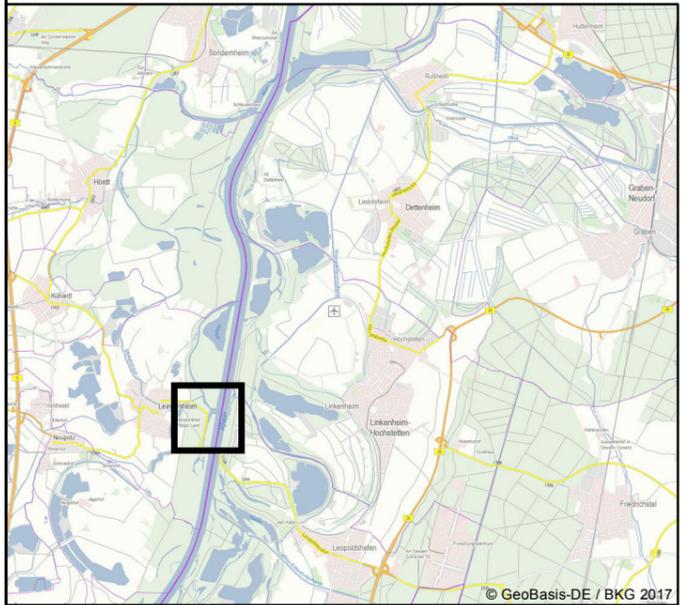
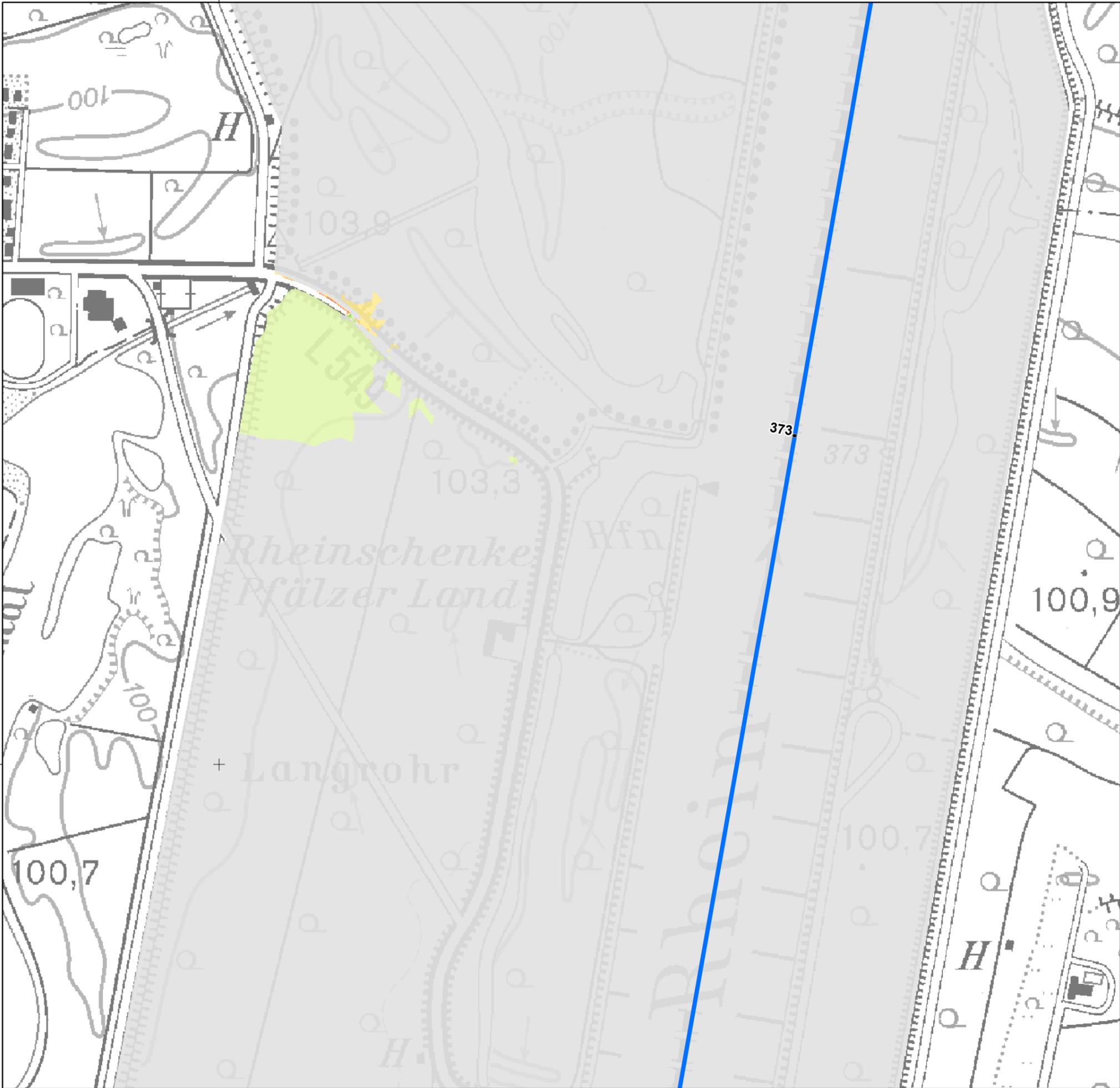
7 Literatur und verwendete EDV-Programmsysteme

Hydrotec (2017): 2D-Modelluntersuchungen zum Reserveraum Hördt für Extremhochwasser, Aachen.

Unger Ingenieure (2017): Digitale Bestands- und Planungsdaten im Bereich der Querung der L 549 mit dem Rheinhauptdeich bei Leimersheim, Darmstadt.

Verwendete EDV-Programmsysteme

- | | |
|--------------------------------|--|
| ArcGIS®, Version 10.3 | - ESRI, Redlands (CA), USA |
| AutoCAD, Version Civil 3D 2014 | - Autodesk, San Rafael (CA), USA |
| HYDRO_AS-2D, Version 4.2 | - Dr. M. Nujić, Rosenheim / Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH, Aachen |
| QGIS, Version 2.18 | - Open Source Software |
| SMS, Version 12.2 | - AQUAVEO, Provo (Utah), USA |



© GeoBasis-DE / BKG 2017

Legende

— Gewässerachse Rhein mit Stationierung

WSP-Differenz Plan- minus akt. Istzustand

- < -0,10
- > -0,10 - -0,08
- > -0,08 - -0,06
- > -0,06 - -0,04
- > -0,04 - -0,02
- > -0,02 - 0,02
- > 0,02 - 0,04
- > 0,04 - 0,06
- > 0,06 - 0,08
- > 0,08 - 0,1
- > 0,10



Darstellung auf der Grundlage digitaler Daten des Landesamtes für Umwelt, Wasserwirtschaft und Gewerbeaufsicht Rheinland-Pfalz
Darstellung auf der Grundlage digitaler Daten des Landesamtes für Vermessung und Geobasisinformation Rheinland-Pfalz
© GeoBasis-DE/LVermGeoRP



Struktur- und Genehmigungsdirektion Süd
Regionalstelle Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft u. Bodenschutz
Neustadt/Weinstraße
Deichmeisterei und Neubaugruppe Hochwasserschutz Oberrhein

**Reserveraum für Extremhochwasser
Hördter Rheinaue**

Planbezeichnung:
**Zusatzauftrag Umbau L549 an Querung mit RHD
Hydraulische 2D-Berechnung Q = 5.000 m³/s**

Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH Bachstraße 62 - 64 52066 Aachen Tel. 0241/94689-0 Fax 0241/506889 E-Mail: mail@hydrotec.de	Projekt-Nr.: hoe1505743 (Zusatzauftrag)	
	Plan-/Anlage-Nr.: Anlage 1	
	Maßstab: 1:5.000	
	Bearbeiter: 05.01.2018	Leandro Mücke
Gis/Cad: 19.03.2018	Leandro Mücke	
Geprüft: Datum	Name	

Copyright: Hydrotec - Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH



RESERVERAUM FÜR EXTREMHOCHWASSER HÖRDTER RHEINAUE

Vorgezogene Maßnahmen:

**Neubau des Schöpfwerks Leimersheim/
Maßnahmen zur Anpassung der
Binnenentwässerung südlich des
Reserveraums**

Heft 4 Teil 3

Anpassung der Binnenentwässerung

März 2018

Antragsteller:

Struktur- und Genehmigungsdirektion Süd
Regionalstelle Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft u. Bodenschutz
Neustadt an der Weinstraße
Deichmeisterei / Neubaugruppe Hochwasserschutz

Bearbeiter:

Inhaltsverzeichnis

Erläuterungsbericht		Seite
1	Einführung	5
2	Systemverständnis zum Zeitpunkt der Raumordnung	8
2.1	Gewässersystem	8
2.2	Einzugsgebietsgrößen	9
2.3	Abflüsse / Pegelbezug	9
2.4	Schöpfwerke	12
2.5	Bisherige Maximalwasserstände	13
2.6	Komponenten der Wasserbilanz	13
2.6.1	Binnenseitiger Zufluss	14
2.6.2	Druckwasser	15
2.6.3	Abflussbildung in der Rheinniederung	15
2.7	Überlagerung von Rhein- und Binnenhochwasser	15
2.7.1	Theorie	15
2.7.2	Analyse der vorliegenden Datenreihen	16
2.8	Schließdauern	18
2.9	Bilanzierung des Retentionsvolumens im Istzustand	20
2.10	Statistische Maximalwasserstände der Binnenseite, Bestand	21
2.11	Anwendung Bilanzmodell im Planungsfall	22
2.12	Methodik der Nachweisführung	24
2.12.1	Sielbauwerke	24
2.12.2	Pumpleistungen	24
3	Neue Erkenntnisse seit Abschluss der Raumordnung	25
4	Hydraulische Nachweise	26
4.1	Randbedingungen und Rechenfälle	26
4.2	Erforderliche Anpassung der Binnenentwässerung	27
4.2.1	Siele und Schließenbauwerke	27
4.3	Anpassung Binnenentwässerung gemäß Raumordnung	27
4.4	Anpassung Binnenentwässerung im derzeitigen Planungsstand	29
5	Analytische Berechnungen	33
5.1	Überlaufschwelle zur Hochwasserentlastung am Erlenbach (Kapitel 2 Heft 2)	33
5.2	Durchlassbauwerk Ruppertsgraben an der L549 (Kapitel 2 Heft 2)	34
5.3	Bemessung der Bühnenblocksteine im Otterbach südlich des Fischmals (Kapitel 3, Heft 2)	37
5.4	Bemessung der Bühnenblocksteine im Otterbach Bereiche Leimersheim (Kapitel 5, Heft 2)	39
5.5	Sohlschwelle im Otterbach in der Ortslage Leimersheim - Bemessung der Steinschüttung (Kapitel 5, Heft 2)	40
6	Zusammenfassung	43

Abbildungsverzeichnis	Seite
Abbildung 1: Übersichtsplan Binnenentwässerung	6
Abbildung 2: Lageplan Gewässer und Pegel (Grundlage www.geoportal-wasser.rlp.de)	10
Abbildung 3: Binnenseitige Zuflüsse zum Michelsbachsystem, Kontinuum	12
Abbildung 4: Korrelation der Rheinwasserstände und der binnenseitigen Zuflüsse	17
Abbildung 5: Statistische Überschreitungsdauern fester Wasserspiegel, HQ200	19
Abbildung 6: Abhängigkeit zwischen Pumpleistung und Retentionsvolumen	20
Abbildung 7: Statistische Hochwasserstände der Binnenseite, Bestand	21
Abbildung 8: Abgrenzung der Teilflächen	23
Abbildung 9: Wasserstands-Volumenbeziehung der Teilflächen	24
Abbildung 10: Anpassung der Binnenentwässerung gemäß Raumordnung	28
Abbildung 11: Optimierte Anpassung der Binnenentwässerung	31
Abbildung 12: Angreifende Kräfte am Einzelstein aus [9]	37

Tabellenverzeichnis	Seite
Tabelle 1: Einzugsgebietsgrößen der in die Rheinniederung zufließenden Gewässer	9
Tabelle 2: Statistische Hochwasserzuflüsse (Tagesmittelwerte)	12
Tabelle 3: Binnenwasserstände bei Hochwasserereignissen	13
Tabelle 4: Istzustand, Statistik binnenseitige Zuflüsse	14
Tabelle 5: Zufluss Druckwasser Gesamtgebiet	15
Tabelle 6: Zufluss Niederschlag, Gesamtgebiet	15
Tabelle 7: Messwertanalyse Wellenüberlagerung	18
Tabelle 8: Unterer Wasserstand für Schließdauernabschätzung	19
Tabelle 9: Statistische Überschreitungsdauern fester Wasserspiegel, HQ200	19
Tabelle 10: Retentionsvolumen und Wasserstand, Bestand	21
Tabelle 11: Größe der Teilflächen	23
Tabelle 12: Geometrie der Schließenbauwerke	27
Tabelle 13: Gewässerkenndaten Planung Otterbach Ortslage Leimersheim	39
Tabelle 14: Bemessungsergebnisse Packlage	41

Anlagen

A-4.1	Erläuterungen zu den Schöpfwerken Leimersheim, Sondernheim-Süd und Sondernheim-Nord	
A-4.2	Hydraulische Berechnung Lenkbuhnen	
A-4.3	Hydraulische Berechnung Sohlgleite	

Pläne siehe Heft 1

B-1.1	Übersichtslageplan	1:20.000
-------	--------------------	----------

Pläne siehe Heft 2

B-2.3-2-1	Längsschnitt Otterbach Maßnahmen Neupotz	1:5.000/100
B-2.2-2-1	Längsschnitt Erlenbach	1:5.000/100
B-2-2-5-1	Überlaufschwelle am Erlenbach	1:100

Lose beigefügte Pläne

B-4.1	Überschwemmungsgebiete, Wassertiefen und Änderung bei HQ25 Darstellung Bestand sowie Planung im Einsatzfall	1:20.000
B-4.2	Überschwemmungsgebiete, Wassertiefen und Änderung bei HQ100 Darstellung Bestand sowie Planung bei geöffneten Sielen	1:20.000

Verwendete Unterlagen

- [1] Struktur- und Genehmigungsdirektion Süd
Einbeziehung der Hördter Rheinniederung in das Hochwasserschutzkonzept des Landes Rheinland-Pfalz, Studie zur Binnenentwässerung, Einzugsgebiet Schöpfwerk Sondernheim Nord
Björnsen Beratende Ingenieure, Dezember 2013
- [2] Internationale Kommission zum Schutz des Rheins (IKSR)
Abschlussbericht
Vorgehensweise zur Ermittlung der möglichen Vermögensschäden
Wiesbaden, Heidelberg, Nijmegen München, September 2001
- [3] Struktur- und Genehmigungsdirektion Süd
Einbeziehung der Hördter Rheinniederung in das Hochwasserschutzkonzept des Landes Rheinland-Pfalz, Binnenentwässerung Istzustand
Björnsen Beratende Ingenieure, März 2012
- [4] Struktur- und Genehmigungsdirektion Süd
Einbeziehung der Hördter Rheinniederung in das Hochwasserschutzkonzept des Landes Rheinland-Pfalz, Anpassung der Binnenentwässerung
Björnsen Beratende Ingenieure, Dezember 2015

- [5] Struktur- und Genehmigungsdirektion Süd
Binnenentwässerungskonzept für die Rheinniederung von der Nahe im Norden bis zur deutsche-französischen Grenze im Süden.
Ruis Rodriguez, Zeisler, Blank, November 2006
- [6] Klaus-Jürgen Schneider, Alfons Goris, Andrej Albert
Bautabellen für Ingenieure mit Berechnungshinweisen und Beispielen
2014
Verlag: Bundesanzeiger Verlag
- [7] Gerhard Bollrich
Technische Hydromechanik Band 1 Grundlagen, 6. durchgesehene und korrigierte Auflage
2007
Verlag: HUSS-MEDIEN GmbH
- [8] Struktur- und Genehmigungsdirektion Süd
Reserveraum für Extremhochwasser Hördter Rheinaue
Vermessung Erlenbach, Ruppertsgraben, Otterbach
Geländeaufnahmen vom 30./31.01.2017
Verfasser: IngenieurTeam GEO GmbH
- [9] DWA -Themenhefte
Naturnahe Sohlgleiten,
Hennef, Januar 2009

1 Einführung

Der in der Hördter Rheinaue geplante Reserveraum für Extremhochwasser (Übersicht siehe Abbildung 1) wird durch seine Flutung bei Hochwasser ab einem Wiederkehrintervall größer 200 Jahre die Versagenswahrscheinlichkeit des auf dieses Ereignis ausgelegten Hochwasserschutzes im Bereich der Rheinunterlieger reduzieren.

Bei allen Hochwasserrückhalteprojekten am Oberrhein sind die Auswirkungen auf die Binnenentwässerung sowie die Druckwasserverhältnisse entscheidend für die Akzeptanz oder Ablehnung vor Ort. Dementsprechend erwartungsgemäß wurde im Rahmen des Moderationsverfahrens und des nachfolgenden raumordnerischen Entscheides für den Reserveraum von der Region der Erhalt des Status Quo bzgl. Binnenentwässerung und Druckwassersituation gefordert.

Im Regelbetrieb, d.h. ohne Flutung des Reserveraumes, stellen die vorhandenen Schöpfwerke wie gehabt die Binnenentwässerung sicher. Die Gewässerdurchlässe durch den rückverlegten Rheinhauptdeich dürfen somit keine Engstellen darstellen, sondern sind so zu dimensionieren, dass die jeweiligen Bemessungsabflüsse ohne Aufstau abgeführt werden können. Damit hat der Reserveraum im Regelbetrieb keine Auswirkungen auf die Binnenentwässerung.

Innerhalb der geplanten rückverlegten Trasse des Rheinhauptdeiches kann bei einer rheinseitigen Flutung beim Bemessungshochwasser ein Volumen von bis zu 32 Mio. m³ gespeichert werden. Im Einsatzfall ergeben sich folgende Auswirkungen für die Anlieger :

- die vom Reserveraum beanspruchten Flächen stehen im Einsatzfall nicht mehr für die Speicherung der binnenseitigen Zuflüsse zur Verfügung. Dadurch entfällt auch das dort bisher vorhandene binnenseitige Speichervolumen.
- Im Istzustand stellt der Michelsbach mit seinem großen Abflussprofil sicher, dass die Rheinniederung zwischen dem Otterbach im Süden und dem Spiegelbach im Norden annähernd als ein großer binnenseitiger Speicherraum wirkt. Binnenseits des rückverlegten Deichs des Reserveraums entstehen bei dessen Einsatz 4 kleinere Speicherräume, denen eine ausgleichende Verbindungsachse fehlt. Für alle Gebiete muss die Binnenentwässerung neu konzipiert werden, wobei nur im Einzugsgebiet des Erlen- und Otterbaches mit dem Schöpfwerk Leimersheim derzeit Pumpleistung verfügbar ist.
- Im nördlich angrenzenden Bereich der Rheinniederung (Einzugsgebiet des Schöpfwerkes Sondernheim Nord) kann sich infolge des Einstaus des Reserveraumes ein größerer Druckwasseranfall ergeben, so dass auch hier eine Anpassung der installierten Schöpfwerksleistung erforderlich werden kann.

Im Ergebnis von Moderation und Raumordnung sieht die „Moderatorvariante“ die Schaffung / Erhöhung der binnenseitigen Pumpleistung durch um den Reserveraum herum angeordnete „schlafende“ Schöpfwerke mit einer Gesamtleistung von 27,4 m³/s vor. Die meisten dieser Anla-

gen, die auf die binnenseitigen Spitzenzuflüsse ausgelegt sind, werden statistisch nur einmal in zweihundert Jahren bei Einsatz des Reserveraumes für einige Tage bis Wochen in Betrieb gehen. Im ‚Regelbetrieb‘ erfüllen sie, mit Ausnahme des Schöpfwerks Leimersheim und Sondernheim-Nord, keine wasserwirtschaftliche Funktion, da der bisherige Rheinhauptdeich als Verteidigungslinie beibehalten wird.

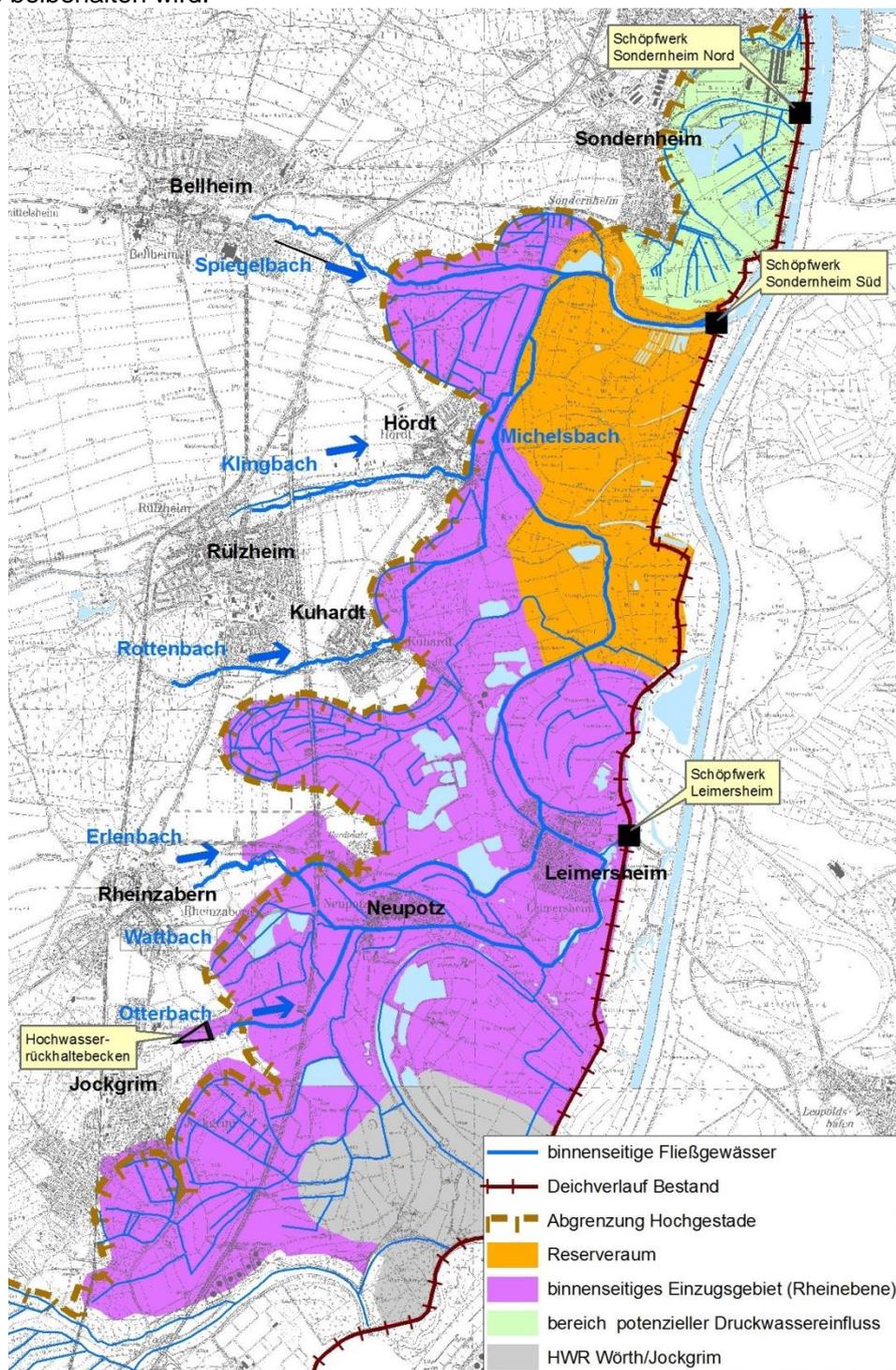


Abbildung 1: Übersichtsplan Binnenentwässerung

Im Folgenden werden die wesentlichen Grundlagen der Binnenentwässerung der Hördter Reinaue sowie der daraus abgeleitete Planungsstand dargestellt. Aktuell sind die Dimensionierungen südlich des Reserveraumes (Otterbach, Erlenbach und Michelsbach südlich des Reserveraumes einschließlich Schöpfwerk Leimersheim) abgeschlossen, für diesen Bereich sind die Ergebnisse dementsprechend abgeschlossen. Die Binnenentwässerung für die übrige Rheinniederung ist entsprechend dem aktuellen Planungsstand eingerechnet, hier sind im weiteren Planungsprozess noch Anpassungen möglich, die sich auf die Dimensionierung der hier beantragten Maßnahmen nicht auswirken.

Entsprechend der Projekthistorie werden zunächst die Datengrundlagen und das Systemverständnis erläutert, die zum Zeitpunkt der Raumordnung sowie der anschließenden Runden Tische zu den Themenfeldern Binnenentwässerung und Ökologische Flutungen vorlagen. Diese sind umfassend in [1][3][4] dokumentiert und hier nur soweit dargestellt, wie zum Verständnis unbedingt erforderlich. Da die komplexen hydraulischen Zusammenhänge in der Rheinniederung (verzweigtes Grabensystem, großflächige Ausuferungen bereits bei kleineren Hochwässern) nur schwer für Laien verständlich aufbereitet werden können, wurden die für die Öffentlichkeitsarbeit erstellten Untersuchungen mit einem Wasserbilanzmodell erstellt („Badewannenmodell“). Auf dieser Basis konnten mit vertretbarem Aufwand verschiedene Planungsvarianten schnell, effektiv und für Dritte nachvollziehbar untersucht und bewertet werden.

Parallel hierzu wurde auf Basis einer flächendeckenden Gewässer- und Bauwerksvermessung des gesamten Grabensystems der Rheinniederung ein hydraulisches Modell (gekoppelt 1D- und 2D) erstellt, das die tatsächliche Wasserverteilung detailliert abbildet. Dieses hydraulische Modell wurde im Rahmen des Projektes Reserveraum bislang ausschließlich zur Ermittlung der Hochwassergefahrenkarten für die Rheinniederung eingesetzt.

Zwischenzeitlich wurden ergänzende Maßnahmen zur Verbesserung des Hochwasserschutzes der Ortslagen Neupotz und Leimersheim untersucht. Im Ergebnis ist ein Hochwasserabschlag vom Erlenbach zum Otterbach westlich des Fischmals einschließlich einer optimierten Anbindung des Otterbaches an das Fischmal vorgesehen. Diese lokalen Eingriffe in die Wasserverteilung können im Bilanzmodell nicht abgebildet werden. Hierdurch werden die Hochwasserabflüsse des Erlenbaches um die Ortslage Leimersheim herum zum Schöpfwerk Leimersheim abgeführt. Um alle Aspekte der Anpassungsmaßnahmen in den Planunterlagen schlüssig darstellen zu können, werden die abschließenden Planungsvarianten hier mit dem hydraulischen Modell berechnet und die Schöpfwerksleistungen iterativ so ermittelt, dass sich keine Verschlechterung der binnenseitigen Maximalwasserstände zum Bestand ergibt.

2 Systemverständnis zum Zeitpunkt der Raumordnung

Zum besseren Verständnis werden hier die Ergebnisse der Bestandsanalyse des vorhandenen Entwässerungssystems, die bereits in [1] erläutert wurden, wiedergegeben.

2.1 Gewässersystem

Der Michelsbach bildet das zentrale Gewässer im Bereich der Hördter Reinaue. Er „entspringt“ am Zusammenfluss von Erlen- und Otterbach nördlich von Leimersheim und fließt, den Geländestrukturen verschiedener Altrheinarme folgend, als etwa 8 bis 10 m breites Gewässer rheinparallel nach Norden. Südlich von Sondernheim mündet er als Sondernheimer Altrhein in den Rhein.

Folgende Gewässer fließen dem Michelsbachsystem von außerhalb der Rheinniederung von Süd nach Nord zu:

Der Otterbach entspringt am Schlossberg am Ostrand der Haardt und durchfließt zunächst hügeliges Reb- und Ackerland sowie von zahlreichen Be- und Entwässerungsgräben durchzogene Talauen (östlich Kandel). Südlich von Rheinzabern wurde in den 1960-er Jahren zur Entlastung des Schöpfwerkes Leimersheim ein Hochwasserrückhaltebecken mit rd. 500.000 m³ Retentionsvolumen errichtet. Bei HQ50 werden die Scheitel der Hochwasserwellen des Otterbaches etwa um 1/3 gedrosselt.

In der Rheinniederung nimmt der Otterbach zunächst westlich von Neupotz den Wattbach, eine Hochwasserentlastung des Erlenbaches auf, fließt dann am südlichen Ortsrand von Neupotz entlang um südlich von Leimersheim in den ehemaligen, ausgekiesten Altrheinarm Fischmahl einzumünden.

Im Niedrig- und Mittelwasserfall fließt der gesamte Abfluss des Otterbaches durch Leimersheim und bildet nördlich der Ortslage nach der Einmündung des Erlenbaches den Michelsbach..

Der Erlenbach entspringt bei Birkenhördt. Er tritt bei Bad Bergzabern aus dem Pfälzer Wald in die Rheinniederung ein und nimmt im weiteren Verlauf bis Rheinzabern eine Vielzahl kleinerer Gewässer auf. Nördlich von Rheinzabern fließt der Erlenbach in die Rheinniederung. Am sogenannten „Wattbachdreieck“ rd. 1km westlich der B9 wird der Hochwasserabfluss des Erlenbaches gedrosselt, die Hochwasserentlastung erfolgt über den Wattbach zum Otterbach.

Der Erlenbach verläuft weiter nördlich von Neupotz und mündet, nachdem er Leimersheim durchflossen hat, in den Otterbach. Durch den Zusammenfluss entsteht der Michelsbach.

Der Rottenbach verläuft zwischen Klingbach und Otterbach, tritt südlich von Rülzheim in die Rheinniederung ein, durchfließt die Ortslage Kuhardt und mündet bei Hördt in den Klingbach.

Der Klingbach entspringt bei Silz, quert das hügelige Weinanbaugebiet der Südpfalz bis Herxheim und ist im weiteren Verlauf das zentrale Element einer Vielzahl von Be- und Entwässerungsräben in seiner Talniederung. Er tritt im Süden der Ortslage von Hördt in die Rheinniederung ein und mündet nördlich Hördt in den Michelsbach.

Der Spiegelbach ist ein „Abschlag“ aus der Queich. Er entspringt am Ottersheimer Teilungswehr und dient im Wesentlichen der Be- und Entwässerung der umliegenden landwirtschaftlichen Nutzflächen. Er mündet im Bereich des Gänskopf-Baggersees in den Michelsbach, mit dem er als Sondernheimer Altrhein zum Rhein fließt. Wie bereits erläutert umfließt ein signifikanter Teil der Hochwasserabflüsse der Queich das Teilungswehr und gelangt in den Spiegelbach.

Im Hochwasserfall sichert das Schöpfwerk Sondernheim-Süd die Binnenentwässerung. Sofern dessen Kapazitäten nicht ausreichen, geht zusätzlich das Schöpfwerk Leimersheim in Betrieb.

2.2 Einzugsgebietsgrößen

Die Einzugsgebietsgrößen der dem Gewässersystem des Michelsbaches von außerhalb der Rheinniederung zufließenden Gewässer sind aus Tabelle 1 ersichtlich. Die Einzugsgebietsgröße der an den Michelsbach angeschlossenen Rheinniederung beträgt rd. 46,1 km².

Tabelle 1: Einzugsgebietsgrößen der in die Rheinniederung zufließenden Gewässer

Gewässer	Aeo [km²]
Otterbach	106,84
Erlenbach	108,37
Klingbach	129,5
Spiegelbach	54,8
Rottenbach	18,2

2.3 Abflüsse / Pegelbezug

Seit November 1979 liegen für die meisten Gewässer kontinuierliche und lückenlose Pegelaufzeichnungen vor (Lage s. Abbildung 2).

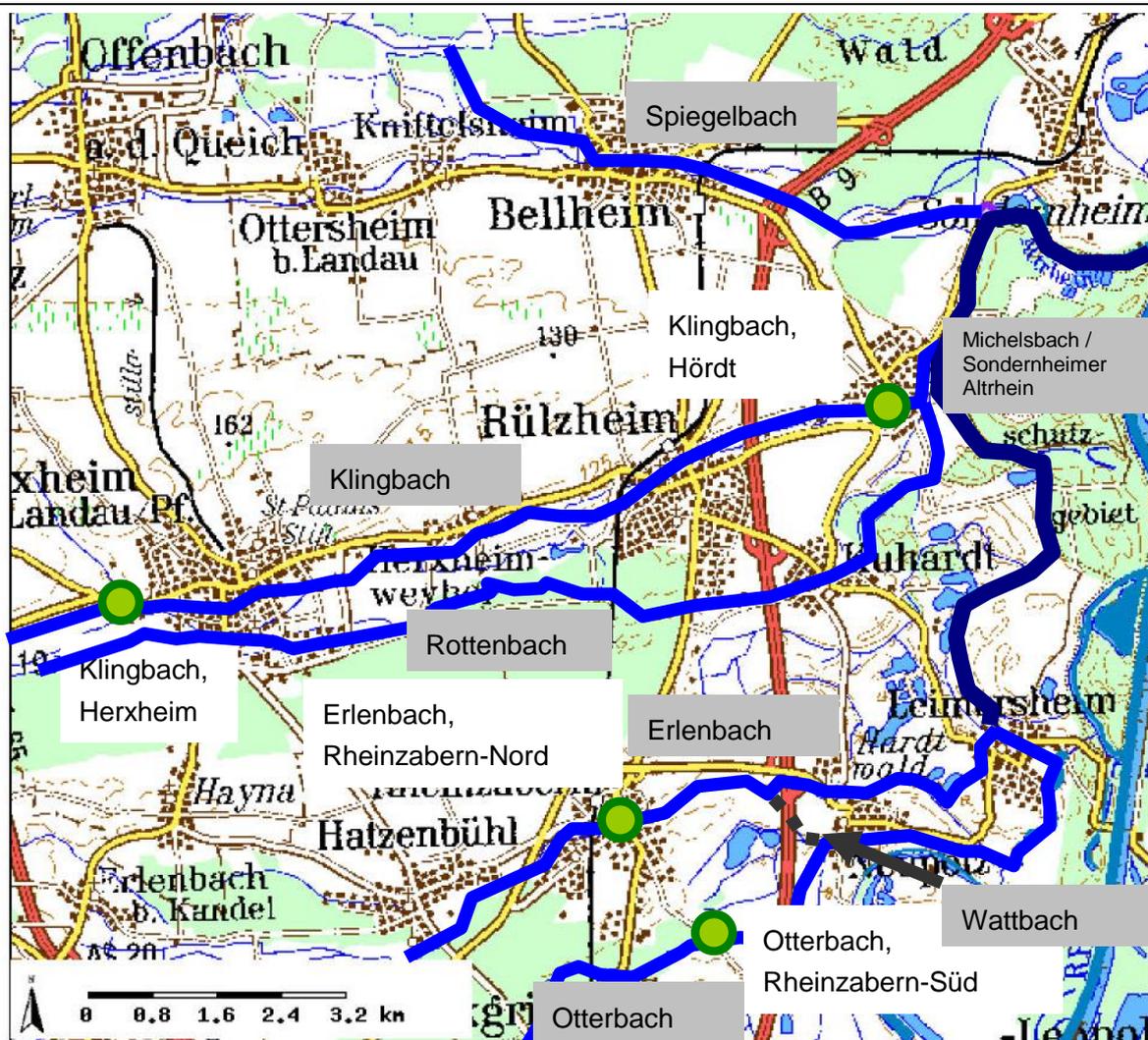


Abbildung 2: Lageplan Gewässer und Pegel (Grundlage www.geoportal-wasser.rlp.de)

Am **Otterbach** liegt der Pegel Rheinzabern Süd mit einer Einzugsgebietsgröße von 100 km². Die Messungen erfolgen oberhalb des Eintrittes in die Rheinniederung. Die bis dorthin erfolgende Vergrößerung des Einzugsgebietes wird durch eine Vergrößerung der in Rheinzabern-Süd gemessenen Abflüsse um 7 % berücksichtigt.

Am **Erlenbach** liegt der Pegel Rheinzabern Nord mit einer Einzugsgebietsgröße von 99,9 km². Die Messungen erfolgen oberhalb des Eintrittes in die Rheinniederung. Die bis dorthin erfolgende Vergrößerung des Einzugsgebietes wird durch eine Vergrößerung der in Rheinzabern-Nord gemessenen Abflüsse um 8 % berücksichtigt.

Am **Klingbach** liegt der Pegel Hördt unmittelbar im Bereich der Rheinniederung, die Einzugsgebietsgröße beträgt rd. 129,5 km². Bei größeren Hochwässern ist der Pegel durch Rückstau beeinflusst, in diesem Fall ist die Ermittlung der Abflüsse über die Wasserstands-Durchfluss-Beziehung

des Pegels nicht zulässig bzw. führt zu einer Überschätzung des Abflusses. Deshalb wurde folgende Vorgehensweise gewählt:

- Oberhalb von Herxheim liegt ein rückstaufreier Klingbachpegel. Die Abflüsse in Hördt werden vereinfachend aus dem vergrößerten Einzugsgebiet aus den Abflüssen in Herxheim berechnet.
- Als Vergleich erfolgt die Ermittlung anhand der mittleren täglichen Abflussspenden der Pegel Rheinzabern Nord und Süd.
- Beide Vorgehensweisen generieren weitgehend übereinstimmende Abflussganglinien für den Pegel Hördt, die sich im Abflussbereich NQ bis MHQ mit den Messwerten decken. Lediglich bei extremen Ereignissen kommt es zu Abweichungen, die als Rückstau einfluss interpretiert werden.

Für die weiteren Betrachtungen werden die aus den Messungen am Klingbachpegel Herxheim generierten „rückstaufreien“ Abflüsse verwendet.

Für den **Spiegelbach** wird der Abfluss der Queich am Ottersheimer Teilungwehr zunächst anhand der Messungen am Pegel Siebeldingen unter Berücksichtigung der Einzugsgebietsvergrößerung sowie von Einleitungen (Kläranlagen Landau und Offenbach) abgeschätzt. Die Aufteilung des Queichabflusses erfolgt abflussabhängig, bei NQ gelangen rd. 2% in den Spiegelbach, bei MNQ rd. 10% und bei Hochwasserereignissen rd. 30%.

Bei Hochwasserabflüssen werden die Berechnungsergebnisse des hydraulischen Modells angesetzt.

Die Zuflüsse aus dem Einzugsgebiet unterhalb des Teilungwehres werden anhand der Einzugsgebietsgröße und den mittleren täglichen Abflussspenden der Pegel Rheinzabern Nord und Süd sowie des rückstaubereinigten Pegels Hördt ermittelt. Der Zufluss des Spiegelbaches in die Rheinniederung ergibt sich als Summe der genannten Größen.

Am **Rottenbach** erfolgen keine Abflussmessungen. Daher wird der Abfluss aus dem Mittelwert der Abflussspenden der Pegel Rheinzabern-Süd, Rheinzabern-Nord sowie des rückstaubereinigten Pegels Hördt aus der Einzugsgebietsgröße ermittelt.

Die Summe der so ermittelten Zuflüsse (Tagesmittelwerte) aus Oberflächengewässern in die Rheinniederung ist aus Abbildung 4 ersichtlich. Die Werte gelten für die Eintrittsstelle des jeweiligen Gewässers in die Rheinniederung.

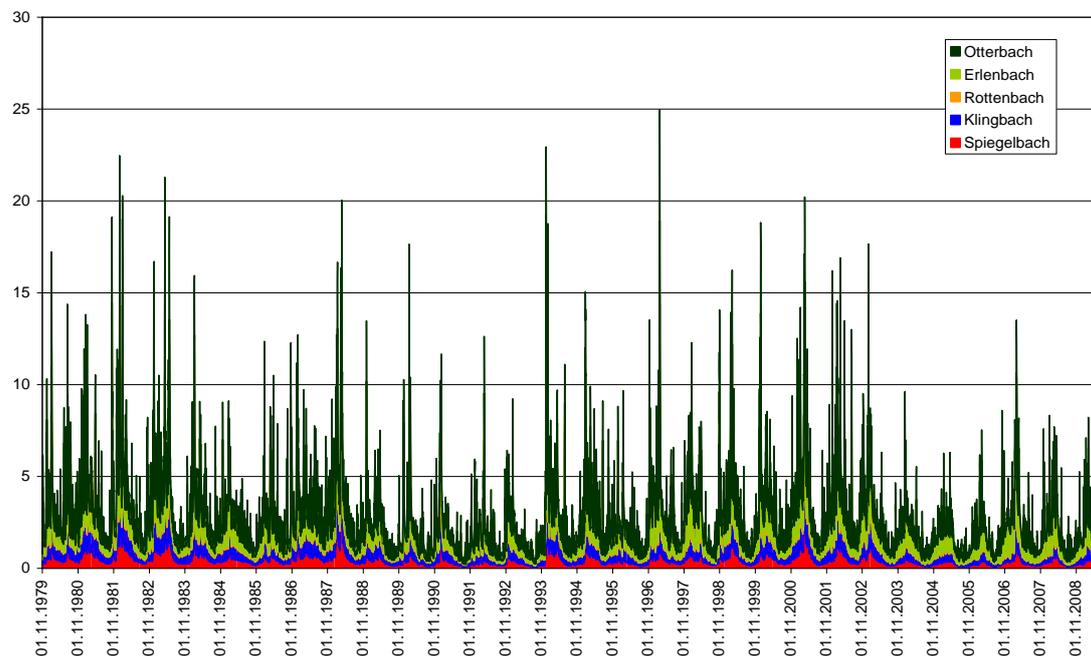


Abbildung 3: Binnenseitige Zuflüsse zum Michelsbachsystem, Kontinuum

Tabelle 2: Statistische Hochwasserzuflüsse (Tagesmittelwerte)

Gewässer	Zufluss [m³/s] für Jährlichkeit HQx					
	1	5	10	20	50	100
Otterbach	4,0	4,6	5,0	5,3	5,8	6,2
Erlenbach	4,3	5,6	6,3	7,1	8,3	9,3
Rottenbach	0,7	0,8	0,9	0,9	1,1	1,1
Klingbach	5,3	6,3	6,8	7,3	8,0	8,7
Spiegelbach	3,8	5,3	6,1	7,0	8,5	9,8
Gesamt Michelsbach	18,1	22,7	25,1	27,7	31,7	35,1

Die **Rheinniederung** ist unter Niedrig- und Mittelwasserbedingungen bzgl. der Abflussbildung vernachlässigbar. Die Zuflüsse aus Niederschlag und Druckwasser werden für die Konzeption der Binnenentwässerung konzeptionell berücksichtigt (s. Abschnitt 2.6.2). Dieser Ansatz wird gewählt, da ein nennenswerter Zufluss in die Gewässer nur bei nassen hydrologischen Verhältnissen (hohe Grundwasserstände führen zur Ausbildung von Sättigungsflächen mit entsprechend hohen Abflussbeiwerten) eintritt.

2.4 Schöpfwerke

Durch die vorhandenen Schöpfwerke Leimersheim (Leistung bis zu rd. 6,6 m³/s) und Sondernheim Süd (Leistung bis zu rd. 18,0 m³/s) wird die Entwässerung des binnenseitigen Einzugsgebietes des Michelsbaches unabhängig vom Rheinwasserstand gewährleistet. Beide Schöpfwerke werden im Verbund betrieben, die Betriebswasserspiegel liegen in Leimersheim bei 98,2 bzw.

98,5 mNN und in Sondernheim Süd bei 97,54 bzw. 97,74 mNN (jeweils Sommer- bzw. Winterhalbjahr). Die detaillierten Daten zu den Schöpfwerken können der Anlage A-1 entnommen werden.

Der Betrieb des Schöpfwerks Leimersheim reduziert die dem Michelsbach aus den Einzugsgebieten von Erlen- und Otterbach zufließenden Abflüsse. Unter Berücksichtigung der Drosselfunktion des HRB Otterbach kann somit die von Leimersheim nach Norden abfließende Wassermenge im Istzustand beherrscht werden.

2.5 Bisherige Maximalwasserstände

Überschreitet der Zufluss dagegen die Schöpfwerksleistung, steigt der binnenseitige Wasserstand über die Betriebswasserspiegel an. Die bisherigen Maximalwerte wurden im Mai 1978 gemessen. Sie lagen in Leimersheim rd. 0,5 und in Sondernheim Süd rd. 0,7 m über den Maximalwasserständen des Jahres 2001. Bezogen auf die Betriebswasserspiegel lagen die bekannten Maximalwerte in Leimersheim rd. 1,05 m und in Sondernheim Süd rd. 1,53 m höher. Die binnenseitigen Gewässerpegel wurden erst im Jahr 1979 in Betrieb genommen. Aus vergleichbaren Untersuchungen in der Vorderpfalz ist bekannt, dass das Hochwasser 1978 etwa als 80-jährliches Ereignis einzustufen ist.

Tabelle 3: Binnenwasserstände bei Hochwasserereignissen

Schöpfwerk	Betriebswasserspiegel	Mai 70	Mai 78	Mrz 01
Leimersheim	98,2 / 98,5	99,16	99,25	98,74
Sondernheim Süd	97,54 / 97,74	99,02	99,07	98,3

2.6 Komponenten der Wasserbilanz

Solange bei Rheinhochwasser die Schließen der Binnengewässer im Rheinhauptdeich geschlossen sind, übernehmen die Schöpfwerke die Binnenentwässerung. Ergänzend zum Moderationsverfahren wird auch das Einzugsgebietsgebiet des Schöpfwerks Sondernheim Nord mitbetrachtet, da der Einstau des Reserveraumes hier über Druckwasser zu einem erhöhten Wasseranfall führen kann (Lage der bestehenden Schöpfwerke siehe Abbildung 1).

Bei geschlossenen Durchlässen im Rheinhauptdeich beeinflussen folgende Größen die Entwässerungssituation der Binnenseite:

- Schließdauer (abhängig von der Dauer der Rheinwelle und der Entwicklung der binnenseitigen Wasserstände),
- Zuflussvolumen der Binnenseite (Zufluss binnenseitige Gewässer, Niederschlag in der Rheinniederung und Druckwasserzufluss),
- Abpumpvolumen über die vorhandene Schöpfwerksleistung,

- Volumen-Wasserstandsbeziehung der binnenseitigen Rückstaubereiche.

Da es Ziel der vorliegenden Konzeption der Binnenentwässerung ist, die bisherigen Wasserstände in den binnenseitigen Rückstaubereichen gegenüber dem Status Quo nicht zu erhöhen, ist eine Verschlechterung der Abflussverhältnisse in den binnenseitig zufließenden Gewässern ausgeschlossen. Für die in der vorliegenden Studie betrachtete Fragestellung ist daher eine Bilanzierung der Volumina ausreichend, detaillierte hydraulische Modellierungen sind nicht erforderlich.

Großflächige Überschwemmungen der Binnenseite stellen sich nur dann ein, wenn das Volumen der Zuflüsse größer als das gleichzeitige Abpumpvolumen der Schöpfwerke ist. Die Differenz zwischen diesen Komponenten muss zwischenzeitlich binnenseitig gespeichert werden. Der sich dabei einstellende binnenseitige Wasserstand ergibt sich aus der Wasserstands-Volumen-Beziehung der Binnenseite, d.h. primär in Abhängigkeit von der vorhandenen Geländeform.

Wesentliche Grundlage für die Auslegung des binnenseitigen Hochwasserschutzes ist die Frage der Überlagerung von Binnen- und Rheinhochwässern. Maßgebend für die binnenseitigen Wasserstände ist dabei allein das Wasservolumen, das während der Hochwasserwelle nicht gepumpt werden kann. Über die Speicherung dieses Volumens binnenseits der Deiche ergibt sich ein Wasserstand, der hinsichtlich seiner Größe und damit verbundenen Schäden im Gebiet zu bewerten ist.

2.6.1 Binnenseitiger Zufluss

Grundlage der Betrachtung ist die statistische Auswertung der Summen der Tagesmittelwerte der binnenseitig zufließenden Gewässer hinsichtlich der zu erwartenden mittleren Abflüsse für vorgegebene Schließdauern und Eintrittswahrscheinlichkeiten. Die Ergebnisse sind aus Tabelle 4 ersichtlich.

Tabelle 4: Istzustand, Statistik binnenseitige Zuflüsse

Wiederkehr- intervall in Jahren	Schließdauer in Tagen									
	1	2	3	5	10	25	50	100	150	200
0,5	14,7	14,7	14,3	13,5	11,8	9,8	8,5	7,5	6,6	6,1
1	16,6	16,3	15,6	14,5	12,6	10,3	8,7	7,6	6,6	6,2
2	18,5	17,8	17,0	15,5	13,4	10,8	8,9	7,6	6,7	6,3
5	21,0	19,8	18,8	16,9	14,5	11,5	9,1	7,7	6,7	6,5
10	22,9	21,4	20,1	17,9	15,3	12,1	9,3	7,7	6,8	6,6
20	24,7	22,9	21,5	18,9	16,1	12,6	9,5	7,8	6,9	6,7
50	27,2	24,9	23,3	20,2	17,2	13,3	9,7	7,8	6,9	6,8
100	29,1	26,5	24,6	21,3	18,0	13,8	9,9	7,9	7,0	6,9
200	31,0	28,0	26,0	22,3	18,8	14,3	10,1	7,9	7,0	7,0

2.6.2 Druckwasser

Der Druckwasseranfall wird in Anlehnung an vergleichbare Studien am Oberrhein zu 30 l/s und Kilometer Deichlänge angenommen. Aus der Deichlänge von rd. 13 km im Bestand ergeben sich die aus Tabelle 5 ersichtlichen Zuflussvolumina.

Tabelle 5: Zufluss Druckwasser Gesamtgebiet

Dauer [d]									
1	2	3	5	10	25	50	100	150	200
33.696	67.392	101.088	168.480	336.960	842.400	1.684.800	3.369.600	5.054.400	6.739.200

2.6.3 Abflussbildung in der Rheinniederung

Eine nennenswerte Abflussbildung in der Rheinniederung erfolgt ausschließlich bei längeren und hohen Niederschlagsintensitäten. Maßgebend sind insbesondere Sättigungsflächen, d.h. Teilflächen die bei Hochwasser überstaut bzw. durch Druckwasseraustritte vernässt sind.

Das Abflussvolumen aus Niederschlag wird anhand folgender Vorgehensweise abgeschätzt:

- Statistische Niederschlagshöhe gemäß DWD (KOSTRA) für Ereignisdauern 1d, 2d und 3 d.
- Als Abflussbeiwert wird unter Berücksichtigung des überschlägig ermittelten Anteils tiefliegender Flächen von rd. 38 % angesetzt.
- Das Zuflussvolumen wird als Produkt von Niederschlagshöhe, Flächengröße und Abflussbeiwert ermittelt.

Ohne die Hochwasserrückhaltung Wörth / Jockgrim beträgt die Einzugsgebietsgröße 44,4 km². Die resultierenden Zuflussvolumina aus Niederschlag sind in Tabelle 6 zusammengestellt.

Tabelle 6: Zufluss Niederschlag, Gesamtgebiet

Dauer [d]	Zuflussvolumen Niederschlag [m ³]						
	1	2	5	10	20	50	100
1	533.265	688.268	893.042	1.049.466	1.204.469	1.409.242	1.564.245
2	639.918	843.270	1.112.036	1.315.388	1.518.740	1.787.505	1.990.857
3	639.918	875.977	1.185.982	1.422.041	1.660.944	1.968.104	2.204.163

2.7 Überlagerung von Rhein- und Binnenhochwasser

2.7.1 Theorie

Die hydrologischen und hydraulischen Prozesse, die zu Hochwasser im Rhein und den Binnengewässern der Hördter Reinaue führen, sind sehr unterschiedlich.

- Hochwasser der Binnengewässer sind zumeist auf Starkniederschlagsereignisse zurück zu führen, sie laufen aufgrund der Einzugsgebietsgröße und der Fließzeiten innerhalb

weniger Stunden bis Tage ab. Auch bei Ereignissen, wie z.B. Niederschlag auf gefrorene Böden oder Schneeschmelze, reagieren die binnenseitigen Einzugsgebiete aufgrund der geringen Fließzeiten sehr schnell, die resultierenden Wellen haben wenige Stunden bis Tage später den Rhein erreicht.

- Rheinhochwasser entstehen im Wesentlichen nach großflächigen Niederschlagsereignissen, oftmals in Zusammenhang mit Schneeschmelze in den Mittelgebirgen oder im Alpenraum. Aufgrund der Größe des Einzugsgebietes, der Retentionswirkung im Gebiet (z.B. Bodensee, realisierte und geplante Rückhaltemaßnahmen am Oberrhein) und der daraus resultierenden langen Fließzeiten reagiert der Rhein im Vergleich zu den Binnengewässern „träge“ mit breiteren Hochwasserwellen.

Aufgrund der skizzierten Zusammenhänge der Abflussbildung und –konzentration führen gleiche Wetterphänomene, sofern sie in beiden Gebieten hochwasserauslösend wirken sollten, nicht zu einem Zusammentreffen der Wellenscheitel von Rhein- und binnenseitiger Hochwasserwelle.

Aus theoretischer Überlegung heraus müssen Rhein- und Binnenhochwasser daher statistisch unabhängige Größen sein. Die Wahrscheinlichkeit einer Überlagerung von Binnen- und Rheinhochwasser kann in diesem Fall als Produkt der Einzelwahrscheinlichkeiten berechnet werden. Geht man als Zielvorstellung von einem Schutzziel HQ100 für die Binnenseite aus und nimmt des weiteren an, dass der Reserveraum alle 200 Jahre geflutet wird, so ist es theoretisch ausreichend, die zukünftige Binnenentwässerung auf ein HQ 0,5, d.h. ein Ereignis das statistisch zweimal im Jahr auftritt, auszulegen.

Die Errichtung einer auf das binnenseitige HQ100 ausgelegten Binnenentwässerung führt dagegen in der Überlagerung der Einzelwahrscheinlichkeiten zu einem binnenseitigen Schutzgrad von $HQ100 * HQ200 = HQ20.000$. Da diese Jährlichkeit für die Auslegung der geplanten wasserbaulichen Anlagen deutlich zu hoch einzustufen ist, wird im Weiteren der HQ25-Fall binnenseits als Bemessungsgrundlage definiert (vgl. Kapitel 4.1).

2.7.2 Analyse der vorliegenden Datenreihen

In Abbildung 4 sind die Tagesmittelwerte des Rheinwasserstandes und die kumulierten binnenseitigen Zuflüsse zur Hördter Reinaue gegenübergestellt. Neben den täglichen Wertepaaren sind auch Auswertungen zur Eintrittswahrscheinlichkeit dargestellt.

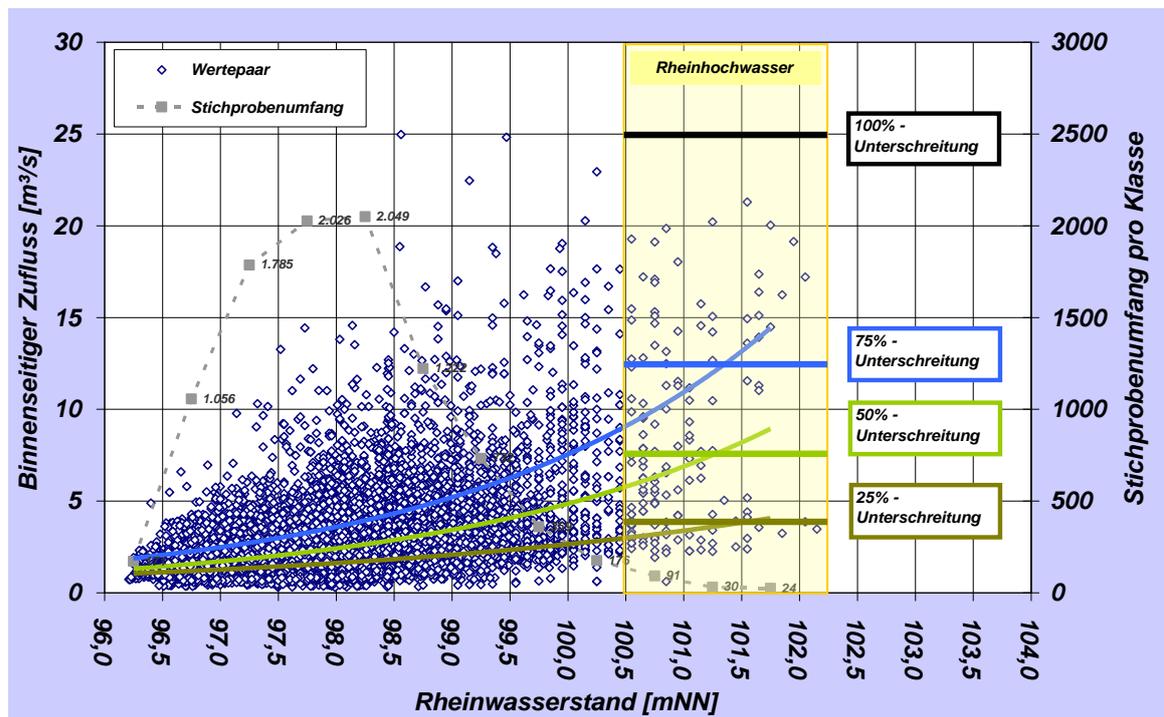


Abbildung 4: Korrelation der Rheinwasserstände und der binnenseitigen Zuflüsse

Hierfür wurde der messtechnisch dokumentierte Wertebereich der Rheinwasserstände in insgesamt 12 Klassen unterteilt, die jeweils eine Bandbreite von 0,5 m abdecken. Die erste Klasse umfasst Rheinwasserstände zwischen 96,0 und 96,5 mNN, die zweite 96,5 bis 97,0 mNN usw. Der Stichprobenumfang, d.h. die Anzahl der vorliegenden Wertepaare ist ebenfalls angegeben. Naturgemäß nimmt der Stichprobenumfang im Niedrig- und Hochwasserbereich auf Grund der relativen Seltenheit dieser Ereignisse im langfristigen Abflussgeschehen ab.

Innerhalb der über den Rheinwasserstand abgeleiteten Klassen wurden die Abflüsse hinsichtlich folgender Kenngrößen ausgewertet:

- Median (Über- und Unterschreitung von 50% der Werte)
- Binnenseitiger Zufluss, den 75% der Werte unterschreiten
- Binnenseitiger Zufluss, den 25% der Werte unterschreiten

Außerdem wurde für den gesamten Datenbestand der Maximalwert der binnenseitigen Zuflüsse bestimmt.

Aus den Messwerten zeigt sich ein eindeutig zunehmender Trend, offensichtlich nimmt die Wahrscheinlichkeit erhöhter binnenseitiger Zuflüsse bei Rheinhochwasser zu. Aufgrund der theoretisch begründbaren Unabhängigkeit (s. vorigen Abschnitt) handelt es sich bei der aus den Messwerten ersichtlichen Abhängigkeit um eine sogenannte „Scheinkorrelation“. Ursächlich hierfür ist insbesondere der Einfluss der generell ähnlichen langfristigen Hydrologie, so dass erhöhte Abflüsse bei anhaltend nassen hydrologischen Verhältnissen rhein- wie binnenseits wahrscheinlicher als in

Trockenzeiten sind. Außerdem ist zu berücksichtigen, dass der Stichprobenumfang mit zunehmenden Rheinwasserstand stark rückläufig und hierdurch nur eingeschränkt repräsentativ ist. D.h. die wenigen bisher messtechnisch erfassten Rheinhochwässer müssen nicht zwingend repräsentativ für das tatsächliche langfristige Verhalten sein.

Da die Berücksichtigung der „Scheinkorrelation“ bezüglich der Größe der binnenseitigen Zuflüsse auf der sicheren Seite liegt, wurde für den Hochwasserbereich des Rheines (s. Abbildung 4) aus den in diesem Bereich liegenden statistischen Kenngrößen jeweils der mittlere Wert der binnenseitigen Zuflüsse ermittelt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 7 zusammengestellt.

Tabelle 7: Messwertanalyse Wellenüberlagerung

Kenngröße	Binnenseitiger Zufluss [m³/s]	Wiederkehrintervall [a]
Maximalwert	25,0	30,0
75%-Unterschreitung	12,5	22,5
50%-Unterschreitung	8,0	15,0
25%-Unterschreitung	4,0	7,5
Minimalwert	1,9	1,0

Aus Häufigkeit und Zeitreihenlänge kann orientierend ein theoretisches Wiederkehrintervall abgeschätzt werden. Dieses entspricht der Länge der Zeitreihe bei 100% Unterschreitung (Maximalwert) bzw. dem jährlich zu erwartenden Wert (Minimalwert).

2.8 Schließdauern

Beim Rheinhochwasser ist primär die Dauer des Zeitraums von Interesse, in dem die Schöpfwerke die Binnenentwässerung gewährleisten müssen. Der untere Wasserstand für die Schließdauernabschätzung entspricht dem Pumpbeginn der Schöpfwerke Leimersheim bzw. Sondernheim Süd im Istzustand (Tabelle 8). Für die hier durchgeführte statistische Betrachtung wird der Mittelwert der beiden Wasserstände im Winterhalbjahr angesetzt. Da die Extrapolation auf ein Wiederkehrintervall von 200 Jahren aufgrund des verwendbaren Datenkollektivs von rd. 40 Jahren mit erheblichen Unsicherheiten behaftet ist, ist die damit verbundene Unschärfe von untergeordneter Bedeutung.

Tabelle 8: Unterer Wasserstand für Schließdauernabschätzung

Schöpfwerk	Pumpbeginn [mNN]	
	Sommer	Winter
Sondernheim Süd	97,54	97,74
Leimersheim	98,20	98,50
Ansatz	97,87	98,12

Die Abschätzung der Schließdauer beim HQ200 erfolgt über die statistische Auswertung der Überschreitungsdauern vorgegebener Wasserstände der bisher aufgezeichneten Rheinwellen, die Ergebnisse sind aus Tabelle 9 und Abbildung 5 ersichtlich.

Tabelle 9: Statistische Überschreitungsdauern fester Wasserspiegel, HQ200

Wasserspiegel [mNN]	Überschreitungsdauer HQ200 [Tage]
98,12	192
98,50	177
99,00	113
99,50	88
100,00	41
100,50	23
101,00	8

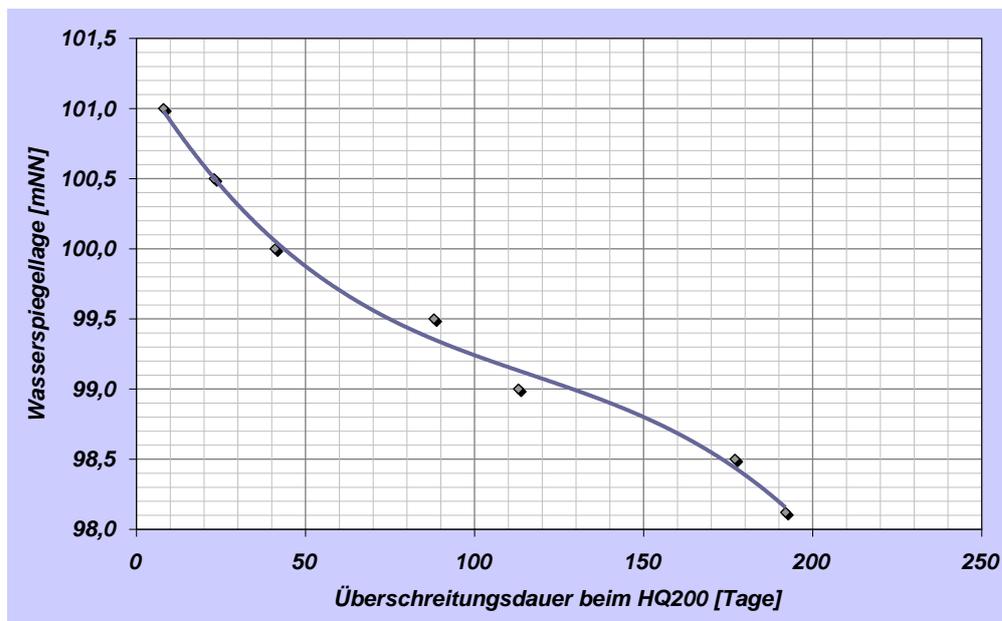


Abbildung 5: Statistische Überschreitungsdauern fester Wasserspiegel, HQ200

Die bisher beobachteten binnenseitigen Maximalwasserstände (Hochwässer 1970 und 1978) lagen bei rd. 99,06 bis 99,2 mNN. In Überlagerung mit der abgeschätzten Wellenform beim HQ200 ist demnach von Schließdauern auszugehen, die etwa zwischen 100 und 150 Tagen liegen. Da die durchgeführte Statistik zur Ableitung der Wellenform mit Unsicherheiten behaftet ist, werden im Folgenden bzgl. der Ableitung der Voluminenbilanzen Schließdauern bis zu 200 Tage bilanziert.

2.9 Bilanzierung des Retentionsvolumens im Istzustand

Für die Ermittlung der erforderlichen Pumpleistungen wird folgende Vorgehensweise gewählt:

- Ermittlung der Summe der binnenseitigen Zuflüsse in Abhängigkeit von Schließdauer und Wiederkehrintervall,
- Berücksichtigung der Anfangsfüllung (binnenseitiges Retentionsvolumen beim Schließwasserstand),
- Annahme eines Retentionsvolumens zwischen 0 und 5 Mio. m³.
- Berechnung der erforderlichen Pumpleistungen über alle Dauern,
- Darstellung des jeweiligen Maximalwertes der Pumpleistung..

Die Ergebnisse sind aus Abbildung 6 für den Bestand ersichtlich. Anhand der installierten Schöpfwerksleistung (y-Achse) werden nun die Schnittpunkte mit den Kurven der Abhängigkeit zwischen Retentionsvolumen und Leistung genutzt, um für die verschiedenen Jährlichkeiten das im Bestand benötigte Volumen zu ermitteln.

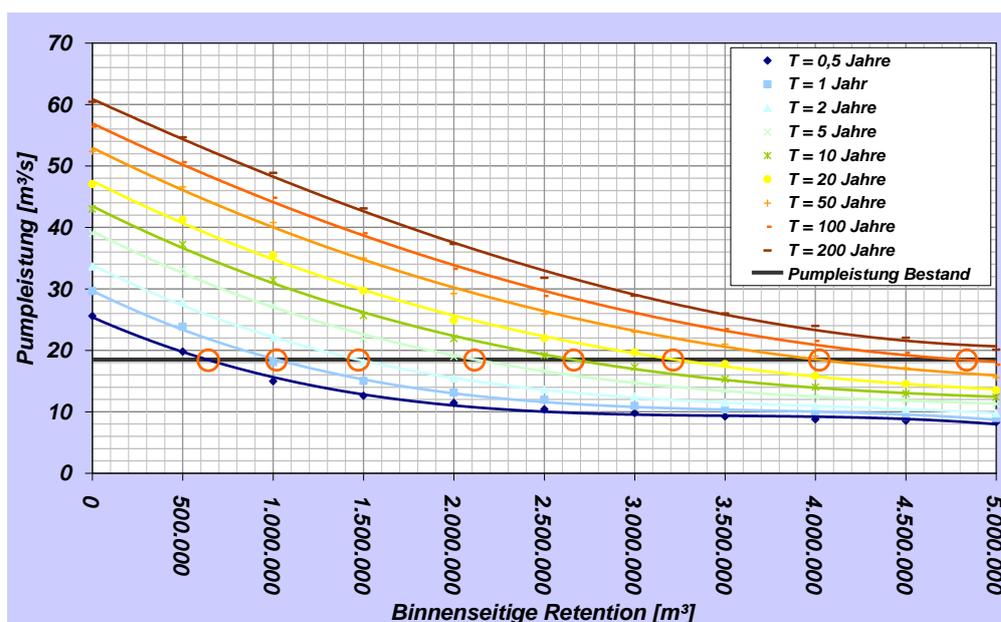


Abbildung 6: Abhängigkeit zwischen Pumpleistung und Retentionsvolumen

2.10 Statistische Maximalwasserstände der Binnenseite, Bestand

Für die derzeit installierte Pumpleistung von bis zu rd. 18,0 m³/s [5] ergeben sich die in Tabelle 10 zusammengestellten, binnenseitig zu speichernden Volumina. Anhand der Volumen-Wasserstandsbeziehung der Hördter Reinaue ergeben sich aus dem zu speichernden Volumen direkt die binnenseitigen Wasserstände.

Tabelle 10: Retentionsvolumen und Wasserstand, Bestand

Wiederkehrintervall HQx [Jahre]	binnenseitiges Retentionsvolumen [m ³]	binnenseitiger Wasserstand [mNN]
0,5	650.000	98,28
1	1.000.000	98,48
2	1.500.000	98,67
5	2.150.000	98,84
10	2.700.000	98,94
20	3.250.000	99,03
50	4.050.000	99,13
100	4.800.000	99,21
200	6.000.000	99,31

Die statistisch berechneten Wasserspiegellagen der Binnenseite in der Hördter Reinaue sind aus Abbildung 7 ersichtlich. Zum Vergleich eingetragen sind auch die gemessenen Maximalwasserstände der Hochwässer 1970 und 1978, die anhand der vorliegenden Zeitreihe als etwa 40 bzw. 80 jährliche Ereignisse einzustufen sind.

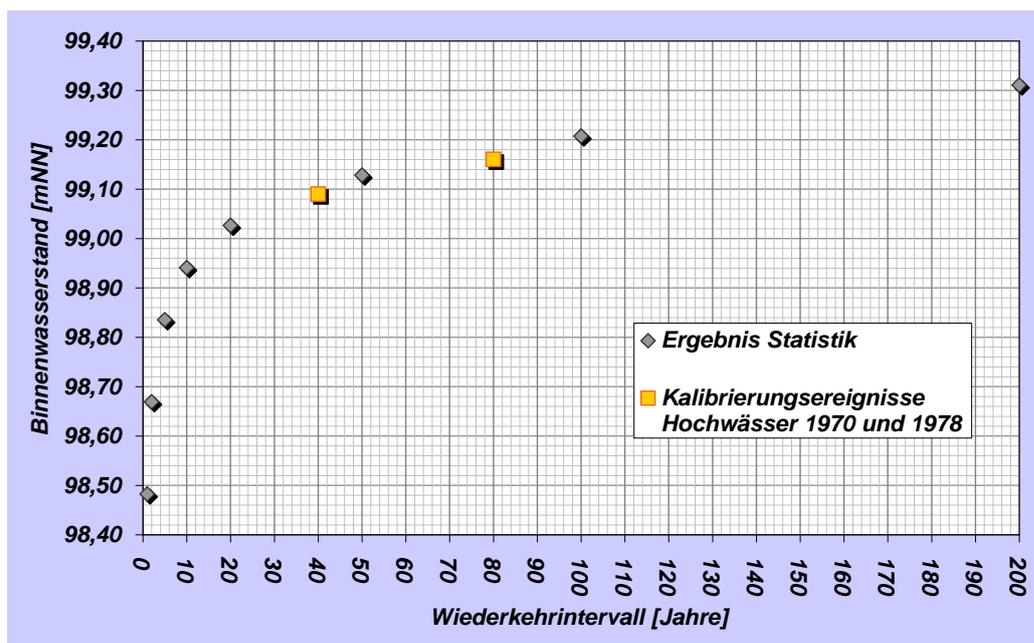


Abbildung 7: Statistische Hochwasserstände der Binnenseite, Bestand

Diese statistischen Wasserspiegellagen dürfen auch im Planungszustand nicht überschritten werden.

2.11 Anwendung Bilanzmodell im Planungsfall

Das methodische Vorgehen im Planungsfall entspricht der Methodik im Bestand mit folgenden Modifikationen:

- Durch den Bau des rückverlegten Rheinhauptdeiches entstehen zunächst 4 getrennte Retentionsbereiche¹ (Spiegelbach, Kling- und Rottenbach, Scheidbach, Erlen- und Otterbach).
- Für diese 4 Teilflächen werden die Bilanzgrößen sowie Wasserstands-Volumen-Beziehung jeweils separat berechnet und bilanziert.
- Die Anpassung der Binnenentwässerung ist so zu optimieren, dass der Wasserspiegel im Planungsfall dem im Bestandsfall entspricht. Dies gilt insbesondere bei Wasserständen, die zu großflächigen Ausuferungen führen. Liegt der Maximalwasserstand dagegen innerhalb des Abflussprofils sind geringfügige Änderungen annehmbar.

Die Teilflächen und die abgrenzenden Wasserscheiden sind aus Abbildung 8, die Flächengrößen aus Tabelle 11 ersichtlich.

¹ Teilfläche 5 wird separat in der Studie zur Binnenentwässerung, Einzugsgebiet Schöpwerk Sondernheim Nord behandelt [1]

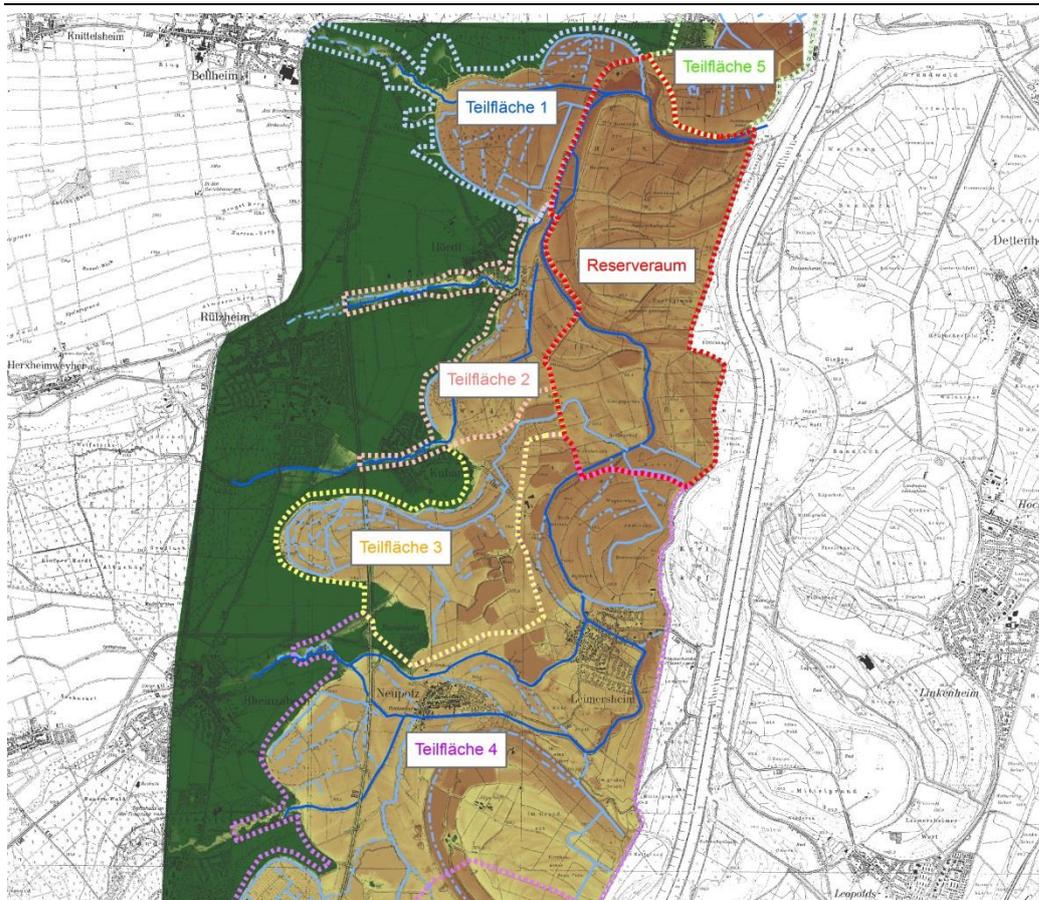


Abbildung 8: Abgrenzung der Teilflächen

Tabelle 11: Größe der Teilflächen

Teilfläche	Einzugsgebietsgröße [m ²]
Reserveraum	9.007.706
Teilfläche 1	4.086.081
Teilfläche 2	3.190.191
Teilfläche 3	5.464.465
Teilfläche 4	22.690.330

Die Wasserstands-Volumen-Beziehungen der für die Binnenentwässerung relevanten Teilflächen 1 bis 4 zeigt *Abbildung 9*.

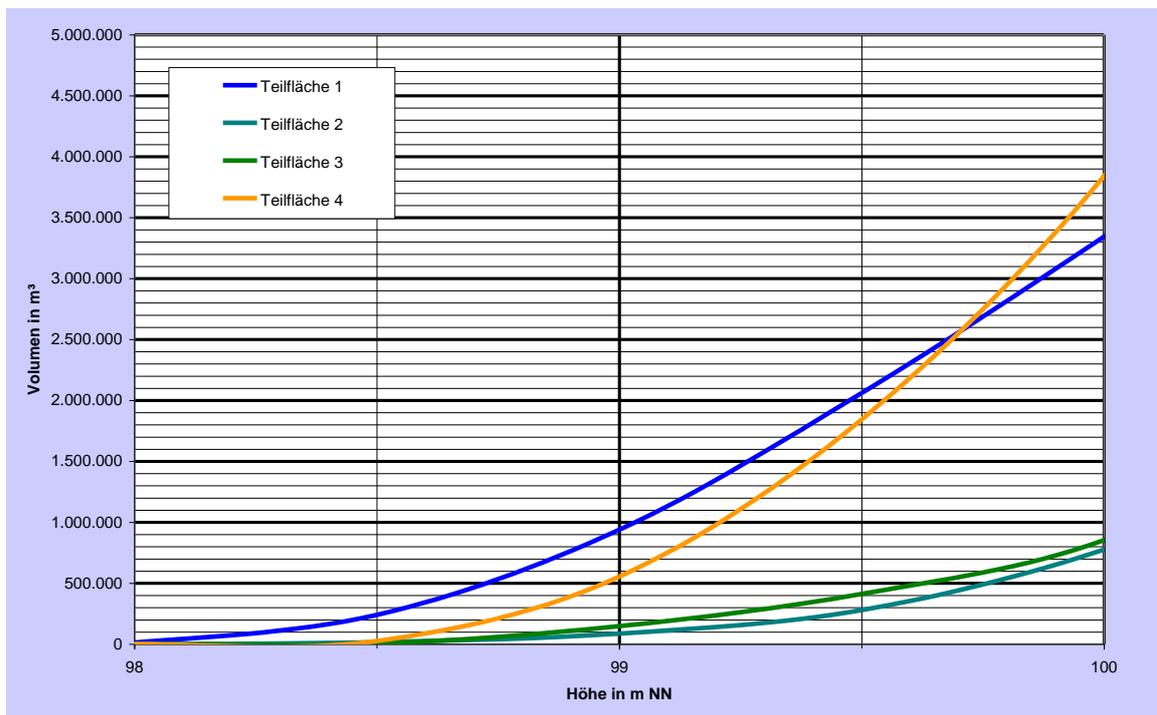


Abbildung 9: Wasserstands-Volumenbeziehung der Teilflächen

2.12 Methodik der Nachweisführung

2.12.1 Sielbauwerke

Wie erläutert, muss auch im Planungsfall der hundertjährige Abfluss ohne Aufstau an den Sielbauwerken abgeführt werden.

Hierzu erfolgte zunächst die Abschätzung der erforderlichen Fläche über die Berechnung nach Manning-Strickler, im zweiten Schritt erfolgt der hydraulische Nachweis mit dem hydraulischen Modell.

2.12.2 Pumpleistungen

Aufgrund der Gebietsgröße ist der detaillierte hydraulische Nachweis mit dem hydraulischen Modell zeitaufwändig. Daher wurde ein gestuftes Vorgehen gewählt:

- Ermittlung der erforderlichen Förderleistung mit dem oben erläuterten Bilanzmodell.
- Feinkalibrierung mit dem hydraulischen Modell. Hierbei ist festzuhalten, dass die im Rahmen der Feinkalibrierung ermittelten Leistungen um plus/minus 0,2 m³/s den Ergebnissen des Bilanzmodells entsprechen.

3 Neue Erkenntnisse seit Abschluss der Raumordnung

Seit der Durchführung des Moderationsverfahrens und der positiv beschiedenen raumordnerischen Prüfung für den Reserveraum haben sich folgende neue Erkenntnisse mit Bezug zur Binnenentwässerung ergeben:

- Am Spiegelbach liegen die Hochwasserabflüsse im Ergebnisse der aktuell überrechneten Hochwassergefahrenkarten deutlich höher als das auf Basis der regionalisierten Hochwasserabflüsse der Queich bisher erwartet wurde. Bereits etwa ab dem HQ1 ergeben sich an der Queich zwischen Fuchsmühle und Ottersheimer Teilungswehr Ausuferungen insbesondere in südliche Richtung. Dieses Wasser fließt zunächst breitflächig über Gelände ab und wird im Altbachsystem gesammelt, der wiederum oberhalb von Bellheim dem Spiegelbach zufließt. Im Hochwasserfall umfließen daher signifikante Mengen das Teilungswehr, somit ist die dortige Verteilung (3/5 Queich, 2/5 Spiegelbach) dann nicht korrekt. Die höheren Abflüsse müssen bei der Dimensionierung der Pumpleistung in der Spiegelbachniederung entsprechend berücksichtigt werden.
 - Am Erlenbach ergeben sich aus den aktuellen Hochwassergefahrenkarten Überschwemmungsgebiete am Westrand der Ortslage. Dieses Problem kann vergleichsweise einfach durch einen Hochwasserabschlag zum Otterbach knapp westlich des Fischmals gelöst werden. Neben dem Abschlagsbauwerk ist hierzu der in der Niederung gelegene Graben sowie der Otterbach zwischen Einleitstelle und Fischmal auszubauen. Hierdurch gelangt die Hochwasserspitze direkt in das Fischmal und damit zum ausgebauten Schöpfwerk Leimersheim, ohne durch die Ortslage Leimersheim zu fließen.
 - Der raumordnerische Entscheid sieht zunächst an allen Schnittpunkten von bestehenden Gewässern mit der binnenseitigen Deichlinie des Reserveraumes Siele und Pumpwerke vor. Aus betrieblicher Sicht ist diese Forderung ungünstig. Es ist davon auszugehen, dass bei Hochwasserereignissen die zur Flutung des Reserveraumes führen, ohnehin eine sehr hohe Personalbelastung im Katastrophenschutz gegeben ist. Die vorgesehenen Schöpfwerke bedürfen der kontinuierlichen personellen Überwachung. Zur Erhöhung der Betriebssicherheit des Reserveraumes ist es daher erforderlich, die Anzahl der betriebsintensiven Schöpfwerke auf ein Minimum zu reduzieren und statt dessen die Wasserverteilung / den Wasserzufluss zu den verbliebenen Schöpfwerken zu verbessern.
-

4 Hydraulische Nachweise

Im Ersten Schritt wurden die hydraulischen Auswirkungen verschiedener Varianten der Binnenentwässerung mit dem entwickelten Wasserbilanzmodell abgeschätzt.

Im Zweiten Schritt wurde das parallel entwickelte, gekoppelte 1D- und 2D Modell genutzt um die tatsächliche Wasserverteilung in den Vorzugsvarianten detailliert abzubilden und die hydraulische Nachweise für die geplanten Maßnahmen zu erbringen.

4.1 Randbedingungen und Rechenfälle

Im numerischen Modell wird der Wirkungsnachweis für die Sielgrößen sowie die erforderliche Binnenentwässerung erbracht.

Bei allen Rechenfällen wird der höhere Abfluss im Spiegelbach (siehe Kap 3) eingerechnet. Gemäß den durchgeführten hydraulischen Berechnungen für den Queichunterlauf einschließlich Spiegelbach ergeben sich für den Zuflusspunkt in die Rheinniederung folgende Abflüsse:

- HQ10: rd. 8,2 m³/s
- HQ100: rd. 18,6 m³/s
- HQextrem: rd. 21,9 m³/s

Auf dieser Basis wurde für das HQ25 ein Wert von rd. 12,2 m³/s ermittelt. Das HQ25 Ereignis wird hierbei als der Lastfall eines häufigen Hochwassers angesetzt.

Bei allen Planungsfällen wird der Hochwasserabschlag vom Erlen- zum Otterbach westlich Leimersheim eingerechnet.

Bzgl. der Sielgrößen wird binnenseitig ein HQ100 eingerechnet, da diese Wiederkehrhäufigkeit das Schutzziel der Siedlungsbereiche in der Rheinniederung darstellt.

Bezüglich der Binnenentwässerung wird binnenseitig ein HQ25 eingerechnet, da dieses in Überlagerung mit einem zeitgleichen HQ200 im Rhein ein extrem seltenes Ereignis (in der Kombination seltener als HQ100) darstellt.

Im Falle des Ruppertsgrabens ist eine Absenkung des Wasserspiegels oberstrom des Durchlassbauwerkes der L542 für Hochwassereignisse kleiner Jährlichkeiten zu unterbinden. Der Nachweis erfolgt hierbei analytisch für das HQ10 Ereignis (vgl. Kapitel 5.2). Für die Sicherstellung des Hochwasserschutzes (angeschlossenes Retentionsvolumen) wird sowohl der analytische als auch der numerische Nachweis erbracht, dass die Wasserspiegellagen Ober- bzw. Unterstrom bei einem HQ100 Ereignis unverändert zum Bestand bleiben.

4.2 Erforderliche Anpassung der Binnenentwässerung

4.2.1 Siele und Schließenbauwerke

Im Falle eines Binnenhochwassers ohne Flutung des Reserveraums muss gewährleistet sein, dass der Hochwasserabfluss ohne binnenseitige Wasserstandserhöhung abfließen kann. Hierzu werden im Bereich des neuen Rheinhauptdeiches des Reserveraums Siele und Schließenbauwerke angeordnet, deren nutzbare durchströmte Fläche dem Extremhochwasser des Istzustandes entsprechen.

In der aktuellen Planung ist vorgesehen, die meisten Sielbauwerke mit einer höherliegenden Berme auszustatten, um die terrestrische Durchwanderung parallel zum Gewässer bei mittleren Wasserständen zu ermöglichen. Folgende Tabelle 12 gibt die gewählte Geometrie der Sielbauwerke wieder. Die Lage ist Abbildung 11 zu entnehmen.

Tabelle 12: Geometrie der Schließenbauwerke

Standort	Maßnahme	Hauptöffnungen Anzahl * Höhe * Breite [m]	Bermen Anzahl * Höhe * Brei- te [m]
Michelsbach Hördt, Nord (D4/5)	Neubau Siel einschl. Verschlussplatten	4*3*5	2*2*2,5
Michelsbach Hördt, Süd (D3)	Neubau Siel einschl. Verschlussplatten	4*3*5	2*2*2,5
Michelsbach, Leimersheim Nord (D1)	Neubau Siel einschl. Verschlussplatten	4*3*5	2*2*2,5
Brandgraben (D8)	Neubau Siel einschl. Verschlussplatten	1*2*2,5-	1*2*2,5
Spiegelbach (D7)	Neubau Siel einschl. Verschlussplatten	1*3*5	2*2*2,5
Altbach (D6)	Neubau Siel einschl. Verschlussplatten	1*3*5	1*2*2,5
Klingbach	Neubau Siel einschl. Verschlussplatten	DN1400	-
Scheidbach (D2)	Neubau Siel einschl. Verschlussplatten	1*2*2,5-	1*2*2,5
Schließe zwischen Altbach und Klingbach	Neubau	DN1000	-

4.3 Anpassung Binnenentwässerung gemäß Raumordnung

Die im Rahmen des Moderations- und Raumordnungsverfahrens entwickelte Anpassung der Binnenentwässerung zeigt Abbildung 10.

In Summe vorgesehen war demnach eine Erhöhung um 27,9 m³/s in den Teilflächen 1 bis 4, so dass hier insgesamt 34 m³/s installiert würden. Unter Berücksichtigung der erhöhten Abflüsse des Spiegelbaches (HQ100 18,9 statt 9,8 m³/s) entspricht dieser Wert bei Vernachlässigung des Retentionsvolumens etwa dem HQ10 der Binnenseite.

Spiegelbaches (HQ100 18,9 statt 9,8 m³/s) entspricht dieser Wert bei Vernachlässigung des Retentionsvolumens etwa dem HQ10 der Binnenseite.

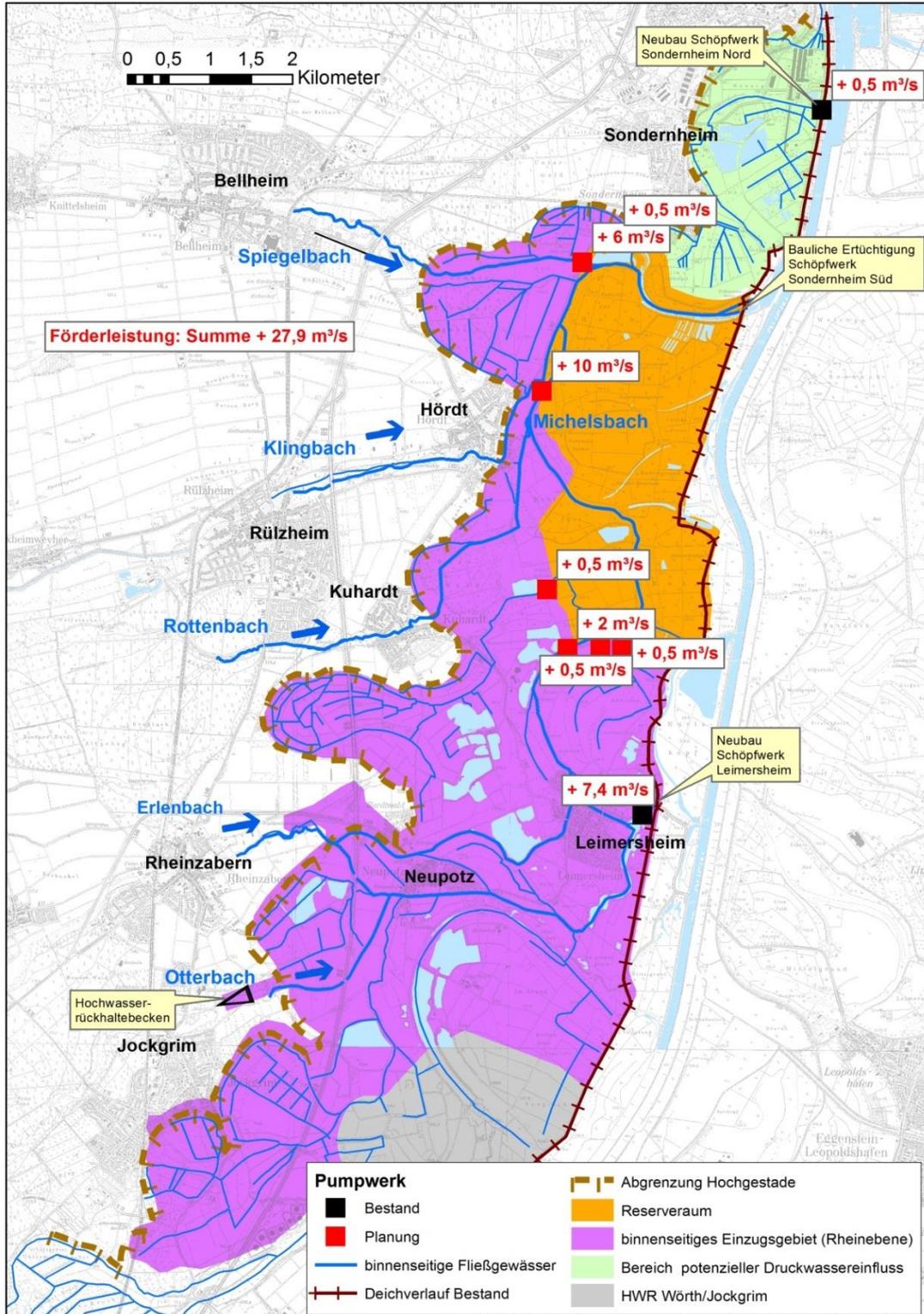


Abbildung 10: Anpassung der Binnenentwässerung gemäß Raumordnung

Der Neubau des bestehenden Schöpfwerkes Leimersheim sah vor, den bisherigen Standort nach Süden zu verlagern sowie das Fischmal als Vorlage in diesem Bereich aufzuweiten.

Das bestehende Schöpfwerk Sondernheim-Nord sollte durch einen leistungsstärkeren Neubau ersetzt werden.

Das Schöpfwerk Sondernheim-Süd sollte so umgebaut werden, dass eine Flutung des Reserveraumes schadensfrei möglich ist, bzw. nach Bestandsanalyse ggf. neu gebaut werden.

Bei allen anderen Schöpfwerken handelt es sich um Einrichtungen, die ausschließlich beim Betrieb des Reserveraumes eingesetzt werden. Hier waren teilmobile Einrichtungen in Erwägung gezogen worden, die jedoch im öff. Beteiligungsprozess als kritisch bewertet wurden und nunmehr im Zuge der dazu noch laufenden Planungen noch im Detail betrachtet werden müssen.

4.4 Anpassung Binnenentwässerung im derzeitigen Planungsstand

Wie bereits erläutert wird im Interesse der Betriebssicherheit versucht, die Anzahl der Schöpfwerke zu minimieren. Hierzu sind folgende Maßnahmen vorgesehen:

- die Verbesserung des Hochwasserschutzes von Leimersheim durch den Bau des Hochwasserabschlags vom Erlenbach zum Otterbach (s. Kapitel 2 des Heft 2)
- die Wiederherstellung der hydraulischen Leistungsfähigkeit im Zulaufbereich des Fischmals (Kapitel 3 des Heft 2)
- die Verbesserung des Hochwasserschutzes von Neupotz (Kapitel 4 des Heft 2),
- die Umgestaltung des Otterbaches innerhalb der Ortslage Leimersheim zwischen Fischmal und Erlenbachmündung (Kapitel 5 des Heft 2)
- der Rückbau / Neubau des bestehenden Schöpfwerkes Leimersheim mit einer Leistungserhöhung von 6 auf 14 m³/s (Kapitel 2.1 des Heft 2),

Zusätzlich sind im Rahmen des laufenden Planungsprozesses noch folgende Änderungen vorgesehen, welche jedoch derzeit – ohne Einfluss auf die Maßnahmen dieser vorgezogenen Projektbestandteile – noch diskutiert und optimiert werden und erst mit dem Hauptantrag für den Reserveraum konkret beantragt werden:

- Die Nutzung/Ausbau eines alten Verbindungsgrabens zwischen Scheidbach und Rottenbach im Oberwald östlich Kuhhardt, Anbindung des Scheidbaches an das Schöpfwerk Klingbach und Verzicht auf das mobile Schöpfwerk am Scheidbach.
 - Den Bau eines Verbindungsgrabens zwischen den Entwässerungsgräben südlich des Reserveraums zum Michelsbach, hierdurch entfallen 2 mobile Pumpwerke.
 - Daneben werden zur Verbesserung der hydraulischen Funktion des Gewässersystems verschiedene Gräben ausgebaut bzw. neue Gräben gebaut (s. Abbildung 11).
 - Auf das Pumpwerk am Michelsbach kann verzichtet werden, da die Leistungserhöhung in Leimersheim die Binnenentwässerung sicherstellt.
-

-
- In der Spiegelbachniederung ist ein Objektschutz für die bestehende Bebauung vorgesehen, wodurch bereits derzeit ab HQ10 bestehende Probleme gelöst werden. Auf das Schöpfwerk am Spiegelbach kann verzichtet werden, statt dessen ist ein Ausbau der Wasserableitung nach Süden zum Schöpfwerk Klingbach mit entsprechender Leistungserhöhung (Gesamtleistung rd. 11,2 m³/s) vorgesehen.
 - Das Schöpfwerk Sondernheim Nord wird erneuert und die Leistung um rd. 0,5 m³/s erhöht.
 - Das Schöpfwerk Sondernheim Süd wird erneuert, die erforderliche Leistung wird aktuell unter Berücksichtigung des zukünftigen Verbundbetriebs der Schöpfwerke Leimersheim, Klingbach und Sondernheim Süd untersucht. Der zukünftige Betrieb wird mit der Planung des Reserveraums beantragt.
 - Das Schöpfwerk in Leimersheim wird erneuert, die erforderliche Leistung beträgt hierbei maximal 14 m³/s (Erhöhung im Vergleich zur Bestandssituation von 7,4 m³/s)
 - Am Brandgraben ist ein Schöpfwerk mit einer Leistung von 0,5 m³/s vorgesehen.
-

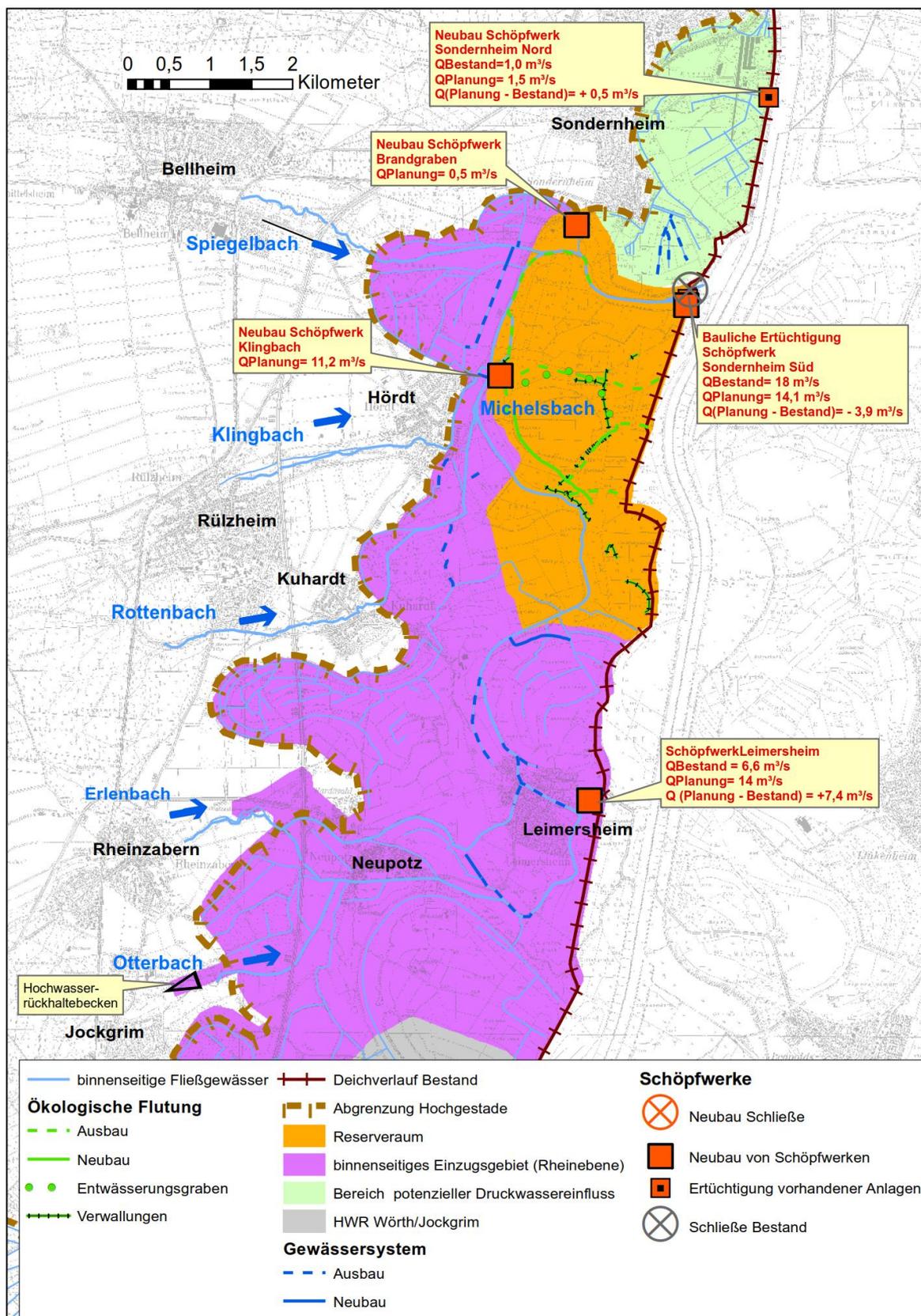


Abbildung 11 Optimierte Anpassung der Binnenentwässerung

Im Einsatzfall ergeben sich folglich zusätzlich zu den bestehenden Standorten Leimersheim und Sondernheim-Nord zwei zusätzliche Schöpfwerke. Die installierte Leistung liegt mit 25,7 m³/s rund 8,3 m³/s unter dem Vorschlag zum Zeitpunkt der Raumordnung.

Die Auswirkungen der beantragten Maßnahmen auf die Wasserspiegellagen bei MQ, HQ25 und HQ100 zeigen die Längsschnitte für den Erlenbach (B-2.2-2.1), den Otterbach/Michelsbach (B-2.3-2-1 und B-2.5-2-1) sowie den Hochwasserabschlag vom Erlenbach zum Otterbach (B-2.2-2-2). Eine flächenhafte Darstellung der Differenzwasserstände kann Plan B-4.1 und B-4.2 entnommen werden.

Wie aus den Anlagen B-4.1 und B-4.2 ersichtlich ist, ergeben sich im Untersuchungsgebiet keine Aufspiegelungen gegenüber dem Bestand bei einem HQ100 Ereignis. Im Fall eines HQ25 Ereignis kommt es oberstrom des Durchlassbauwerks unter der L 549 zu einer Aufspiegelung sowie unterhalb des Durchlasses zu einer Absenkung des Wasserspiegels gegenüber dem Bestand. Die dem Ruppertsgraben umliegenden Flächen werden zukünftig, im Zuge der wasserwirtschaftlichen Maßnahmen des Rückhalteriums Wörth/Jockgrim, teilweise als Ausgleichsflächen (Grünland) genutzt. In der Ausführungsplanung wird deshalb geprüft werden inwiefern landwirtschaftlich genutzte Bereiche durch diese Aufspiegelung und Absenkung betroffen sind. Um diese ggf. zu kompensieren, kann eine Aufweitung der geplanten Drossel oberhalb des HQ10 Wasserspiegels (99,81 mNHN) und somit eine Erhöhung des Abflusses bei HQ25 bei der geplanten Bauwerkskonstruktion umgesetzt werden. Nach Festlegung der endgültigen Höhenkote der Überlaufschwelle am Erlenbach wird in der Ausführungsplanung die Drosselgeometrie final festgelegt.

Die vorgestellte Lösung ist folglich hinsichtlich ihrer hydraulischen Wirkung gleichwertig zum raumordnerischen Vorschlag, weist aber aufgrund der deutlich geringeren Anzahl an Betriebspunkten eine wesentlich bessere Betriebssicherheit auf.

5 Analytische Berechnungen

Die Dimensionierung der Bauwerke erfolgt im Folgenden analytisch. Als Eingangswerte für die Berechnung (Wasserspiegellagen, Fließgeschwindigkeiten) dienen hierbei die Ergebnisse der numerischen Modellberechnung.

Die Kapitelangaben sowie Verweise auf Bauwerkspläne beziehen sich jeweils auf das Heft 2 des vorliegenden Antrags sowie die zugehörigen Plananlagen.

5.1 Überfallschwelle zur Hochwasserentlastung am Erlenbach (Kapitel 2 Heft 2)

Die Überfallschwelle wird ca. bei Erlenbach Fl.km 1+200 vorgesehen, ca. 900 m oberstrom der Ortslage Leimersheim. Der Nachweis der benötigten Schwellenlänge ist wie folgt:

Oberkante Schwelle:	$w =$	100,55 mNHN (entspricht MQ-Wasserspiegellage)
Wasserspiegel:	$h_u =$	100,65 mNHN (entspricht Wasserspiegellage bei rd. 1 m ³ /s)
Überfallhöhe:	$h_{\ddot{u}} =$	100,65 mNHN – 100,55 mNHN = 0,1 m
Abfluss oberstrom	$Q_o =$	2,80 m ³ /s (vgl. Heft 2 Kapitel 2)
Abfluss unterstrom	$Q_u =$	1,00 m ³ /s (vgl. Heft 2 Kapitel 2)
Bemessungsabfluss	$Q =$	2,80 m ³ /s – 1,0 m ³ /s = 1,80 m ³ /s
Überfallbeiwert	$\mu =$	0,75 (Seite 13.34 in [6])
Abminderungsfaktor	$\sigma =$	0,95 (bei konstantem Gerinnequerschnitt [7])

Die Länge der Überfallschwelle wird nach Bollrich [7] berechnet:

$$Q = \sigma \cdot \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot l \cdot h_{\ddot{u}}^{3/2}$$

Nach der Länge l umgestellt, lautet die Gleichung:

$$l = \frac{Q}{\sigma \cdot \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h_{\ddot{u}}^{3/2}}$$

Eingesetzt mit den oben aufgeführten Werten ergibt sich:

$$l = \frac{1,80}{0,95 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,75 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 0,1^{3/2}} \approx 27,1 \text{ m}$$

5.2 Durchlassbauwerk Ruppertsgraben an der L549 (Kapitel 2 Heft 2)

Das Drosselbauwerk wird für einen $HQ_{10, \text{Bestand}}$ mit rd. $0,55 \text{ m}^3/\text{s}$ bemessen.

Die Wasserspiegellage (Oberwasser) bei $HQ_{10, \text{Bestand}}$ beträgt rd. $99,81 \text{ mNHN}^2$. Dieser Wasserspiegel soll mit Hilfe einer Überfallschwelle gehalten werden. Die Sohlage beträgt ca. $98,44 \text{ mNHN}$ [8].

Der Rückstau vom Otterbach bei einem HQ_{10} ergibt eine Wasserspiegellage bei $99,24 \text{ mNHN}^2$. Es wird der Ansatz eines unvollkommenen Ausflusses unter einem Schütz gewählt nach [6] Seite 13.38.

$$Q = c \cdot \mu \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

mit

Ausgangsabfluss	Q =	$0,55 \text{ m}^3/\text{s}$
oberer Wasserspiegel	h =	$99,81 \text{ mNHN} - 98,44 \text{ mNHN} = 1,37 \text{ m}$
unterer Wasserspiegel	$h_u =$	$99,24 \text{ mNHN} - 98,44 \text{ mNHN} = 0,84 \text{ m}$
Fallbeschleunigung	g =	$9,81 \text{ m/s}^2$
Höhe Schützöffnung	a =	$0,4 \text{ m}$ (angenommen)
Abflussbeiwert	$\mu =$	$0,578$ (aus Tabelle aus [6] Seite 13.38)
Abminderungsfaktor	c =	1 (aus Diagramm aus [6] Seite 13.38)

Die Breite der Schützöffnung b wird wie folgt ermittelt

$$b = \frac{Q}{c \cdot \mu \cdot a \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}} = \frac{0,55}{1 \cdot 0,578 \cdot 0,4 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1,37}} \approx 0,46 \text{ m}$$

Die Schützöffnung wird definiert mit einer Höhe von $0,4 \text{ m}$ und einer Breite von $0,46 \text{ m}$.

Die HQ_{100} Wasserspiegellage ergibt sich im Bestand oberstrom des Durchlasses zu $100,27 \text{ mNHN}$. Der Rückstau vom Otterbach bei einem HQ_{100} ergibt eine Wasserspiegellage bei $99,67 \text{ mNHN}^2$. Die Wassertiefe unterstrom des Schützes beträgt damit rd. $1,42 \text{ m}$.

Es wird der Ansatz eines unvollkommenen Ausflusses unter einem Schütz gewählt nach [6] Seite 13.38.

$$Q = c \cdot \mu \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

mit

oberer Wasserspiegel	h =	$100,27 \text{ mNHN} - 98,44 \text{ mNHN} = 1,83 \text{ m}$
unterer Wasserspiegel	$h_u =$	$99,67 \text{ mNHN} - 98,44 \text{ mNHN} = 1,23 \text{ m}$
Fallbeschleunigung	g =	$9,81 \text{ m/s}^2$
Höhe Schützöffnung	a =	$0,4 \text{ m}$

² aus hydraulischen Berechnungen, BCE, Juni 2012

Abflussbeiwert	$\mu =$	0,586 (aus Tabelle aus [6] Seite 13.38)
Abminderungsfaktor	$c =$	1 (aus Diagramm aus [6] Seite 13.38)

Der Durchfluss bei einem HQ₁₀₀ Ereignis wird wie folgt ermittelt:

$$Q = 1 \cdot 0,586 \cdot 0,4 \cdot 0,46 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1,83} \approx 0,65 \text{ m}^3/\text{s}$$

Zieht man diesen Abfluss vom Bemessungsabfluss HQ_{100, Planung} = 1,80 m³/s ab, erhält man den Abfluss, der über die Überfallschwelle abgeführt werden muss, in Höhe von 1,15 m³/s.

Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen zeigen, dass es im HQ25 zu einer Aufspiegelung oberstrom des Durchlassbauwerkes kommt. Um dies entgegenzuwirken, wird die Überfallschwelle nicht durchgängig horizontal sondern segmentweise auf verschiedenen Höhen angeordnet. Die Gesamtbreite ergibt sich zu 2,65 m. Hierbei liegen 2,30 m auf einer Höhe von 99,93 mNHN (Abschnitt 1) und die verbleibenden 0,35 m auf einer Höhe von 99,95 mNHN (Abschnitt 2). Der Nachweis, dass die Schwelle im HQ100 Fall 1,15 m³/s abführt ist wie folgt:

Unter Verwendung der der Überfallformel von Poleni gemäß [6] Seite 13.33:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h_{\ddot{u}}^{3/2}$$

Und den Eingangsparametern:

Abfluss HQ100	$Q =$	1,15 m ³ /s
Überfallbeiwert	$\mu =$	0,75 (Seite 13.34 in [6])
Fallbeschleunigung	$g =$	9,81 m/s ²
Überfallhöhe Abschnitt 1	$h_{\ddot{u}} =$	100,27 mNHN – 99,95 mNHN = 0,32 m
Überfallhöhe Abschnitt 2	$h_{\ddot{u}} =$	100,27 mNHN – 99,93 mNHN = 0,34 m

Berechnet sich der Durchfluss zu:

$$Q \text{ Abschnitt 1} = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h_{\ddot{u}}^{3/2} = \frac{2}{3} \cdot 0,75 \cdot 2,30 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 0,34^{3/2} \approx \mathbf{1,01 \text{ m}^3/\text{s}}$$

$$Q \text{ Abschnitt 2} = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h_{\ddot{u}}^{3/2} = \frac{2}{3} \cdot 0,75 \cdot 0,35 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 0,32^{3/2} \approx \mathbf{0,14 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Über die gesamte Schwelle kann der notwendig Abfluss von 1,15 m³/s bei einem HQ100 abgeführt werden. Im Vergleich zu der einfachen horizontalen Ausbildung kann durch den baulichen geringen Mehraufwand der Abfluss für das HQ25 Ereignis um rd. 0,36 m³/s erhöht werden. Dies

führt zu einer geringeren Aufspiegelung als im Längsschnitt (B-2.2-2-1) dargestellt. Die genaue Dimensionierung der Drossel erfolgt in der Ausführungsplanung (nach der Verifizierung der Höhenkote der Überlaufschwelle am Erlenbach). Je nach Anpassung dieser Höhe verändert sich der abzuführende Abfluss. Der Nachweis erfolgt bei der finalen Festlegung der Geometrien mittels numerischen Modell.

Der Straßendurchlass berechnet sich über Manning-Strickler-Gleichung wie folgt:

$$Q = k_{st} \cdot \sqrt{I_s} \cdot r_{hy}^{2/3} \cdot A$$

mit

Bemessungsabfluss	$Q =$	1,80 m ³ /s
Rauheitsbeiwert, Sohle	$k_{st} =$	25 m ^{1/3} /s ³
Rauheitsbeiwert, Wände	$k_{st} =$	80 m ^{1/3} /s ³
Mittlerer K_{st} -Wert	$k_{st} =$	$\frac{l_u^{2/3}}{(\sum \frac{l_{ui}}{k_{st_i}^{3/2}})^{2/3}}$
Sohlgefälle	$I_s =$	0,0013 (aus Längsschnitt Ruppertsgraben)
Höhe	$h_{Durchlass} =$	1,45 m
	$h_{Durchfluss} =$	1,15 m
hydraulischer Radius:	$r_{hy} =$	A/U
Fließquerschnitt	$A =$	b · h
benetzter Umfang	$U =$	b + 2·h

Damit ergibt sich ein möglicher Abfluss, unter Annahme eines teilgefüllten Durchlasses (rd. 30 cm Abstand zwischen WSP und Durchlass) in Höhe von

$$Q = 36,9 \cdot \sqrt{0,0013} \cdot 0,533^{2/3} \cdot 2,29 \approx 2,00 \text{ m}^3/\text{s}$$

Der Abfluss kann mit den ausgewählten Maßen, auch unter auftretender Verkräutung bzw. Sedimentation sicher abgeführt werden. Die konstruktive Gestaltung des Durchlasses kann Plan B-2.2-5-2 entnommen werden.

³ <http://www.psw-knauf.de/download/Gewaesser-Rauheiten.pdf>

5.3 Bemessung der Buhnenblocksteine im Otterbach südlich des Fischmals (Kapitel 3, Heft 2)

Im Folgenden wird der Nachweis der Lagestabilität der Buhnenblocksteine im Otterbach im Bereich südlich des Fischmals erbracht.

Die Buhnen werden so dimensioniert, dass sie bei HQ_{100} standsicher in der Sohle liegen bleiben. Im HQ_{100} Fall werden die Buhnen rd. 2,30 m überströmt. Die Fließgeschwindigkeiten sind im Hochwasserfall mit maximal 1,5 m/s relativ gering.

Der Nachweis der Riegelsteine erfolgt anhand der Gleichgewichtsbetrachtung am Einzelstein. Wird ein in eine Packlage eingebundener Einzelstein betrachtet und angenommen, dass nur der obere Bereich der Steinfläche dem Strömungsdruck ausgesetzt ist, ergibt sich folgender Sachverhalt:

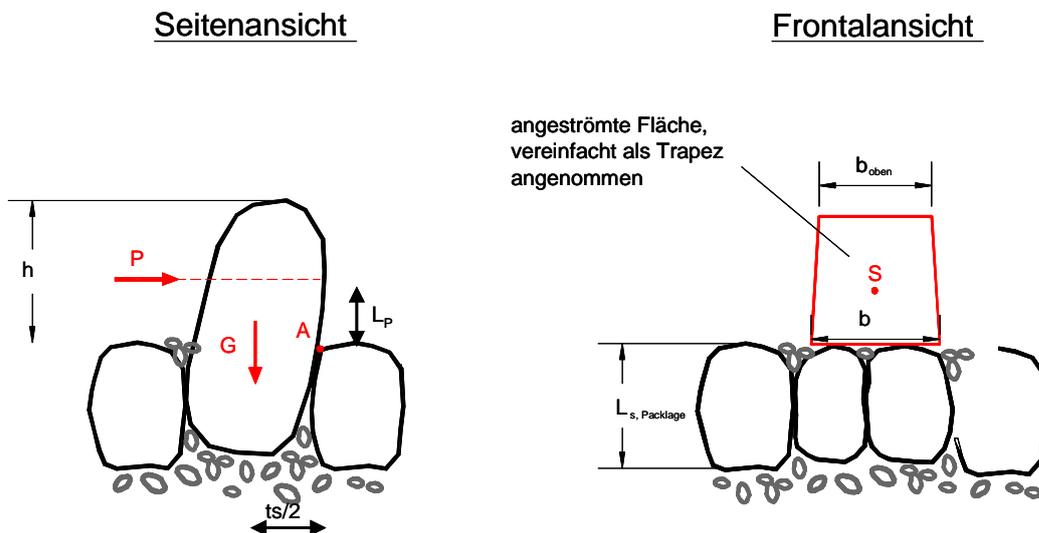


Abbildung 12: Angreifende Kräfte am Einzelstein aus [9]

h	Anströmungshöhe in m
P	angreifende Strömungskräfte in N
G	Gewichtskraft des Riegelsteins in N
t_s	Tiefe des Riegelsteins in m
L_G	Hebelarm der Gewichtskraft in m
L_P	Hebelarm der Strömungskräfte in m
A	Drehpunkt Momentenbilanz
S	Schwerpunkt des angeströmten Riegelsteins (Trapez)
b_{oben}	obere Breite des Riegelsteins m
b	Breite des Riegelsteins in m
$L_{s, \text{Packlage}}$	durchschnittliche Länge der Packlage
$L_{s, \text{Riegelsteine}}$	durchschnittliche Länge des Riegelsteins

Die Gleichgewichtsbetrachtung zwischen angreifenden Kräften und Eigengewicht ergibt sich um den Drehpunkt A zu:

$$P \cdot L_P = G \cdot L_G$$

Wobei sich die angreifende Strömungskraft wie folgt berechnet:

$$P = c_w \cdot \rho_w \cdot \frac{1}{2} \cdot A \cdot v_{\text{krit}}^2$$

c_w Widerstandsbeiwert (ca. 1,5)

A angeströmte Fläche in m²

Die haltenden Kräfte ergeben sich aus dem Eigengewicht des Steins:

$$G = (\rho_s - \rho_w) \cdot V \cdot g$$

V Steinvolumen in m³

Der Standsicherheitsfaktor beträgt somit:

$$\eta = \frac{G \cdot L_G}{P \cdot L_P}$$

Um eine ausreichende Einbindung der Riegelsteine in die geplante Sohle zu gewährleisten, wird bei den geringen Bühnenhöhen von 15 cm die Riegelsteinhöhe relativ flach mit rd. 0,25 m ausgebildet. Die mittlere Breite b des Steins beträgt ca. 0,50 m. Die Länge eines Bühnenlenkblocksteins wird mit 0,5 m festgelegt. Bei Ansatz der kritischen Geschwindigkeit (Die kritische Fließgeschwindigkeit entspricht näherungsweise der Fließgeschwindigkeit bei Grenzabfluss bzw. Grenztiefe über dem Kronenriegel bei einem HQ₁₀₀) zu 1,5 m/s und einer Rohdichte von 2,00 t/m³ ergibt sich ein Sicherheitsbeiwert von:

$$\eta = \frac{G \cdot L_G}{P \cdot L_P} = 1,20$$

Bei dieser Berechnung ist zu berücksichtigen, dass hier die tatsächlich vorhandene Einspannung der Riegelsteine in der Packlage außer Acht gelassen wurde. Die tatsächlich vorhandene Standsicherheit ist demnach größer, die Betrachtung liegt somit auf der sicheren Seite. Die Berechnungen können Anlage A-4.2 entnommen werden und lassen sich wie folgt zusammenfassen:

$$\eta_A = 1,20 > 1$$

Gewählte Buhnenblocksteine:

$$L_B = 0,25 \text{ m}$$

$$b_B = 0,50 \text{ m}$$

$$H_B = 0,15 \text{ m}$$

Eine Kolsicherung wird nicht vorgesehen. Zur gegenseitigen Lagestabilisierung werden mind. 3 Steine in Reihe gesetzt, wobei die in Fließrichtung folgenden Steine tiefer in die Sohle eingebunden werden.

Der Aufbau des Buhnenkörpers kann in der Ausführungsplanung noch variabel ausgearbeitet werden. Die Buhnenwurzel wird außerdem in die Böschung bis auf die Höhe von Mittelwasser (rd. 97,70 mNHN) eingebunden. Der zu erwartende Kolk hinter der Buhne wird rechnerisch auf 0,5 m tiefe abgeschätzt, die Länge des sich ausbildenden Kolkes liegt bei rd. 2,0 bis 2,5 m.

5.4 Bemessung der Buhnenblocksteine im Otterbach Bereiche Leimersheim (Kapitel 5, Heft 2)

Die Auslegung der Lenkbuhnen im Bereich der Ortslage Otterbach erfolgt analog zu Kapitel 5.4. Die Kenndaten können der folgenden Tabelle entnommen werden:

Tabelle 13: Gewässerkenndaten Planung Otterbach Ortslage Leimersheim

Gewässerkenndaten (Otterbach Ortslage Leimersheim)	
HQ ₁₀₀	99,39 mNHN
NW	97,22 mNHN
Sohlbreite	rd. 5 m
Sohlhöhe Planung	96,99 bis 96,40 mNHN
Lenkbuhnen	
Abstand der Buhnen	rd. 8 m
Höhe der Buhnen oberhalb der Sohle	rd. 30 cm (ca. 29 cm Überströmung bei NW)
Buhnenlänge	rd. 1,5 bis 1,7 m
Hydraulische Wirkung	
Kolktiefe	rd. 0,6 m
Kolklänge	rd. 3,5 bis 4,5 m

Der gewählte Buhnenkörper besteht aus flächig auf Lücke gesetzten Wasserbausteinen. Diese bilden nach dem Einspülen von Gewässersedimenten eine Struktur ähnlich einer Kiesrausche. Der Aufbau der Setzsteine erfolgt analog zu den Angaben in Kapitel 5.4. Die Länge des Buhnen-

steinblocks erhöht sich jedoch von 0,25 m auf 0,4 m. Die Steine können somit mind. 10 cm in die Sohle eingebunden werden. Der Sicherheitsbeiwert ergibt sich zu $\eta = 1,41$.

Die Ergebnisse können wie folgt zusammengefasst werden:

$$\eta_A = 1,41 > 1$$

Gewählte Buhnenblocksteine:

$$L_B = 0,40 \text{ m}$$

$$b_B = 0,50 \text{ m}$$

$$H_B = 0,30 \text{ m}$$

5.5 Sohlschwelle im Otterbach in der Ortslage Leimersheim - Bemessung der Steinschüttung (Kapitel 5, Heft 2)

Im Folgend wird die Sohlgleite im Otterbach in der Ortslage Leimersheim bemessen. Die größte Belastung stellt sich hierbei bei Hochwasser ein. Als Bemessungsabfluss wird daher das HQ_{100} verwendet. Die Rohdichte der Steinschüttungen wird mit 2.000 kg/m^3 angesetzt.

Die Steinschüttung wird nach den beiden in [DWA Themen Naturnahe Sohlgleiten] empfohlenen Verfahren bemessen:

- Verfahren nach PALT UND DITTRICH
- Verfahren nach HARTUNG UND SCHEUERLEIN

Bei dem Stabilitätsnachweis nach PALT UND DITTRICH berechnet sich der repräsentative Steindurchmesser in Metern zu:

$$d_s = \left[\frac{q_{krit} \cdot I_G^{1,25}}{0,093 \cdot \sqrt{\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \cdot g}} \right]^{2/3}$$

mit:

q_{krit} kritischer spezifischer Abfluss [$\text{m}^3/(\text{ms})$] = $Q_{\max, \text{Umgehung}}/b$

b Gewässerbreite

ρ_w Rohdichte Wasser [kg/m^3]

ρ_s Rohdichte Steinschüttung [kg/m^3]

Der Nachweis nach HARTUNG UND SCHEUERLEIN wird über die kritische Geschwindigkeit geführt:

$$d_s = \frac{\left(\frac{v_{krit}}{1,2}\right)^2}{2 \cdot g \cdot \left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}\right) \cdot \cos \alpha}$$

mit:

α Sohlneigungswinkel

v_{krit} kritische Fließgeschwindigkeit bei $Q_{max,Umgehung}$ [m/s]

Die kritische Fließgeschwindigkeit entspricht näherungsweise der Fließgeschwindigkeit bei Grenzabfluss bzw. Grenztiefe über dem Kronenriegel bei $Q_{max,Umgehung}$.

Die Kantenlänge L_s der Setzsteine ergibt sich für beide Verfahren nach:

$$L_s = 1,6 \cdot d_s$$

In der folgenden Tabelle sind die Bemessungswerte zusammengefasst:

Tabelle 14: Bemessungsergebnisse Packlage

Kennwerte	Hartung/Scheuerlein	Palt & Dittrich
HQ ₁₀₀	4,7 m ³ /s	4,7 m ³ /s
q _{krit}	0,35 m ³ /(m s)	0,35 m ³ /(m s)
v _{krit}	1,5 m/s	1,5 m/s
d _s	0,08 m	0,07 m
L _s	0,13 m	0,11 m

Gewählt wird eine Steinschüttung mit Wasserbausteinen der Klasse CP 45/125 und einer Schüttdicke von min 2d_s. Die Rohdichte der Steine muss hierbei mindestens 2.000 kg/m³ betragen.

Zur Herstellung des geplanten Sohlgefälles wird der Bereich zwischen Wasserbausteinen und Abgrabungsbereich der Sohle mit Sand und Kies mit Körnung 0/45 verfüllt.

Zum Nachweis der Erosionssicherheit sind gemäß [DWA Themen Naturnahe Sohlgleiten] folgende Filterkriterien zu erfüllen:

$$\frac{d_{15,F}}{d_{15,B}} > 5$$

$$\frac{d_{15,F}}{d_{85,B}} \leq 5$$

$$\frac{d_{50,F}}{d_{50,B}} \leq 25$$

mit:

$d_{x,F}$ Korndurchmesser des Filters (gröberes Material) bei x % Siebdurchgang

$d_{x,B}$ Korndurchmesser der Basis (feineres Material) bei x % Siebdurchgang

Diese müssen im vorliegenden Fall zwischen Packlage und vorhandenem Sohlmaterial eingehalten werden. Die jeweils untere Schicht entspricht hierbei dem Basiserdstoff (Index b). Die verwendete Steinklasse CP 45/125 (Filter) nach DIN EN 13383 (ohne Anforderung an das durchschnittliche Steingewicht) entspricht Klasse 0 (TLW 2003).

Zum aktuellen Zeitpunkt liegen noch keine Ergebnisse aus Bodenuntersuchungen in Form von Kornverteilungen aus der Sohle des Otterbaches vor, für die die Filterstabilität nachgewiesen werden kann. Bei der Annahme einer kiesigen Sohle, kann jedoch für die gängigen Kiesgemische der Körnungen 0/32, 0/45 und 0/56 die Filterstabilität nicht eingehalten werden (vgl. Anlage A-4.3). Daher ist, um die Filterstabilität sicherzustellen, unter den Wasserbausteinen ein Vlies einzubauen. Mittels des Filtervlieses soll eine Verfrachtung von feineren Kornfraktionen aus oder in den Rampenaufbau vermieden werden.

Für das unterstrom eingebrachte Sohlsubstrat aus 0/45 Kies kann jedoch angenommen werden, dass die Filterstabilität zwischen Gewässersohle und dem eingebrachten Kies gegeben ist.

6 Zusammenfassung

Der obenstehend dokumentierte Planungsstand zur Anpassung der Binnenentwässerung der Hördter Rheinaue konkretisiert die Anforderungen aus dem raumordnerischen Entscheid, in dem zusätzlich ergänzende Fragestellungen wie der Hochwasserschutz der Ortslagen Leimersheim und Neupotz sowie die innerörtliche Entwicklung des Otterbaches in Leimersheim mit aufgenommen wurden. Diese Maßnahmen sind für die Akzeptanz des Vorhabens in der Region von großer Bedeutung.

Die vorliegenden Nachweise belegen, dass es sowohl im Dauerbetrieb (ohne Einsatz Reserveraum) als auch im Einsatzfall zu keinen Verschlechterungen im hydraulischen System kommt.

Der Antragssteller:
Speyer, im März 2018
Struktur- und Genehmigungsdirektion
Süd

Planverfasser:
Speyer, im März 2018
Björnsen Beratende Ingenieure GmbH

Dipl.-Ing. W. Koch

Dr.-Ing. M. Probst



RESERVERAUM FÜR EXTREMHOCHWASSER HÖRDTER RHEINAUE

Vorgezogene Maßnahmen:

**Neubau des Schöpfwerks Leimersheim/
Maßnahmen zur Anpassung der
Binnenentwässerung südlich des
Reserveraums**

Anlage A-4.1

Erläuterungen zu den Schöpfwerken

März 2018

Antragsteller:

Struktur- und Genehmigungsdirektion Süd
Regionalstelle Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft u. Bodenschutz
Neustadt an der Weinstraße
Deichmeisterei / Neubaugruppe Hochwasserschutz

Bearbeiter:

Hyder Consulting GmbH / BCE

1 Schöpfwerk Leimersheim

1.1 Erläuterungen zum Pumpwerk

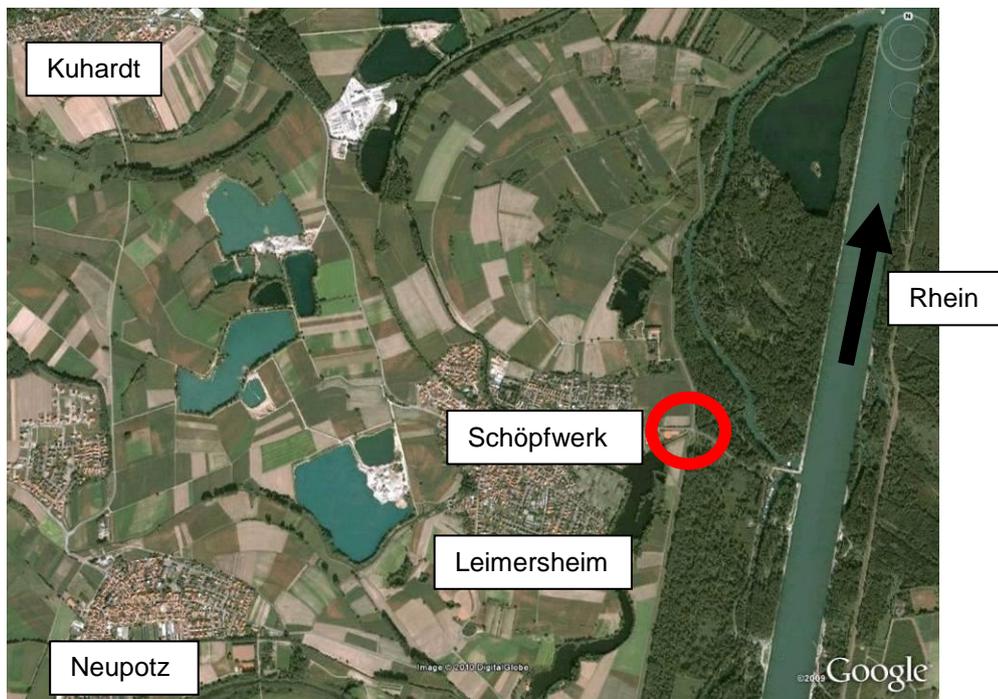


Schöpfwerk Leimersheim - Ansicht West



Schöpfwerk Leimersheim - Ansicht Südost

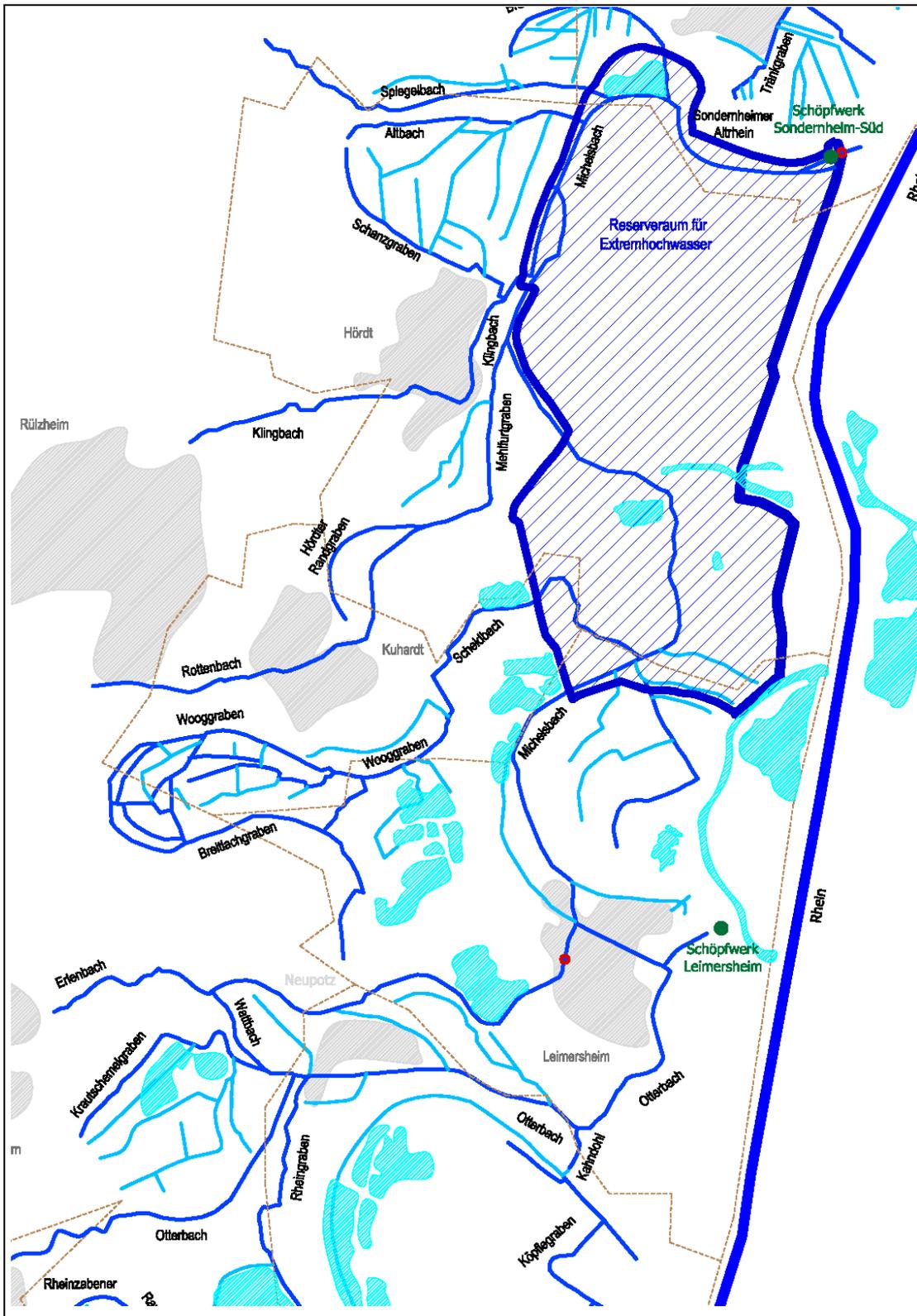
Das Schöpfwerk Leimersheim wurde 1931/32 erbaut. Der Betrieb des Schöpfwerks erfolgt in Verbindung mit dem Schöpfwerk Sondernheim-Süd. Das Schöpfwerk ist durch einen Verbindungskanal mit dem Fischmahl verbunden, welches vom Otterbach durchflossen wird und nördlich in den Michelsbach mündet. Der Michelsbach mündet beim Schöpfwerk Sondernheim-Süd durch eine Schleuse in den Rhein. Bei Hochwasser im Rhein wird der Freiauslauf am Schöpfwerk Sondernheim- Süd geschlossen und der Zufluss durch das Schöpfwerk Sondernheim-Süd in den Rhein gepumpt. Bei größeren Zuflußwassermengen wird das Schöpfwerk Leimersheim zusätzlich in Betrieb genommen.



Die Erfahrungen der vergangenen Betriebsjahre zeigen, dass für die Ortslagen Neupotz, Leimersheim und die in der Niederung liegenden Gewerbegebiete ein ausreichender Schutz gegen Binnenhochwasser besteht. Allerdings kommt es immer wieder zu erheblichem Qualmwasseraustritt in den tiefliegenden, vor allem landwirtschaftlich genutzten Flächen und zu hohen Grundwasserständen auch in den bebauten Gebieten.



Die Planunterlagen zum Schöpfwerk sind der Anlage 4 zu entnehmen.



○ Schließe

Abbildung: Systemplan der Zuflüsse

1.2 Dokumentation

1.2.1 Datenblatt

Eigentümer:	Land Rheinland-Pfalz
Betrieb und Unterhaltung:	Entwässerungsverband Obere Rheinniederung (EOR)
Lage:	Rhein-km 373,0
1931/1932	Bau des Schöpfwerks
1980	Instandsetzung der Pumpendruckleitungen
2001	Erneuerung der NSR-Technik Installation einer automatischen Rechenreinigungsanlage
2002	Erneuerung der Maschinenteknik (Pumpen) Bauliche Sanierung (Anstrich Außen und Innen)

Kennwerte des Schöpfwerks

Gesamteinzugsgebiet:	467 km ² (Arbeitet im Verbund mit dem Schöpfwerk Sondernheim-Süd)	
Pumpenanzahl:	2	
Pumpenart:		
Pumpe 1-2:	Propellerpumpe Fabrikat: KSB Typ:PEZ 1200	Q = 2,8 m ³ /s H = 4,50 m
Maximale hydraulische Leistung:	5,6 m ³ /s bei 4,50 m Förderhöhe	
Elektrische Leistung:	250 kW pro Pumpe	
Bemessungshochwasser:	103,55 m+NN	
Betriebswasserspiegel		
Pegelnulldpunkt:	94,59 m+NN	
Sommer:	98,20 m+NN	
Winter:	98,50 m+NN	

Betriebsplan:

Pumpe	Bauart	Q [m³/s]	H [m]	Leist ung [kW]	Einschaltart	Einscha lt- Wsp [m+NN]	Aussch alt- Wsp [m+NN]	Druck- leitung [mm]
Pumpe 1	Propeller- pumpe	2,80	4,53	250	automatisch	98,29 98,49	98,04 98,29	1400
Pumpe 2	Propeller- pumpe	2,80	4,53	250	automatisch	98,34 98,59	98,14 98,34	1400

2 Schöpfwerk Sondernheim - Süd

2.1 Erläuterungen zum Pumpwerk



Schöpfwerk Sondernheim - Süd - Zulaufseite

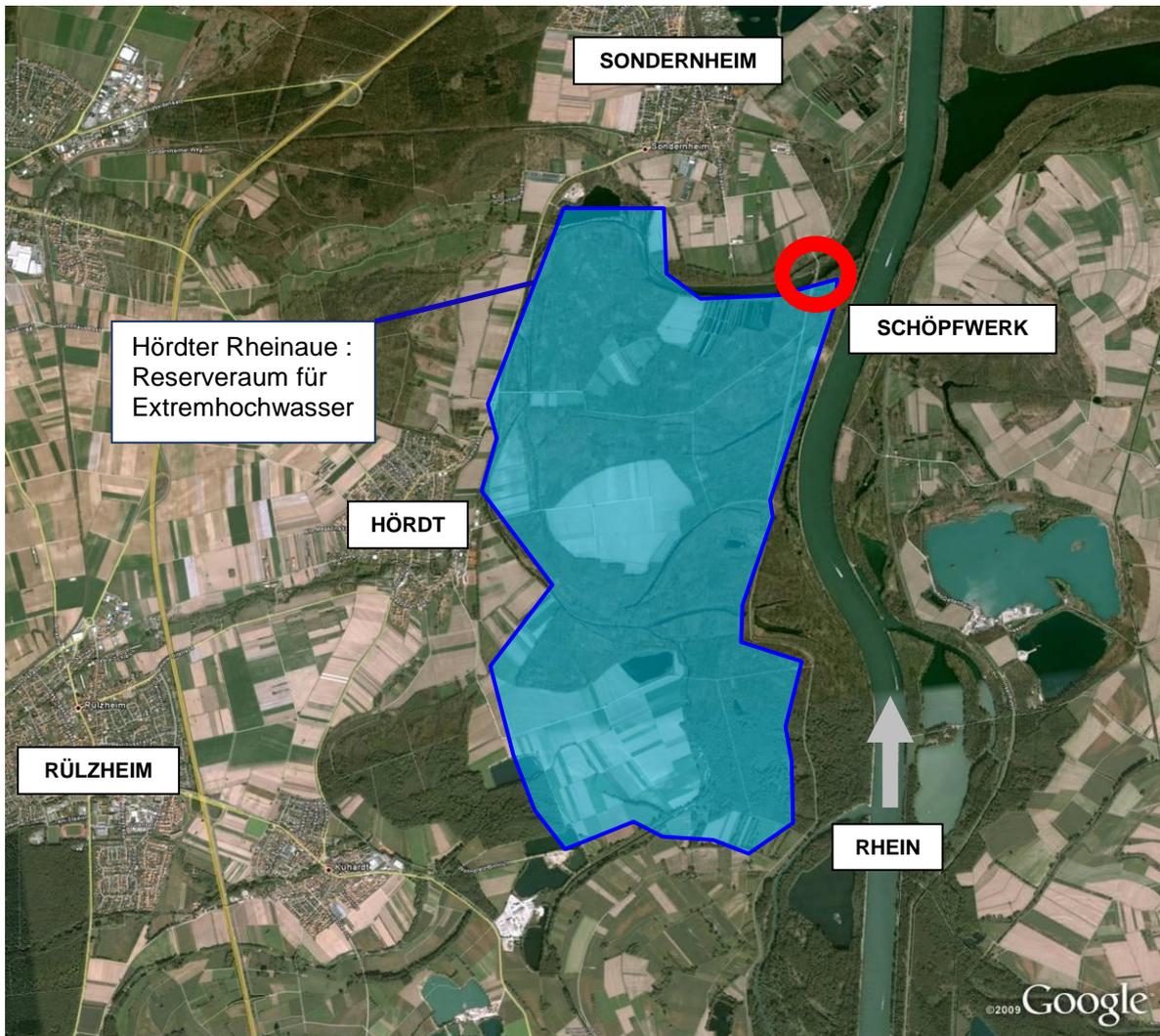


Schöpfwerk Sondernheim - Süd- Auslaufbauwerk

Das Gesamteinzugsgebiet des Schöpfwerks Sondernheim - Süd umfasst 467 km².

Das Schöpfwerk entwässert den Sondernheimer Altrhein, an den die Einzugsgebiete von Spiegelbach, Klingbach und Otterbach sowie das zugehörige Niederungsgebiet angeschlossen sind.

Das Schöpfwerk wurde im Jahr 1925 mit drei Pumpen in Betrieb genommen und im Jahr 1957 durch drei weitere Pumpen erweitert.

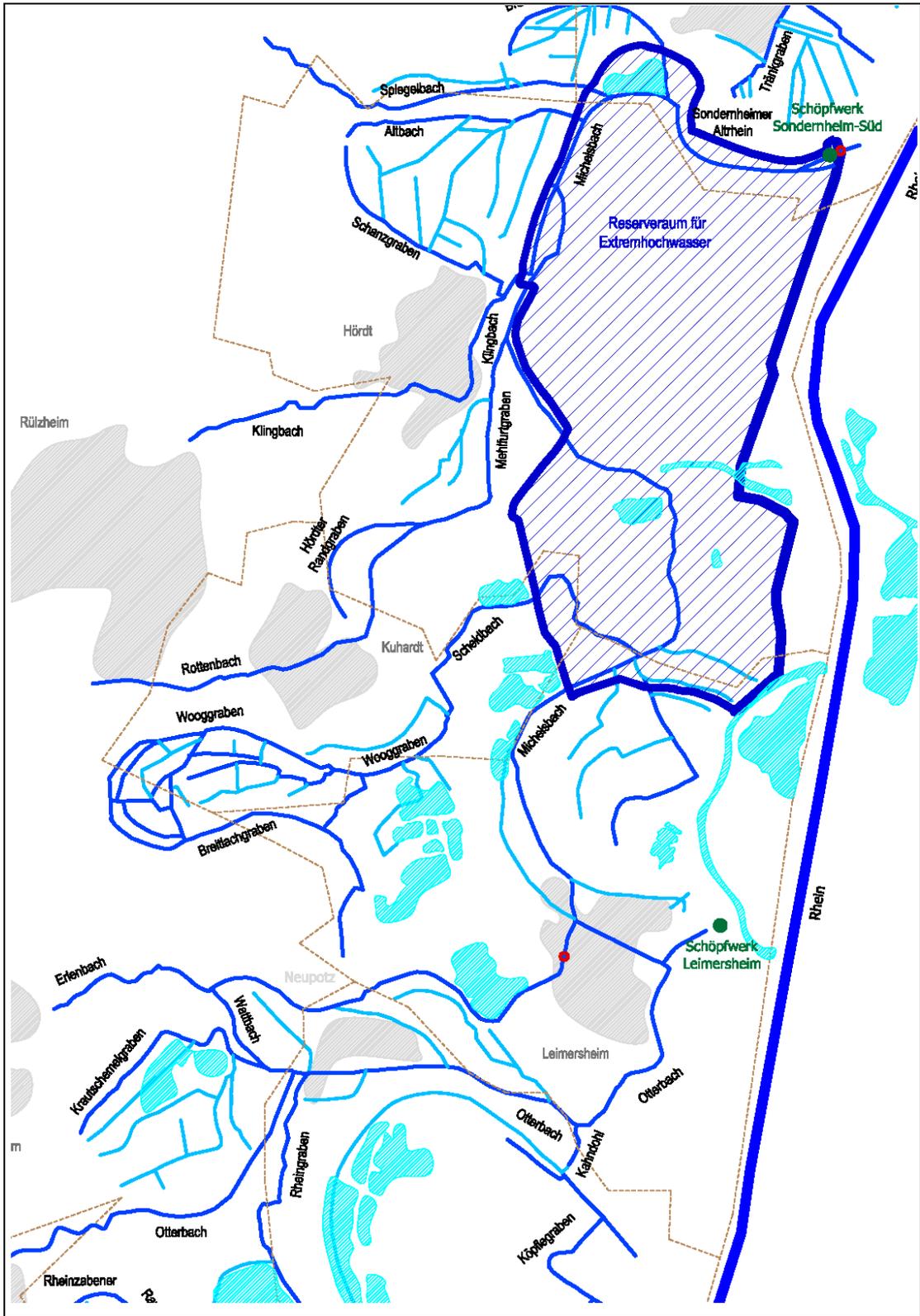


Zur Verbesserung des Hochwasserschutzes wurde im Hochwasserschutzkonzept der Rheinland-Pfälzischen Landesregierung die Nutzung der Hördter Rheinniederung als Reserveraum für Extremhochwasser vorgeschlagen. Bleibt das Schöpfwerk Sondernheim - Süd auch nach der Realisierung des Reserveraums als zentrales Hochwasserpumpwerk erhalten, ist das Schöpfwerk durch entsprechende Maßnahmen den neuen Bedingungen anzupassen. Das Schöpfwerk ist hochwassersicher umzubauen.

Die Umbaumaßnahmen zur Hochwassersicherheit sind in den Sanierungsmaßnahmen berücksichtigt.



Die Planunterlagen zum Schöpfwerk sind der Anlage 5 zu entnehmen.



○ Schließe

Abbildung: Systemplan der Zuflüsse

2.2 Dokumentation

2.2.1 Datenblatt

Eigentümer:	Land Rheinland-Pfalz
Betrieb und Unterhaltung:	Entwässerungsverband Obere Rheinniederung (EOR)
Lage:	Rhein-km 379,2
1925	Bau des Schöpfwerks
1957	Erweiterung des Schöpfwerks Verstärkerung mit 3 Pumpen (Diesel-Antrieb)
1965	Verstärkung eines Elektromotors
1995 bis 1999	Zufahrt Rechenanlage Teilautomatisierung Erneuerung 2 Dieselmotoren
2007	Erneuerung Elektrotechnik

Kennwerte des Schöpfwerks

Gesamteinzugsgebiet:	467 km ² (Arbeitet im Verbund mit dem Schöpfwerk Leimersheim)
Pumpenanzahl:	6
Pumpenart:	
Pumpe 1+3:	Fabrikat: Badtke AG E-Antrieb Q= 2,8 m ³ /s H= 1,0 m
Pumpe 2:	Fabrikat: Badtke AG E-Antrieb Q= 3,3 m ³ /s H= 1,0 m
Pumpe 4-6:	Fabrikat: Flender Diesel-Antrieb Q= 3,3 m ³ /s H0 1,0 m
Maximale hydraulische Leistung:	18,8 m ³ /s bei 1,0 m Förderhöhe 12,5 m ³ /s bei 3,5 m Förderhöhe
Elektrische Leistung:	
Pumpe 1+3:	132 kW
Pumpe 2:	150 kW
Pumpe 4-6:	110 kW
Bemessungshochwasser:	102,15 m+NN
Betriebswasserspiegel	
Pegelnulppunkt:	92,94 m+NN
Sommer:	97,54 m+NN
Winter:	97,74 m+NN

Betriebsplan:

Pumpe	Bauart	Q [m³/s]	H [m]	Leist ung [kW]	Einschaltart	Einscha lt- Wsp [m+NN]	Aussch alt- Wsp [m+NN]	Druck- leitung [mm]
Pumpe 1		2,80	1,00	132	automatisch	97,84	97,59	
Pumpe 2		2,80	1,00	150	automatisch	97,89	97,74	
Pumpe 3		3,30	1,00	132	automatisch	97,94	97,79	
Pumpe 4	Rohr- gehäuse- pumpe	3,30	1,00	110	automatisch	98,44	98,24	
Pumpe 5	Rohr- gehäuse- pumpe	3,30	1,00	110	automatisch	98,44	98,24	
Pumpe 6	Rohr- gehäuse- pumpe	3,30	1,00	110	automatisch	98,44	98,24	

3 Schöpfwerk Sondernheim - Nord

3.1 Erläuterungen zum Pumpwerk



Schöpfwerk Sondernheim- Nord - Ansicht West



Auslaufbauwerk - Schöpfwerk - Zulauf

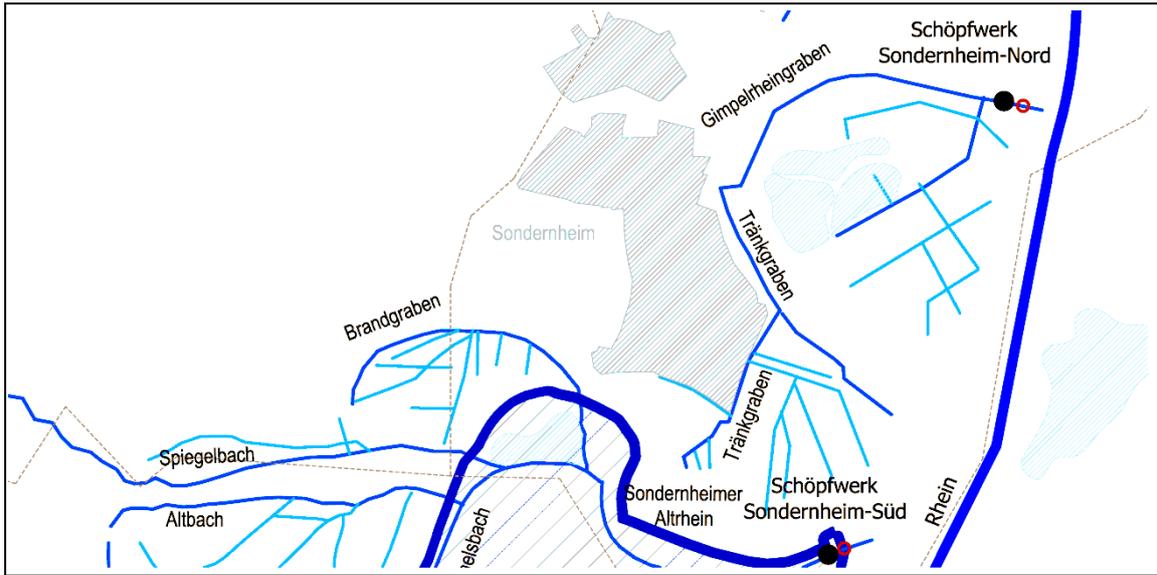
Das Einzugsgebiet des Schöpfwerks Sondernheim - Nord hat eine Größe von 8,35 km². Davon liegen 3,50 km² in der Rheinniederung.



Das Schöpfwerk Sondernheim - Nord wurde 1927/28 erbaut. Im Jahre 1986 wurde das Schöpfwerk auf den alten Grundmauern neu errichtet. Nach Auswertung der Betriebsdaten und entsprechenden Erfahrungen des Betreibers ist durch das Retentionsvermögen des zulaufenden Gewässersystems ein ausreichender Schutz gegen Binnenhochwasser vorhanden. Jedoch kommt es in den tiefliegenden, vor allem landwirtschaftlich genutzten Flächen, zu erheblichen Qualmwasseraustritten und lokalen Überstauungen.



Die Planunterlagen zum Schöpfwerk sind der Anlage 6 zu entnehmen.



○ Schließe

Abbildung: Systemplan der Zuflüsse

3.2 Dokumentation

3.2.1 Datenblatt

Eigentümer:	Land Rheinland-Pfalz
Betrieb und Unterhaltung:	Entwässerungsverband Obere Rheinniederung (EOR)
Lage:	Rhein-km 382,2
1927/28	Bau des Schöpfwerks
1986/87	Neubau auf den alten Grundmauern: Neubau des Gebäudes und der Spundwände
2006	Generalüberholung der Pumpe 2
2007	Erneuerung der E-Technik

Kennwerte des Schöpfwerks

Gesamteinzugsgebiet:	8,35 km ²
Pumpenanzahl:	2
Pumpenart:	
Pumpe 1-2:	Propellerpumpe Fabrikat: KSB Typ: PNW 500-500 B
	Q = 0,5 m ³ /s H = 3,5 m
Maximale hydraulische Leistung:	1,00 m ³ /s bei 3,5 m Förderhöhe 0,86 m ³ /s bei 4,6 m Förderhöhe
Elektrische Leistung:	32 kW pro Pumpe
Bemessungshochwasser:	101,45 m+NN
Betriebswasserspiegel	
Pegelnullpunkt:	92,30 m+NN
Sommer:	96,30 m+NN
Winter:	96,60 m+NN

Betriebsplan:

Pumpe	Bauart	Q [m³/s]	H [m]	Leist ung [kW]	Einschaltart	Einscha lt- Wsp [m+NN]	Aussch alt- Wsp [m+NN]	Druck- leitung [mm]
Pumpe 1	Propeller- pumpe	0,50	3,50	32	automatisch	96,45 96,60	96,55 96,65	800
Pumpe 2	Propeller- pumpe	0,50	3,50	32	automatisch	96,15 96,23	96,65 96,25	800



RESERVERAUM FÜR EXTREMHOCHWASSER HÖRDTER RHEINAUE

Vorgezogene Maßnahmen:

**Neubau des Schöpfwerks Leimersheim/
Maßnahmen zur Anpassung der
Binnenentwässerung südlich des
Reserveraums**

Anlage A-4.2

HYDRAULISCHE BERECHNUNG LENKBUHNEN

Bemessung der Bühnenblocksteine anhand der Gleichgewichtsbetrachtung am Einzelstein

Otterbach Lage Leimersheim

Otterbach südlich des Fischmals

Station Otterbach von bis Michelsbach		0+430 m 11+586 m	0+000 0+100	"Schwarze Brücke"
Sohlbreite	b_{Sohle}	7 m		5 m
Wasserstand HQ100	H_0	2,3 m		2,5 m
Durchfluss HQ100	Q	4,7 m ³ /s		4,7 m ³ /s
Winkel bezogen auf die Strömungsachse		60 °		60 °
maximale Fließgeschwindigkeit Planung	v_m	1,5 m/s		1,5 m/s
Rohdichte Steine	ρ_{Stein}	2000 kg/m ³		2000 kg/m ³
Rohdichte Wasser	ρ_{Wasser}	1000 kg/m ³		1000 kg/m ³
Erdbeschleunigung	g	9,81 m/s ²		9,81 m/s ²
dynamischer Kraftbeiwert	c_{fy}	0,8 -		0,8 -
Formfaktor der Steine	k	0,6 -		0,6 -
Innere Sicherheit	η	1,1 -		1,1 -
Äußere Sicherheit	η_A	>1 -		>1 -
Gewählte Bühnenblocksteine:				
Länge des Bühnenblocksteins	LB	0,25 m		0,4 m
Tiefe/ Breite des Bühnenblocksteins	bB	0,5 m		0,5 m
Höhe der Bühne	HB	0,15 m		0,3 m
Bühnenabstand mindestens:		5,6 m		4 m
Bühnenabstand maximal:		12,6 m		9 m
hydraulische Länge der Bühnen:		2,33 m		1,67 m
Beiwert Kolk	K	1,045 -		1,045 -
spezifischer Abfluß	q	0,671429 m ³ /sm		0,94 m ³ /sm
		$\eta_A = 1,195612 >1$	$1,40796555 >1$	
Kolkentiefe	H_k	0,6 m		0,6 m
Kolklänge Bereich 1 als Steinsatz	L_1	1,2 m		1,2 m
Kolklänge Bereich 2 als Steinschüttung	L_2	1,5 m		3 m
Kolklänge gesamt	L_1+L_2	2,7 m		4,2 m



RESERVERAUM FÜR EXTREMHOCHWASSER HÖRDTER RHEINAUE

Vorgezogene Maßnahmen:

**Neubau des Schöpfwerks Leimersheim/
Maßnahmen zur Anpassung der
Binnenentwässerung südlich des
Reserveraums**

Anlage A-4.3

HYDRAULISCHE BERECHNUNG SOHLGLEITE

Hydraulik Riegel-Becken-Bereiche Packlage und Nachweis Riegelsteine

Stabilitätskriterium Palt und Dittrich

Steinschüttung:

HQ _{bem}	B	q _{R,krit}	Lr/ΔH	I _G	ρ _s	ρ _w	g	d65	ds	Ls		
m ³ /s	m	m ³ /sm	-	-	kg/m ³	kg/m ³	(Zähler)	(Nenner)	m	m		
4,7	13,30	0,35	30,00	0,03	2000,0	1000,000	0,005	9,81	0,29	0,07	0,07	0,11

Stabilitätskriterium Hartung/Scheuerlein

HQ	B	q krit	hgr y gr	g	vgr v krit	a	cos a	ρ _s	ρ _w	ds	Ls	
m ³ /s	m	m ³ /sm	m	m/s ²	m/s	°	-	kg/m ³	kg/m ³	m	m	
4,7	13,30	0,35	0,233	9,81	1,51	0,03	0,999	2000	1000	1,00	0,08	0,13

→ gewählt CP 45/125

Schichtdicke der Schüt D_s 0,14 m

Rampenunterbau

Filterkriterien

gemäß Schweizer Norm SN 670125a:

$$\frac{d_{15,F}}{d_{15,B}} > 5$$

$$\frac{d_{15,F}}{d_{85,B}} \leq 5$$

$$\frac{d_{50,F}}{d_{50,B}} \leq 25$$

$$d_{85} \geq 4,4 \text{ cm}$$

$$d_{15} < 4,4 \text{ cm}$$

$$d_{50} \geq 1,6 \text{ cm}$$

Filtermaterial CP 45/125:

d_{10} 4,2 cm

d_{60} 8 cm

d_{15} 4,9 cm

d_{50} 7 cm

d_{85} 10,5 cm

→ Bedingungen an Basismaterial:

$d_{85} \geq 0,98 \text{ cm}$

$d_{15} < 0,98 \text{ cm}$

$d_{50} \geq 0,28 \text{ cm}$

gängige Kiesgemische (0/32, 0/45, 0/56): Filterkriterien nicht erfüllt!

→ **einbringen Filtervlies zwischen Filter und Basis**