



Rheinland-Pfalz

STRUKTUR- UND
GENEHMIGUNGSDIREKTION
SÜD

HOCHWASSERSCHUTZ AN DER NAHE

Nahe Deiche, 2. BA, Sponsheim
Deichrückverlegung –
Wasserwirtschaftliche Nachweise

Heft 1: Technischer Bericht

Dieses Heft umfasst 117 Seiten.

Gefertigt:



BGS Wasser

Brandt Gerdes Sitzmann Wasserwirtschaft GmbH

D-64297 Darmstadt - Pfungstädter Straße 20
Tel. +49 (0) 6151/9453-0 - Fax 9453-80
mail@bgswasser.de - www.bgswasser.de 0

Darmstadt, den 15.03.2016

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'S. Walling', written in a cursive style.

Unterschrift

Heft 1: Technischer Bericht

Inhalt

1	VERANLASSUNG.....	1
2	WASSERWIRTSCHAFTLICHE SITUATION IM BEREICH DER HOCHWASSERRÜCKHALTUNG SPONSHEIM	2
3	VERWENDETE UNTERLAGEN	4
4	TEIL A - NACHWEISE FÜR DIE HOCHWASSERRÜCKHALTUNG SPONSHEIM.....	7
4.1	Fragestellungen	7
4.2	Vorgehensweise und verwendetes Programmsystem	7
4.3	Modellaufbau.....	8
4.3.1	Abgrenzung Modellgebiet	8
4.3.2	Datengrundlage	8
4.3.3	Berechnungsnetz	8
4.3.4	Rauheiten.....	11
4.4	Modellkalibrierung	12
4.5	Maßgebende Abflüsse	13
4.5.1	Historische Hochwasserereignisse	13
4.5.2	100-jährlicher Hochwasserabfluss	16
4.6	Berechnungen für den Ist-Zustand.....	16
4.7	Variantenbetrachtung im Zuge der Vorplanung	17
4.7.1	Planungsvarianten	17
4.7.2	Durchgeführte Berechnungen	19
4.7.3	Ergebnisse bezüglich der Zulaufscharte zur Hochwasserrückhaltung Sponsheim	20
4.7.4	Ergebnisse bezüglich der Größe des in der Hochwasserrückhaltung Sponsheim zu aktivierenden Rückhaltevolumens	21
4.7.5	Ergebnisse bezüglich der Auswirkungen der Hochwasserrückhaltung Sponsheim auf das Rheinhochwasser.....	23
4.7.6	Ergebnisse bezüglich der Überlaufscharte der Hochwasserrückhaltung Sponsheim	24
4.8	Voruntersuchungen zur Restentleerung der Hochwasserrückhaltung Sponsheim	27

4.8.1	Untersuchungen im Zuge der Vorplanung	27
4.8.2	Aktualisierung des Berechnungsmodells	27
4.8.3	Ergänzende Untersuchungen zur Restentleerung	27
4.9	Genehmigungsplanung Hochwasserrückhaltung Sponsheim	33
4.10	Nachweise für die genehmigungsreife Planung	33
4.10.1	Umfang der durchgeführten Nachweise	33
4.10.2	Auswirkungen auf den Hochwasserabfluss der Nahe	34
4.10.3	Auswirkungen auf den Hochwasserabfluss des Rheins	35
4.10.4	Zuflüsse zu und Abflüsse aus der Hochwasserrückhaltung	36
4.10.5	Wassertiefen, Wasserstände und aktivierte Rückhaltevolumina in der Hochwasserrückhaltung	38
4.10.6	Einstaudauern	41
4.11	Bewertung der Ergebnisse	43
5	TEIL B - KONZEPT ZUR BINNENENTWÄSSERUNG	44
5.1	Fragestellungen	44
5.2	Vorgehensweise und verwendetes Programmsystem	44
5.3	Untersuchungsgebiet	45
5.3.1	Abgrenzung	45
5.3.2	Topographie	46
5.3.3	Untergrund- und Bodenverhältnisse	46
5.3.4	Flächennutzung	47
5.3.5	Ortsentwässerung	47
5.3.6	Hochwasserrückhaltungen	48
5.4	Abflussdaten	48
5.4.1	Historische Ereignisse	48
5.4.2	Niederschlagshöhenstatistik	49
5.5	Modellaufbau	50
5.5.1	Wasserspiegellagenmodell	50
5.5.1.1	Gewässervermessung	50
5.5.1.2	Datensätze der hydraulischen Modelle	50
5.5.2	Niederschlag-Abfluss-Modell	52
5.5.2.1	Natürliche Flächen	52

5.5.2.2	Kanalisierte Flächen	54
5.5.2.3	Abflussunwirksame Flächen	55
5.5.2.4	Zusammenstellung der Flächendaten	57
5.5.2.5	Einzeleinleitungen	57
5.5.2.6	Transportstrecken.....	57
5.5.2.7	Pumpwerke.....	58
5.5.2.8	Systemlogik	59
5.6	Modellanpassung	60
5.6.1	Szenarien.....	61
5.6.2	KOSTRA-Niederschläge	62
5.6.2.1	Voranalyse.....	62
5.6.2.2	Sommer- und Winterauswertung.....	63
5.6.3	Vorbereitung der Simulation	64
5.6.3.1	Szenario 1: Sommer-/Herbstereignis	64
5.6.3.2	Szenario 2: Winter-/Frühjahrsereignis.....	64
5.6.4	Modellanwendung.....	65
5.6.5	Vergleich der Modellergebnisse mit Hochwasserabflussspenden	66
	von kleinen Einzugsgebieten im Odenwald bzw. an der Bergstraße.....	66
5.6.6	Vergleich der T _n -jährlichen Abflüsse mit Erfahrungswerten.....	67
5.6.7	Bewertung der Modellkalibrierung	69
5.7	Hochwassersituation im Ist-Zustand	69
5.8	Hochwassersituation im Plan-Zustand.....	70
5.8.1	Verlegung der Einleitestelle des Binnengewässersystems nördlich	71
	der A 61	71
5.8.2	Beibehaltung der heutigen Einleitestelle des Binnengewässersystems	71
5.8.3	Modelltechnische Erfassung der Planvarianten.....	73
5.8.3.1	Grabendimensionen	73
5.8.3.2	Übernahme von Modellkenngrößen des Ist-Zustandes.....	74
5.8.3.3	Maßgebliche Abflüsse	74
5.8.3.4	Erfassung der natürlichen Fläche NGR02.....	74
5.8.3.5	Erfassung des Pumpbetriebs	75
5.8.3.6	Qualmwassermengen bei Einstau der Hochwasserrückhaltung	75
5.8.4	Nachweis des 100-jährlichen Binnenhochwassers bei Freiauslauf	75

5.8.5	Nachweis des 100-jährlichen Binnenhochwassers bei eingestauter Hochwasserrückhaltung.....	76
5.8.5.1	Verlegung der Einleitestelle des Binnengewässersystems	77
5.8.5.2	Beibehaltung der Einleitestelle des Binnengewässersystems.....	78
5.9	Bewertung der Ergebnisse.....	80
6	TEIL C - NACHWEIS DER BINNENENTWÄSSERUNG.....	81
6.1	Binnenentwässerungssystem	81
6.2	Vorgehensweise und verwendetes Programmsystem	82
6.3	Aufbau des hydraulischen Modells	82
6.3.1	Abgrenzung Modellgebiet	82
6.3.2	Datengrundlage	83
6.3.3	Modellaufbau	84
6.4	Maßgebende Abflüsse	87
6.4.1	Hydrologische Szenarien	87
6.4.2	Zuflüsse aus dem Binnengewässersystem und der Kläranlage „Unterer Wiesbach“	88
6.4.3	Qualmwasserzutritte	91
6.4.4	Einleitungen aus Anlagen zur lokalen Begrenzung von Grundwasseranstiegen	91
6.5	Schöpfwerk mit Freiauslauf.....	92
6.6	Nachweisberechnungen für das hydrologische Szenario „Freiauslauf“	93
6.6.1	Generelle Vorgehensweise.....	93
6.6.2	Situation beim maßgeblichen 100-jährlichen Niederschlag	93
6.7	Nachweisberechnungen für das hydrologische Szenario „Pumpbetrieb“	97
6.7.1	Generelle Vorgehensweise.....	97
6.7.2	Einstau der Hochwasserrückhaltung Sponsheim bei einem 100-jährlichen Nahehochwasser, mittlere Durchlässigkeiten	98
6.7.3	Einstau der Hochwasserrückhaltung Sponsheim bei einem Nahehochwasser wie 1993, mittlere Durchlässigkeiten.....	101
6.7.4	Einstau der Hochwasserrückhaltung Sponsheim bei einem Nahehochwasser wie 1993, erhöhte Durchlässigkeiten	103
6.8	Bewertung der Ergebnisse.....	106
7	ZUSAMMENFASSUNG	107

1 VERANLASSUNG

Als ein Baustein der Maßnahmen zur Verbesserung des Hochwasserschutzes an der Unteren Nahe und am Mittelrhein plant die Struktur- und Genehmigungsdirektion Süd, Regionalstelle WAB Mainz (im Weiteren: Vorhabensträger) den Bau einer Hochwasserrückhaltung im Bereich der Ortslage Sponsheim (Abbildung 1).

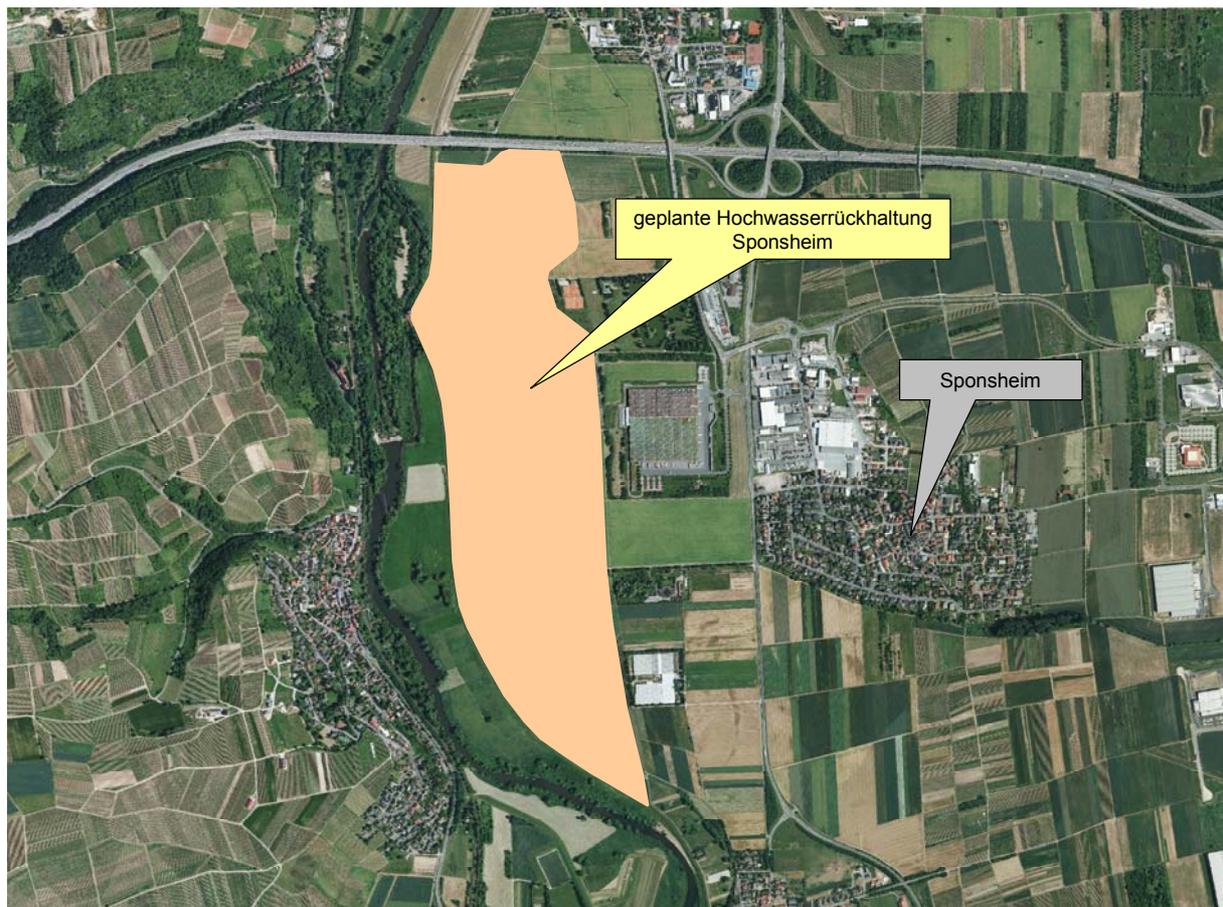


Abbildung 1: Bereich der geplanten Hochwasserrückhaltung Sponsheim

Im Zusammenhang mit diesem Vorhaben sind aus Sicht der Oberflächengewässer folgende Fragestellungen zu bearbeiten:

- Wasserwirtschaftlicher Nachweis der Hochwasserrückhaltung Sponsheim,
- Aufstellung eines Konzeptes zur Sicherstellung der Binnenentwässerung bei Einstau der Hochwasserrückhaltung,
- Wasserwirtschaftlicher Nachweis der Binnenentwässerung.

In den folgenden Kapiteln werden die zur Beantwortung der genannten Fragestellungen in enger Abstimmung mit dem Vorhabensträger und den anderen an der Planung beteiligten Fachbüros durchgeführten Arbeiten und die dabei erzielten Ergebnisse erläutert.

2 WASSERWIRTSCHAFTLICHE SITUATION IM BEREICH DER HOCHWASSERRÜCKHALTUNG SPONSHEIM

Die Hochwasserrückhaltung Sponsheim soll westlich der Ortslage Sponsheim rechtsseitig der Nahe errichtet werden. Sie erstreckt sich von der Autobahn A 61 im Norden rd. 2 km nach Süden bis kurz vor die Ortslage Grolsheim. Etwa 450 m östlich des bestehenden Nahedeichs wird ein neuer Deich errichtet, der die Hochwasserrückhaltung nach Osten abschließt (Abbildung 2). Der bestehende Nahedeich bleibt als Trenndeich erhalten.

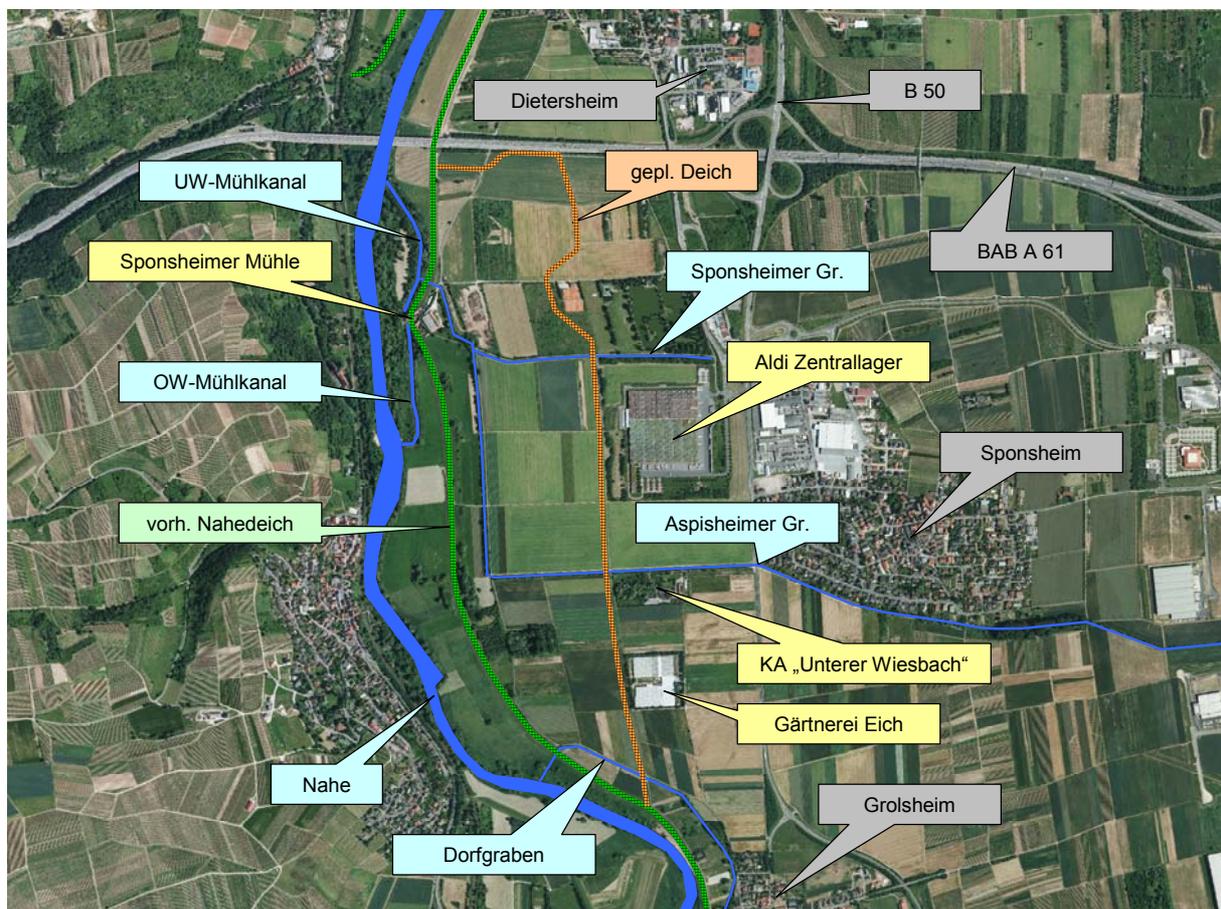


Abbildung 2: Wasserwirtschaftliche Situation im Bereich der geplanten Hochwasserrückhaltung Sponsheim

Die Nahe selbst fließt zwischen 80 m und rd. 140 m westlich des heutigen Deichs in nördliche Richtung und mündet rd. 4,5 km nördlich der geplanten Hochwasserrückhaltung in Bingen in den Rhein. Etwa 960 m südlich der Autobahn A 61 zweigt bei Gewässer-km 5+512 der Mühlkanal der Sponsheimer Mühle an einem Wehr von der Nahe ab. Er mündet rd. 120 m südlich der Autobahn wieder in die Nahe.

Etwa 650 m südlich der Autobahn wird die Hochwasserrückhaltung vom Sponsheimer Graben von Ost nach West durchflossen. Er dient überwiegend als Vorfluter für das Sponsheimer Gewerbegebiet Kalmenweg und mündet kurz vor der Sponsheimer Mühle in den von

Süden heran kommenden Aspisheimer Graben. Der Aspisheimer Graben entspringt in den Weinbergen nördlich von Aspisheim, fließt am südlichen Rand der Ortslage Sponsheim entlang, quert die Bundesstraße B 50, fließt in westlicher Richtung an der Kläranlage „Unterer Wiesbach“ vorbei und weiter, bis er kurz vor Erreichen des bestehenden Nahedeichs auf eine nördliche Richtung dreht. Ihm folgt er bis unterhalb der Sponsheimer Mühle, wo er durch den bestehenden Nahedeich in den Unterwassermühlkanal geführt wird.

Von Grolsheim kommend verläuft der Dorfgraben (auch Grolsheimer Graben) auf einer Strecke von rd. 650 m in einem Abstand zwischen 60 m und 80 m in nordwestlicher Richtung weitgehend parallel zum bestehenden Nahedeich. Er schwenkt dann auf den Deich zu, wird in einer Rohrleitung durch ihn hindurch geführt und mündet etwa bei Gewässer-km 6+875 in die Nahe. Der Dorfgraben bildet die Vorflut für die zu Sprendlingen/Gensingen gehörende Ortslage Grolsheim.

Landseits des geplanten Deichs liegen (von Süd nach Nord) die Betriebsgebäude der Gärtnerei Eich, die Kläranlage „Unterer Wiesbach“ sowie ein Aldi-Zentrallager. Das auf der Kläranlage „Unterer Wiesbach“ behandelte Abwasser wird über eine Rohrleitung DN 600 direkt der Nahe zugeführt. Der Kläranlage vorgeschaltet ist ein Regenüberlaufbecken, welches im Niederschlagsfall den Zufluss zur Kläranlage drosselt. Der über dem Drosselabfluss liegende Zufluss zum Regenüberlaufbecken wird in den Aspisheimer Graben abgeschlagen.

3 VERWENDETE UNTERLAGEN

- /U1/ Bauer - Infrastrukturplanung und Wasserbau (2010):
Nahepolder Sponsheim – Hydraulische Begleitung der Planung.
aufgestellt durch: BGS Wasserwirtschaft GmbH, Darmstadt
- /U2/ Struktur- und Genehmigungsdirektion Süd, Regionalstelle WAB Mainz (2012):
Hydraulische Berechnungen zur Auslegung der Deiche und Rückhaltungen an der Nahe unterhalb von Bad Kreuznach.
aufgestellt durch: BGS Wasserwirtschaft GmbH, Darmstadt
- /U3/ Struktur- und Genehmigungsdirektion Süd, Regionalstelle WAB Mainz (2014):
Hydraulische Berechnungen zur Entleerung des Gebietes der Deichrückverlegung Ortslage Sponsheim.
aufgestellt durch: BGS Wasserwirtschaft GmbH, Darmstadt
- /U4/ Bauer - Infrastrukturplanung und Wasserbau (2011):
Nahepolder Sponsheim – Nachweis der Binnenentwässerung.
aufgestellt durch: BGS Wasserwirtschaft GmbH, Darmstadt
- /U5/ Struktur- und Genehmigungsdirektion Süd, Regionalstelle WAB Mainz (2015):
Nahe Deiche, 2. BA, Sponsheim Deichrückverlegung – Hydrogeologisches Gutachten.
aufgestellt durch: BGS Umweltplanung GmbH, Darmstadt
- /U6/ Struktur- und Genehmigungsdirektion Süd, Regionalstelle WAB Mainz (2011):
Nahepolder Sponsheim - Vorplanung.
aufgestellt durch: Bauer - Infrastrukturplanung und Wasserbau, Darmstadt
- /U7/ Struktur- und Genehmigungsdirektion Süd, Regionalstelle WAB Mainz (2016):
Nahe Deiche, 2. BA Sponsheim Deichrückverlegung - Genehmigungsplanung.
aufgestellt durch: Bauer - Infrastrukturplanung und Wasserbau, Darmstadt
- /U8/ Struktur- und Genehmigungsdirektion Süd, Regionalstelle WAB Mainz (2001):
Hochwasserschutz Nahedämme – Hydraulische Untersuchung über die Wirksamkeit von Deichrückverlegungen und Poldern an der Nahe.
aufgestellt durch: Ingenieurbüro Francke + Knittel, Mainz-Finthen
- /U9/ Landesamt für Umwelt, Wasserwirtschaft und Gewerbeaufsicht Rheinland-Pfalz,
Ministère de l'Intérieur et de l'Aménagement du Territoire du Luxembourg (2009):
TIMIS flood – Digitales Geländemodell des Naheunterlaufs im 1 m-Raster.

- /U10/ Landesamt für Umwelt, Wasserwirtschaft und Gewerbeaufsicht Rheinland-Pfalz (o.J.):
ATKIS- und ALK-Daten sowie Orthofotos.
- /U11/ Bundesanstalt für Gewässerkunde (2009):
DGM-Daten Rhein im Bereich der Nahe-Mündung.
- /U12/ Vermessungsbüro Dipl.-Ing. Rainer Morawietz (2010):
Vermessung Grabensystem (Sponsheimer Graben, Aspischer Graben, Dorfgraben).
- /U13/ Struktur- und Genehmigungsdirektion Süd, Regionalstelle WAB Mainz (2007):
Ertüchtigung des Nahedeichs Ortslage Bingen-Dietersheim – Ausführungsplanung.
aufgestellt durch: icon Ing.-Büro H. Webler, Mainz
- /U14/ Vermessungsbüro Dipl.-Ing. Rainer Morawietz (2009):
Bestandsvermessung der Deiche und Bauwerke in der Nahe im Bereich der Deichrückverlegung Sponsheim, Aufmaß der Geschwemmsellinien vom Nahehochwasser Januar 2009.
- /U15/ Struktur- und Genehmigungsdirektion Süd, Regionalstelle WAB Mainz (2009):
Abflusstafel und Abflussdaten für ausgewählte Ereignisse für den Pegel Grolsheim.
- /U16/ Landesamt für Umwelt, Wasserwirtschaft und Gewerbeaufsicht Rheinland-Pfalz (2009):
Pegelschlüssel und Abflussdaten für ausgewählte Ereignisse für den Pegel Grolsheim.
- /U17/ Landesamt für Umwelt, Wasserwirtschaft und Gewerbeaufsicht Rheinland-Pfalz (2009):
Modellberechnungen zu Rheinwellen - KM 528.5 und 535.4.
- /U18/ Regierungspräsidium Karlsruhe (2009):
Aktualisierung der Flussgebietsmodelle der Weschnitz
aufgestellt durch: BGS Wasserwirtschaft GmbH, Darmstadt
- /U19/ Abwasserzweckverband Unterer Wiesbach (2009):
Schmutzfrachtberechnung Unterer Wiesbach
aufgestellt durch: Ingenieurgesellschaft Pappon+Riedel mbh, Neustadt a.d. Weinstr.

- /U20/ Struktur- und Genehmigungsdirektion Süd, Regionalstelle WAB Mainz (2010):
Vorab-Stellungnahme zu Deich-Standsicherheiten und zu Auswirkungen des Polder-Einstaus auf das Hinterland
aufgestellt durch: ISK Ingenieurgesellschaft für Bau- und Geotechnik mbH, Rodgau
- /U21/ Struktur- und Genehmigungsdirektion Süd, Regionalstelle WAB Mainz (2011):
Gutachtliche Stellungnahme zum Baugrund, Angabe der auftretenden Qualmwassermengen.
aufgestellt durch: ISK Ingenieurgesellschaft für Bau- und Geotechnik mbH, Rodgau
- /U22/ Struktur- und Genehmigungsdirektion Süd, Regionalstelle WAB Mainz (2015):
Hochwasserschutz Nahe, 2. BA (Sponsheim), Schutzmaßnahmen (Brunnen, Rigole) und Grundwassermessstellen Dietersheim – Brunnen- und Messstellenbau, Durchführung von Pumpversuchen, 2. Bericht.
aufgestellt durch: ISK Ingenieurgesellschaft für Bau- und Geotechnik mbH, Rodgau
- /U23/ KOSTRA-DWD (2000):
Starkniederschlagshöhen für die Bundesrepublik Deutschland.
Deutscher Wetterdienst, Offenbach und Institut für technisch-wissenschaftliche Hydrologie GmbH, Hannover
- /U24/ Landesamt für Vermessung und Geobasisinformation Rheinland-Pfalz (1996):
Topographische Karte 1 : 25.000.
- /U25/ Hessisches Landesamt für Umwelt und Geologie (2007):
Bodenübersichtskarte von Hessen (BÜK 500).
- /U26/ Umweltbundesamt (2000):
Corine Landcover, Bodenbedeckungskarten für Deutschland.
- /U27/ Vermessungsbüro Dipl.-Ing. R. Morawietz (2014):
Zusätzliche Vermessungen zum Grabensystem in der Deichrückverlegung Sponsheim.
- /U28/ Struktur- und Genehmigungsdirektion Süd, Regionalstelle WAB Mainz (unbek.):
Wasserspiegellagenberechnungen für die Nahe zwischen Fkm 3+570 und Fkm 12+800 unter Ansatz eines 100-jährlichen Abflusses von 1.350 m³/s.
aufgestellt durch: Ingenieurbüro Francke + Knittel, Mainz-Finthen
- /U29/ Vermessungsbüro Dipl.-Ing. R. Morawietz (2015):
Zusätzliche Vermessung des Sponsheimer Grabens.

4 TEIL A - NACHWEISE FÜR DIE HOCHWASSERRÜCKHALTUNG SPONSHEIM

4.1 Fragestellungen

Im Zusammenhang mit den wasserwirtschaftlichen Nachweisen für die Hochwasserrückhaltung Sponsheim sind die nachfolgend aufgeführten Fragestellungen zu beantworten:

- Wie sind die Betriebseinrichtungen der Hochwasserrückhaltung Sponsheim in Verbindung mit dem aktivierten Rückhaltevolumen auszulegen, um eine möglichst große Wellendämpfung zu erreichen?
- Wie wirkt sich die Hochwasserrückhaltung Sponsheim auf die 100-jährlichen Hochwasserabflüsse in der Nahe und im Rhein aus?
- Wie groß ist die Entleerungsdauer der Hochwasserrückhaltung nach Ablauf der Hochwasserwelle in der Nahe?

Die Vorgehensweise zur Beantwortung dieser Fragestellungen und die im Einzelnen erzielten Ergebnisse sind in den nachfolgenden Kapiteln erläutert.

4.2 Vorgehensweise und verwendetes Programmsystem

Die wasserwirtschaftlichen Nachweise für die Hochwasserrückhaltung Sponsheim erfolgen mittels instationärer 2D-Wasserspiegellagenberechnung. Für die maßgebenden Hochwasserereignisse werden zunächst Überschwemmungsflächen und Wassertiefen für den Ist-Zustand berechnet. Er bildet die Referenz zur Beurteilung der Auswirkungen der im Anschluss daran betrachteten Plan-Zustände im Hinblick auf deren Auswirkungen auf die Hochwasserabflussverhältnisse in Nahe und Rhein.

Für die 2D-Wasserspiegellagenberechnungen wird das Programmsystem Hydro_AS-2D in Verbindung mit der Benutzeroberfläche SMS verwendet.

HYDRO_AS-2D ermöglicht die Simulation nahezu aller zweidimensionalen Strömungs- und Abflussverhältnisse einschließlich hochgradig instationärer Dammbrech- und Flutwellenausbreitungsvorgänge. Die Berechnungen werden vollständig (d.h. Gewässer und Vorland) zweidimensional durchgeführt. Aufgrund seiner Genauigkeit sowie seiner erhöhten Stabilität und Robustheit ist der Einsatz dieses Modells in der praktischen Projektabwicklung zielsicher und leicht möglich. Über- und Durchströmung von Bauwerken sowie Strömungen unter Druckabfluss in Brücken- und Flutöffnungen werden erfasst. So können auch äußerst komplexe Abflussverhältnisse bei großflächigen Ausuferungen sehr effektiv, hoch detailliert und genau modelliert werden. Wesentliche Merkmale von HYDRO_AS-2D sind:

- hohe Stabilität, Robustheit und Genauigkeit für ein breites Spektrum an Abflussverhältnissen,

- große Anzahl von Berechnungselementen, wodurch auch längere Fließstrecken hoch auflösend und ohne „Zerstückelung“ modelliert werden können,
- instationäre und volumentreue Simulation von Wellenablauf- und -ausbreitungsvorgängen auf komplexem Gelände mit verschiedensten Zu- und Ablaufbedingungen.

Das Programm wird zwischenzeitlich vielfach eingesetzt und hat im Bereich der 2D-Modellierung einen gewissen Standard definiert.

4.3 Modellaufbau

4.3.1 Abgrenzung Modellgebiet

Um die unter Kap. 4.1 formulierten Fragestellungen belastbar und frei von Randeinflüssen beantworten zu können, wurde das Modellgebiet für die durchzuführenden Berechnungen wie folgt abgegrenzt (Abbildung 3):

- Nahe von der Brücke Mainzer Straße (L242) in Gensingen bis zur Mündung in den Rhein,
- Rhein von etwa 1,5 km flussaufwärts bis ca. 3 km flussabwärts der Nahemündung.

Die Breite des Modellgebiets entlang der Nahe wurde so gewählt, dass ein Bemessungshochwasser abfließen kann, ohne an den Modellrand anzustoßen. Zur Festlegung der Gebietsbreite dienten die verfügbaren Höhendaten sowie die Überflutungsflächen aus /U9/.

4.3.2 Datengrundlage

Für den Aufbau des 2D-Wasserspiegellagenmodells standen folgende Daten zur Verfügung:

- Digitales Geländemodell im 1 m-Raster (/U9/),
- ATKIS- und ALK-Daten, Orthofotos (/U10/),
- Terrestrische Vermessung der Binnengewässer (/U12/),
- Planunterlagen des rechtsseitigen Nahedeichs nördlich der Autobahn A 61 (/U13/),
- Bestandsvermessung der Deiche und Bauwerke in der Nahe (/U14/).

4.3.3 Berechnungsnetz

Aufbereitung des Digitalen Geländemodells

Das aus dem TIMIS-Projekt (/U9/) zur Verfügung stehende Digitale Geländemodell (DGM) enthält die Informationen zu den Geländehöhen im 1 m-Raster. Einige Deiche und andere Strukturen im Vorland sowie der Flussschlauch der Nahe sind in das DGM bereits eingearbeitet (Abbildung 4).

Das DGM umfasst auch einen Abschnitt des Rheins ober- und unterhalb der Nahemündung. Der Rhein ist jedoch lediglich auf der Grundlage von Befliegungsdaten in dieses DGM eingearbeitet. Für die durchzuführenden Berechnungen reicht dies nicht aus.

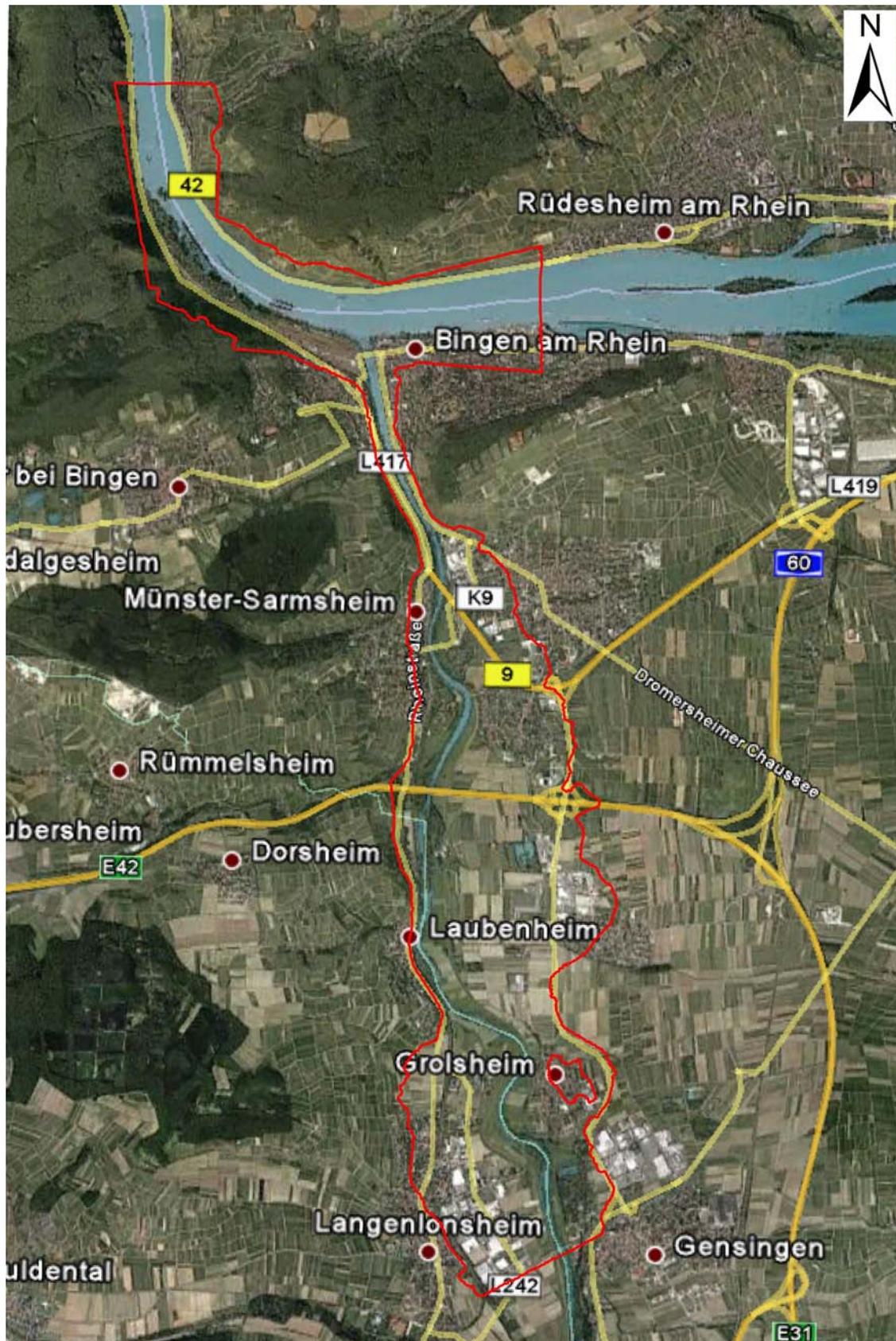


Abbildung 3: Ausdehnung des Modellgebiets für die 2D-Wasserspiegellagenberechnungen
(Quelle Luftbild: Google Maps)

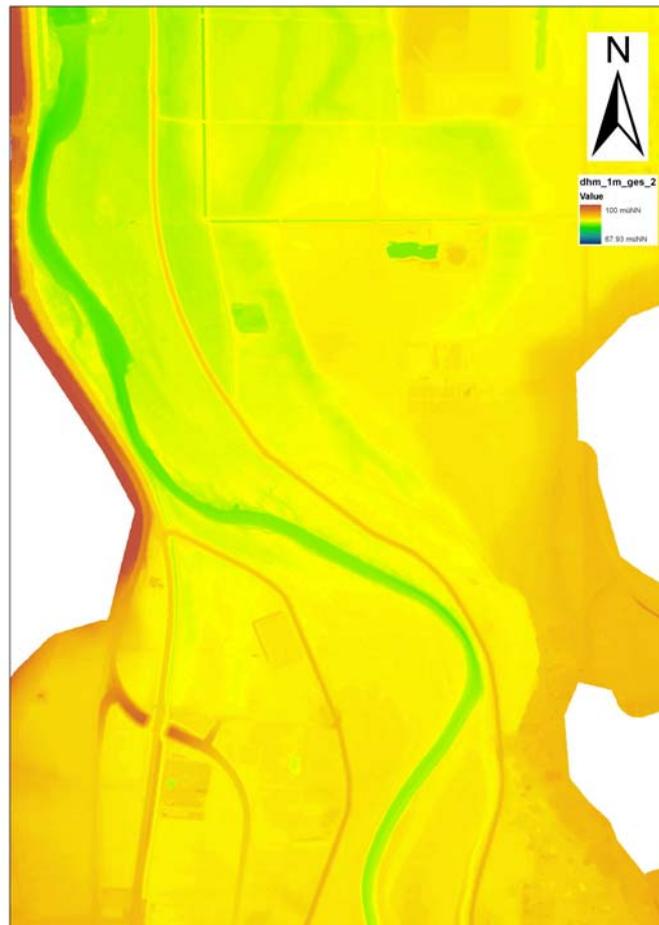


Abbildung 4: Ausschnitt aus dem zur Verfügung stehenden DGM im 1m-Raster (/U9/)

Von der Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz wurde für den betreffenden Abschnitt des Rheins ein auf Vermessungen (Gewässerprofile, Echolot) beruhendes DGM zur Verfügung gestellt (/U11/). Mit diesem wurde der nicht brauchbare Abschnitt im Nahe-DGM ersetzt. Eine verbleibende „Datenlücke“ im Rhein im Bereich der Nahemündung (Abbildung 5) wurde durch lineare Interpolation geschlossen.

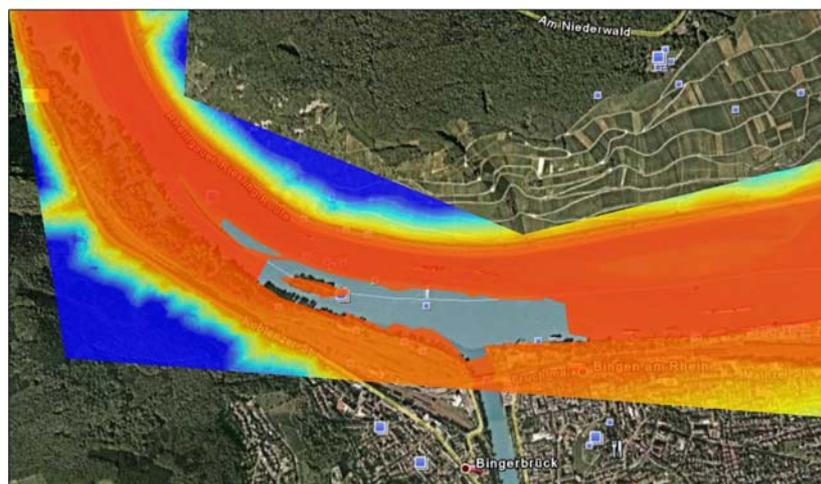


Abbildung 5: Datenlücke in den 1m-Rasterdaten des Rheins (/U11/, Quelle Luftbild: Google Maps)

Die mit dem 1 m-Raster verbundene Datenfülle ist für die durchzuführenden 2D-Berechnungen zu groß. Daher wurde das vorliegende DGM ausgedünnt, d.h. die für die Erfassung des Geländeverlaufs nicht benötigten Punkte wurden eliminiert.

Zur Ausdünnung wurde das Programmsystem LASER_AS-2D verwendet, das ein im Hinblick auf das zur Durchführung der Berechnungen vorgesehene 2D-Wasserspiegellagenprogramm HYDRO_AS-2D optimiertes Ergebnis liefert. Es ermöglicht eine effiziente Bearbeitung auch großer Datenmengen unter Beibehaltung der wesentlichen Geländeinformationen für die hydraulische Modellierung. Im Zuge der Ausdünnung werden Bruchkanten generiert. Ergänzend zu diesen intern erzeugten Bruchkanten können externe Linieninformationen bei der Ausdünnung eingearbeitet werden. Die Ausdünnungsrate liegt je nach Geländestruktur bei 94 bis 97 %. Die ausgedünnten Daten werden unter Berücksichtigung des Verlaufs der Bruchkanten zu einem TIN vermascht und das Berechnungsnetz für eine 2D-Wasserspiegellagenberechnung erzeugt.

Die zusätzlichen Daten zu den Gewässern, den in ihnen vorhandenen Bauwerken und zu den Nahedeichen wurden in das erzeugte Berechnungsnetz eingearbeitet, einen Ausschnitt aus dem endgültigen Berechnungsnetz veranschaulicht Abbildung 6.

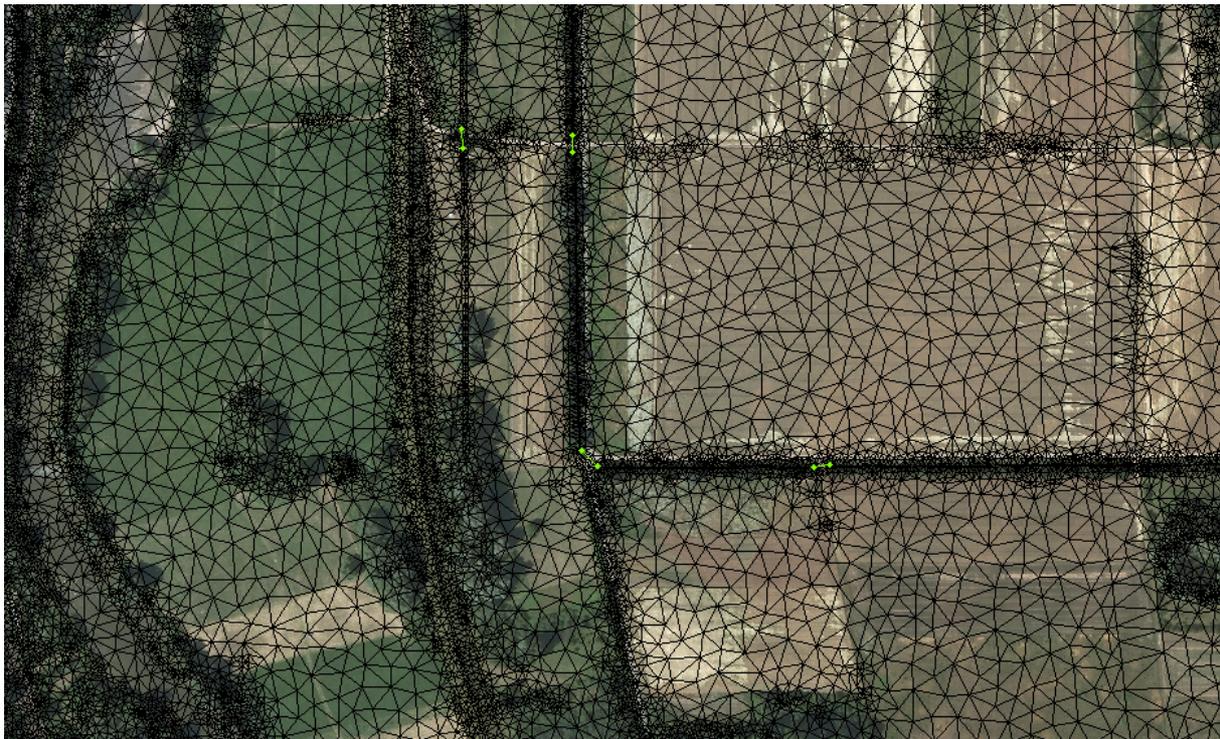


Abbildung 6: Struktur des Berechnungsnetzes

4.3.4 Rauheiten

Zur Parametrisierung der Rauheiten wird in Hydro_AS-2D der Strickler-Beiwert verwendet. Die Strickler-Beiwerte wurden zunächst auf der Grundlage von Erfahrungswerten und der aus den ATKIS-Daten, den Orthofotos und den Ortsbegehungen bekannten Flächennutzung

festgelegt. Im Zuge der Modellkalibrierung (s. Kap. 4.4) wurden sie innerhalb physikalisch sinnvoller Grenzen so variiert, dass eine möglichst gute Übereinstimmung mit den Beobachtungen erreicht wurde. Tabelle 1 gibt einen Überblick über die für die Berechnungen verwendeten Materialien und die zugehörigen Strickler-Beiwerte (nach Kalibrierung).

Tabelle 1: *Verwendete Materialien und zugehörige Strickler-Beiwerte (nach Kalibrierung)*

Landnutzung nach ATKIS	Strickler-Beiwert in $m^{1/3}/s$	Landnutzung nach ATKIS	Strickler-Beiwert in $m^{1/3}/s$
Ackerland	20,0	Grünland	22,5
Bahnanlage	17,5	Industrie- / Gewerbefläche	20,0
Campingplatz	22,5	Platz	47,5
Fläche z.Zt. unbestimmbar	15,0	Sonderkultur	12,5
Fläche besonderer funktionaler Prägung	17,5	Sportanlage	27,5
Fläche gemischter Nutzung	22,5	Stillgewässer	30,0
Fließgewässer	30,0	Straße	45,0
Friedhof	12,5	Vorfeld (Flugplatz)	35,0
Gartenland	15,0	Wald/Forst	12,5
Gehölz	10,0	Wohnbaufläche	12,5
Grünanlage	27,5		

4.4 Modellkalibrierung

Zur Kalibrierung des erstellten 2D-Wasserspiegellagenmodells wurde zunächst eine stationäre Berechnung unter Ansatz eines Abflusses von $1.350 \text{ m}^3/s$ in der Nahe und eines Abflusses von $5.300 \text{ m}^3/s$ im Rhein (entspricht etwa dem dortigen HQ_5) durchgeführt. Die Ergebnisse wurden mit den Ergebnissen aus /U28/ verglichen (Tabelle 2). Dieser Vergleich zeigt eine weitgehend gute Übereinstimmung.

Außerdem wurde das Ereignis vom Januar 2009 zur Kalibrierung herangezogen. Die für dieses Ereignis berechneten Wasserstände wurden mit der aufgemessenen Geschwemmsellinie (/U14/) verglichen. Hier liegen die berechneten Wasserstände höher als die aufgemessene Geschwemmsellinie. Vergleichsrechenläufe unter der Annahme deutlich glatterer Verhältnissen haben gezeigt, dass sich die berechneten Wasserstände der aufgemessenen Geschwemmsellinie dann zwar annähern, jedoch noch immer signifikant höher sind. Da die Geschwemmsellinie mit plausiblen Rauheitswerten nicht nachgebildet werden konnte, zudem die Aufnahme von Geschwemmsellinien generell mit Unsicherheiten behaftet ist, wurden die Strickler-Beiwerte so gewählt, dass eine möglichst gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen aus /U28/ erreicht wurde.

Tabelle 2: *Wasserspiegellagen (müNN) aus den Kalibrierungsläufen im Vergleich zu /U28/ bzw. aufgemessenen Geschwemmsellinien*

Kalibrierereignis	Wasserstand in müNN an der Stelle			
	alter Bahndamm km 3+600	A 61 km 4+500	Sponsheimer Mühle km 5+050	Pegel Grolsheim km 7+450
Q = 1.350 m³/s (HQ ₁₀₀ in /U28/)				
Berechnungen in /U28/	86,21	86,80	87,15 – 87,91	90,40
aktuelle Berechnungen	86,15	86,80	87,12	90,42
Hochwasser Januar 2009				
Geschwemmsellinie	83,15	84,09	84,25 – 85,71	88,47
aktuelle Berechnungen	83,62	84,40	84,64	88,73

4.5 Maßgebende Abflüsse

4.5.1 Historische Hochwasserereignisse

Wenig südlich der Hochwasserrückhaltung Sponsheim liegt der Pegel Grolsheim. Vom Vorhabensträger wurden die Pegelaufzeichnungen von verschiedenen historischen Hochwasserereignissen sowie eine Abflusskurve zur Verfügung gestellt (/U15/).

Die mit dieser Abflusskurve aus den Pegelaufzeichnungen ermittelten Scheitelabflüsse waren jedoch deutlich geringer, als die vom LUWG Rheinland-Pfalz für die gleichen Ereignisse zur Verfügung gestellten Scheitelabflüsse (/U16/).

Vom LUWG Rheinland-Pfalz wurde darauf hin eine andere Abflusskurve übergeben. Mit ihr leiten sich aus den Pegelaufzeichnungen größere Abflüsse ab, die jedoch noch immer deutlich kleiner als die Werte aus /U16/ sind.

In Abstimmung mit dem Vorhabensträger wurde schließlich die zuletzt erhaltene Abflusskurve als maßgeblich für die Umsetzung der am Pegel Grolsheim aufgezeichneten Wasserstände in Abflüsse festgelegt. Mit ihr wurden die drei größten Ereignisse im Beobachtungszeitraum (Dez 1993, Jan 1982, Jan 1995; vgl. Abbildung 7, Abbildung 8 und Abbildung 9) als Eingangsgrößen für die durchzuführenden Berechnungen aufbereitet.

Die Abflussganglinien des Rheins bei den 3 genannten Hochwasserereignissen der Nahe wurden vom LUWG Rheinland-Pfalz als Ergebnis von dortigen Modellberechnungen bereitgestellt (/U17/). Zur Verfügung gestellt wurden die Wellen für den Berechnungsknoten unterhalb der Nahemündung bei Rhein-km 535,4 und für den Berechnungsknoten oberhalb der Nahemündung bei Rhein-km 528,5. Diese Wellen sind ebenfalls in den Abbildungen 7 bis 9 dargestellt.

Die Abflussganglinie des Nahehochwassers im Januar 2009 am Pegel Grolsheim zeigt Abbildung 10. Zeitgleiche Abflussganglinien für die beiden Stationen am Rhein liegen für dieses Ereignis nicht vor.

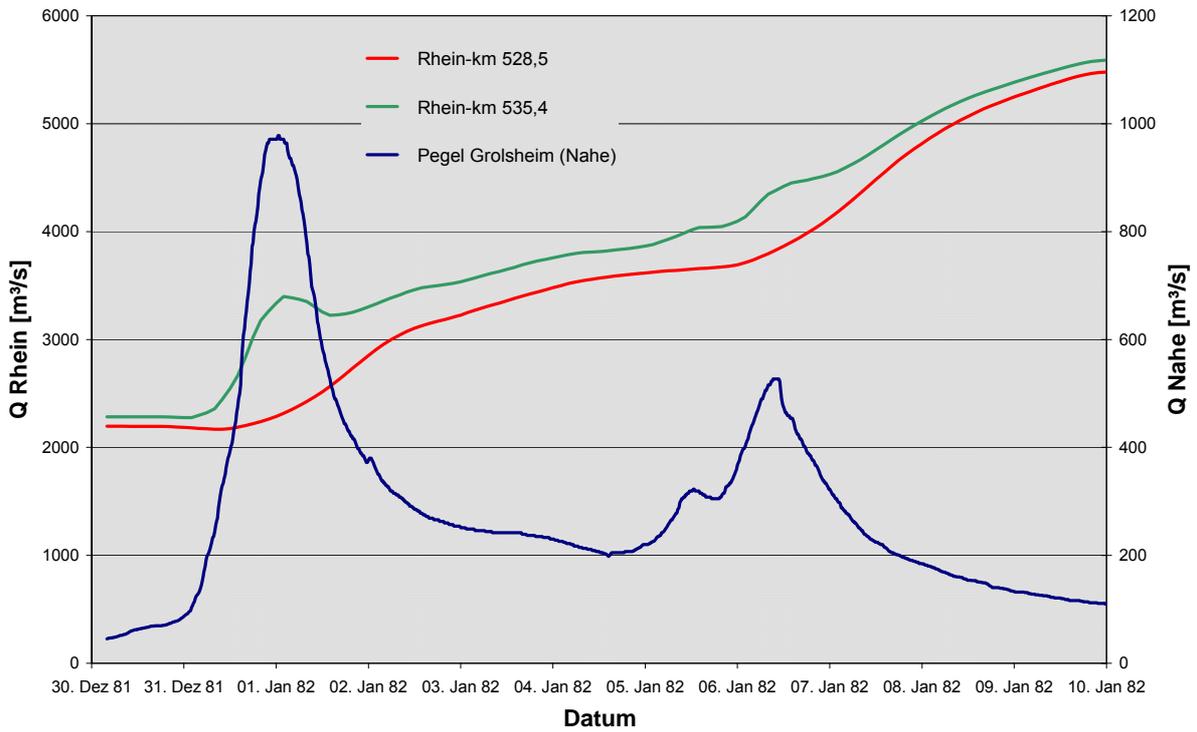


Abbildung 7: Abflussganglinien des Hochwasserereignisses im Januar 1982

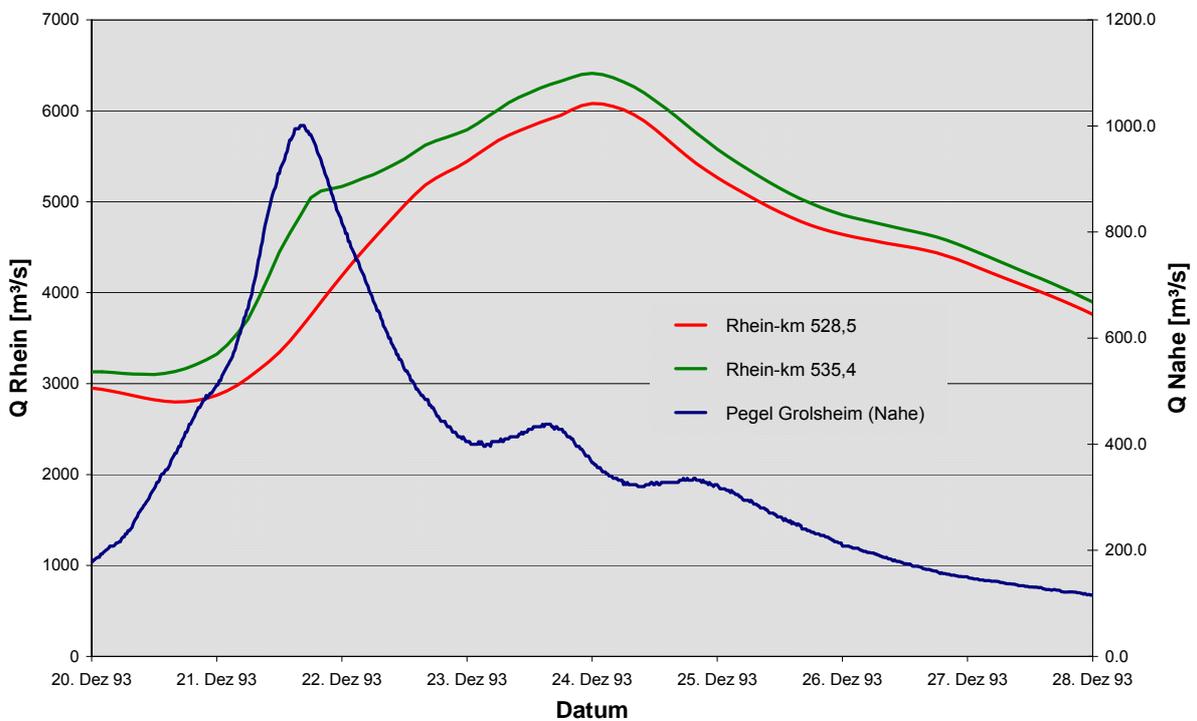


Abbildung 8: Abflussganglinien des Hochwasserereignisses im Dezember 1993

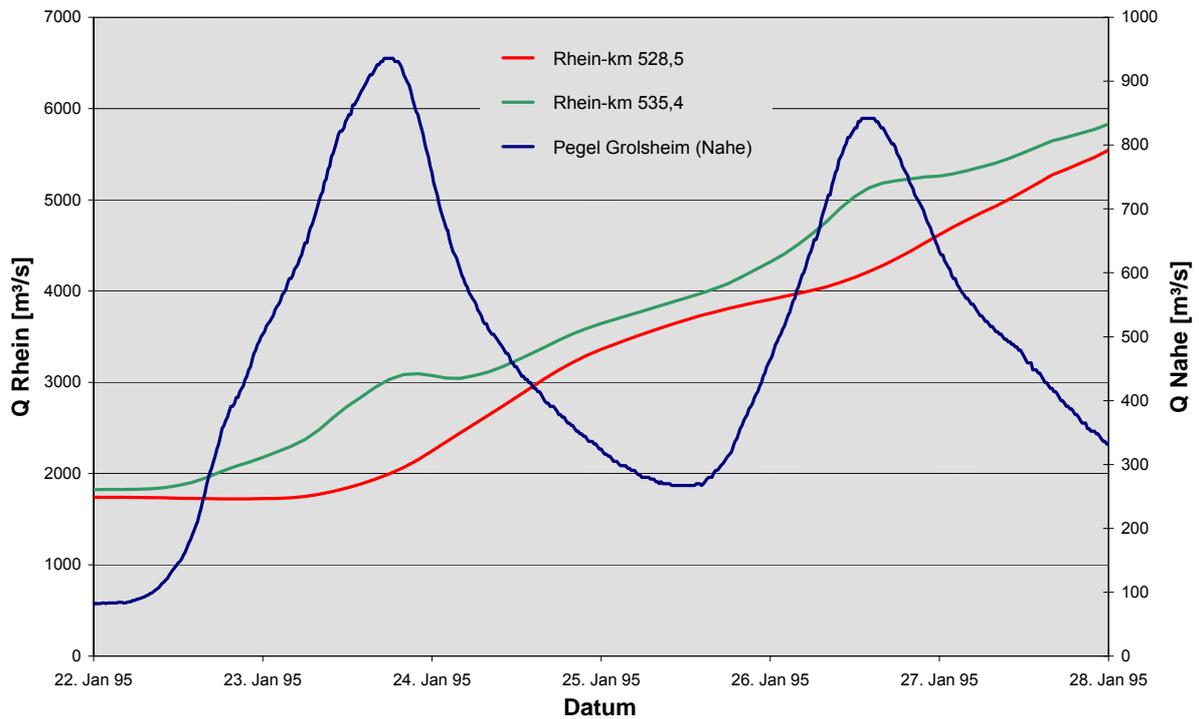


Abbildung 9: Abflussganglinien des Hochwasserereignisses im Januar 1995

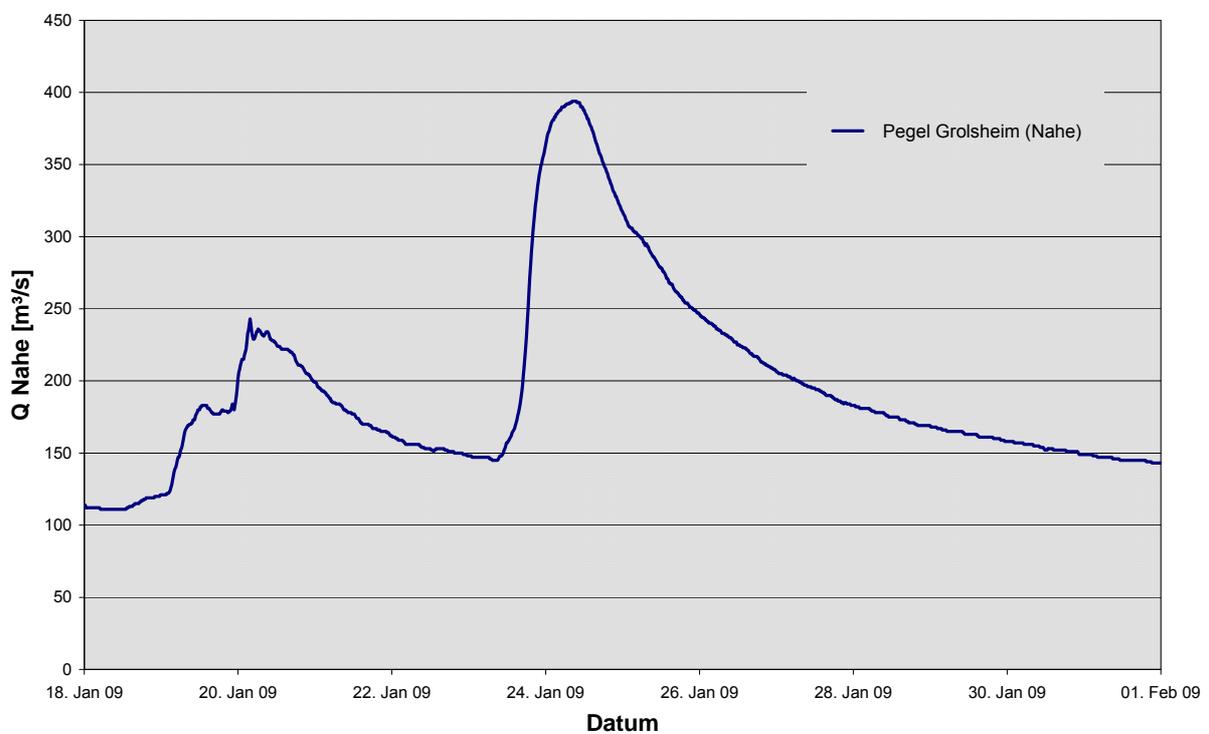


Abbildung 10: Abflussganglinie des Hochwasserereignisses im Januar 2009 am Pegel Grolsheim

4.5.2 100-jährlicher Hochwasserabfluss

Die Welle für das 100-jährliche Nahehochwasser wurde aus der beim Dezember-Hochwasser 1993 aufgezeichneten Welle und dem Scheitelbereich einer Welle mit einem Maximalwert von 1.240 m³/s in /U8/ abgeleitet. Sie ist in Abbildung 11 dargestellt. Der Abfluss im Rhein beim 100-jährlichen Hochwasser wurde konstant mit 5.300 m³/s angenommen.

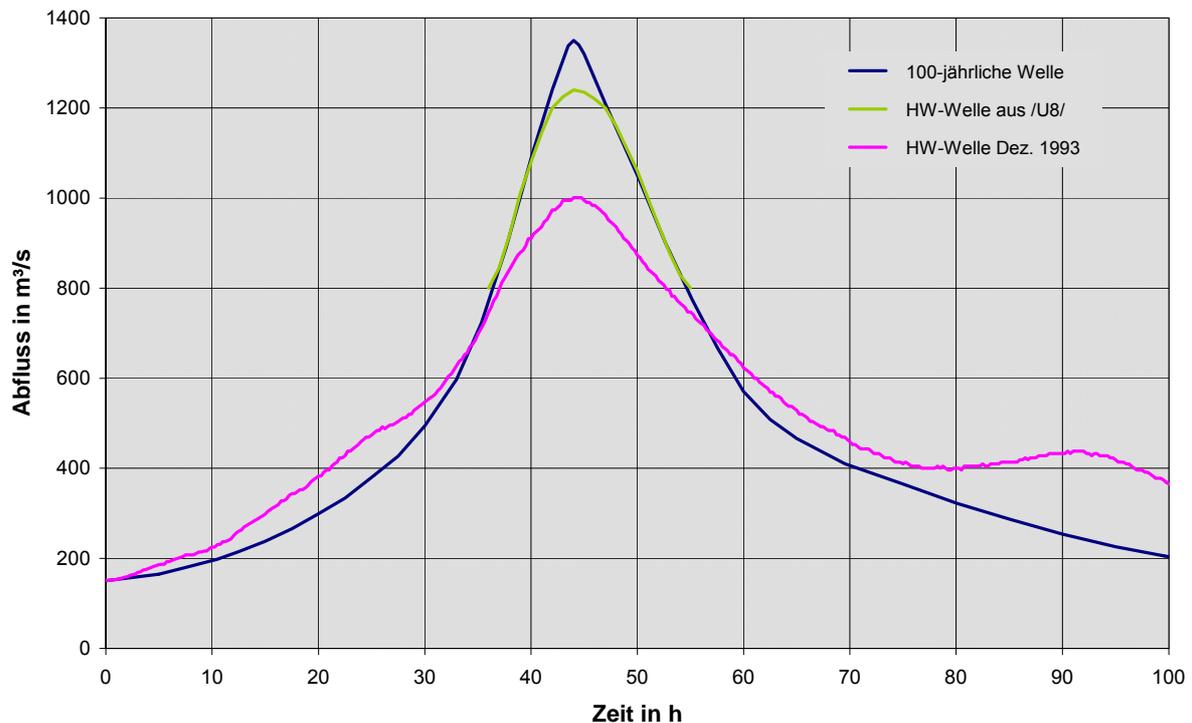


Abbildung 11: Welle des 100-jährlichen Nahehochwassers am Pegel Grolsheim

4.6 Berechnungen für den Ist-Zustand

Berechnungen für den Ist-Zustand wurden zunächst für die Abflussszenarien aus Kap. 4.5 (3 historische Hochwasser, 100-jährliches Hochwasser) durchgeführt, um Referenzzustände zur Bewertung der Wirksamkeit der Hochwasserrückhaltung Sponsheim zu schaffen. Die Ergebnisse wurden in Form von Abfluss- und Wasserstandsganglinien der Nahe in Höhe der alten Eisenbahnbrücke sowie des Rheins in Höhe des Modellauslaufs dokumentiert.

Darüber hinaus wurden stationäre Berechnungen für das 5- und das 10-jährliche Hochwasser der Nahe durchgeführt, um die zugehörigen Wasserstände im Bereich der Zulaufscharte der Hochwasserrückhaltung Sponsheim zu ermitteln. Die hierfür benötigten Abflüsse wurden der Statistik des Pegels Grolsheim entnommen. Die Abflüsse und die daraus in Höhe der Zulaufscharte mit dem kalibrierten 2D-Wasserspiegellagenmodell berechneten Wasserstände betragen:

- 5-jährliches Hochwasser: $HQ_5 \approx 600 \text{ m}^3/\text{s}$, $HW_5 = 88,50 \text{ müNN}$,
- 10-jährliches Hochwasser: $HQ_{10} \approx 750 \text{ m}^3/\text{s}$, $HW_{10} = 88,80 \text{ müNN}$.

4.7 Variantenbetrachtung im Zuge der Vorplanung

4.7.1 Planungsvarianten

Hinsichtlich Höhe des geplanten Deichs sowie Länge und Höhe von Zulauf- und Überlaufscharte der Hochwasserrückhaltung Sponsheim wurden in der Vorplanung (/U6/) folgende Hauptvarianten unterschieden:

Variante 0

- Höhenlage der Überlaufscharte auf Höhe der heutigen Deichkrone (analog /U8/),
- Länge von Zulauf- und Überlaufscharte je 182,5 m,
- Lage der Überlaufscharte nördlich der Sponsheimer Mühle,
- Höhenlage der Krone des geplanten Deichs auf 88,56 müNN,
- keine Erhöhung des heutigen Nahedeichs.

Variante 1

- Höhenlage der Überlaufscharte bei 87,10 müNN,
- Länge von Zulauf- und Überlaufscharte je 182,5 m,
- Lage der Überlaufscharte nördlich der Sponsheimer Mühle,
- Höhenlage der Krone des geplanten Deichs auf 88,25 müNN,
- keine Erhöhung des heutigen Nahedeichs.

Variante 2

- Höhenlage der Überlaufscharte bei 87,50 müNN,
- Länge von Zulauf- und Überlaufscharte je 182,5 m,
- Lage der Überlaufscharte nördlich der Sponsheimer Mühle,
- Höhenlage der Krone des geplanten Deichs auf 88,65 müNN,
- Erhöhung des heutigen Nahedeichs zwischen Sponsheimer Mühle und BAB A 61 auf 88,00 müNN.

Variante 3

- Höhenlage der Überlaufscharte bei 87,95 müNN,
- Länge von Zulauf- und Überlaufscharte je 182,5 m,
- Lage der Überlaufscharte nördlich der Sponsheimer Mühle,
- Höhenlage der Krone des geplanten Deichs auf 89,10 müNN,
- Erhöhung des heutigen Nahedeichs zwischen Sponsheimer Mühle und BAB A 61 auf 88,45 müNN.

Darüber hinaus wurde bei allen vier Varianten ein Zustand mit bzw. ohne die sog. Nordost-erweiterung (Abbildung 12) als Untervarianten betrachtet.

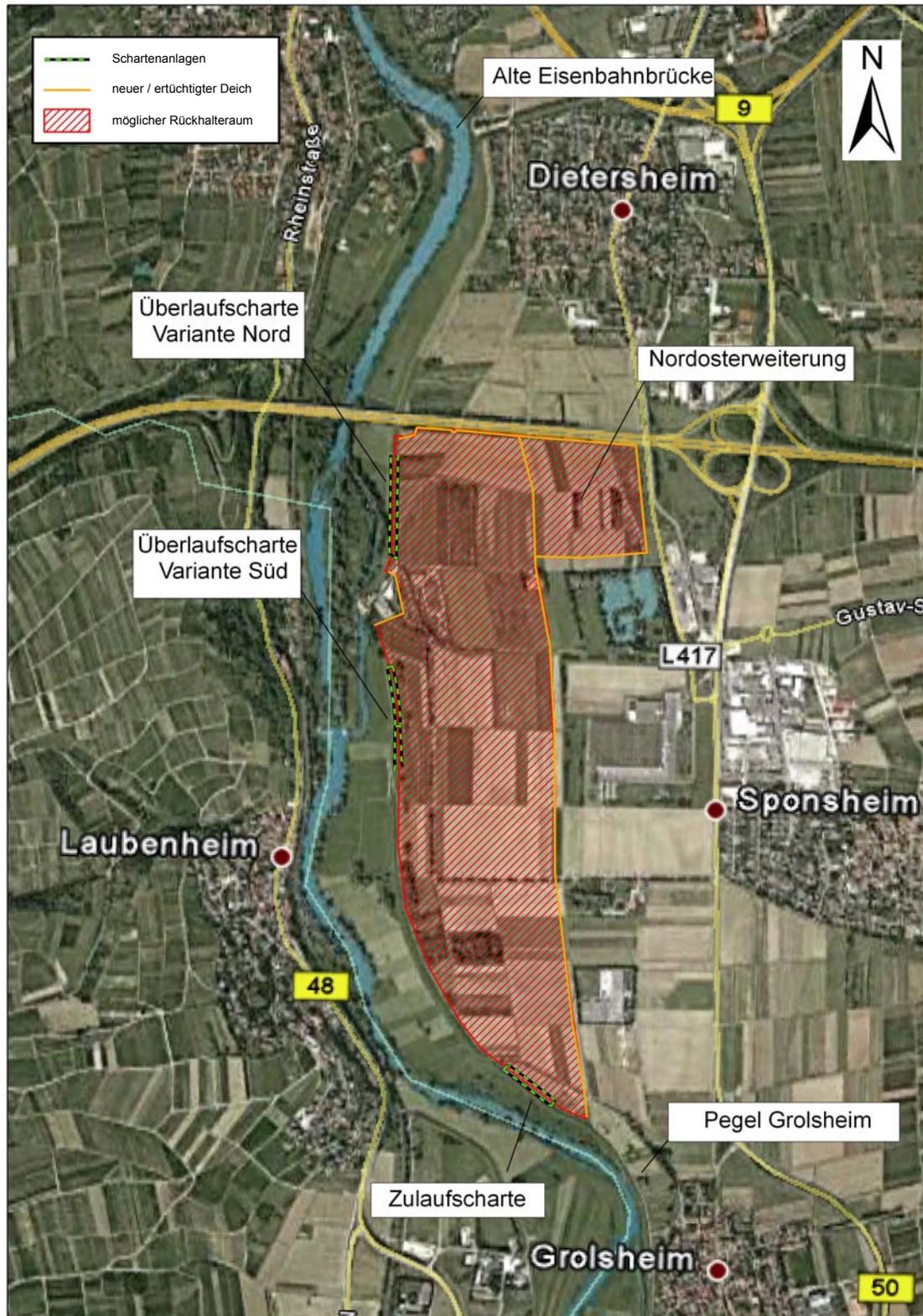


Abbildung 12: Planungsvarianten der Hochwasserrückhaltung Sponsheim (Quelle Luftbild: Google Maps)

Einen Anhalt über die Größe des in den einzelnen Varianten zu realisierenden Rückhaltevolumens in der Hochwasserrückhaltung Sponsheim enthält Tabelle 3. Für Variante 0 beruhen die Angaben auf der Auswertung der bereits durchgeführten Berechnungen, in den drei anderen Varianten wurden die zu aktivierenden Rückhaltevolumina in erster Näherung unter Vernachlässigung des sich im Hochwasserrückhalteraum von Süd nach Nord einstellenden (wenn auch geringen) Wasserspiegelgradienten unter Ansatz des Wasserstands im nördlichen Bereich abgeschätzt.

Tabelle 3: Abschätzung der in der Hochwasserrückhaltung Sponsheim zu realisierenden Rückhaltevolumina

Variante	Höhe Überlaufscharte	maßg. WSP im Rückhalteraum	Volumen ohne Nordosterweiterung	Volumen mit Nordosterweiterung
0	87,28 müNN bis 87,60 müNN ¹	87,74 müNN ²	1,32 Mio. m ³	1,62 Mio. m ³
1	87,10 müNN	87,45 müNN ³	1,07 Mio. m ³	1,34 Mio. m ³
2	87,50 müNN	87,85 müNN ³	1,39 Mio. m ³	1,70 Mio. m ³
3	87,95 müNN	88,30 müNN ³	1,77 Mio. m ³	2,13 Mio. m ³
¹ Bestand südlich BAB A 61 ² (über die Zeit) max. Wasserstand im nördlichen Teil der Hochwasserrückhaltung, hier vorweg genommenes Berechnungsergebnis ³ Abschätzung unter Annahme einer Überfallhöhe von 35 cm an der Überlaufscharte				

Weiterhin wurden im Zuge der Bearbeitung in Abstimmung mit dem Objektplaner und dem Vorhabensträger noch folgende Untervarianten aufgestellt:

- Höhenlage der Zulaufscharte auf 89,22 müNN (Vorschlag in /U8/) bzw. auf HW₅ oder auf HW₁₀ der Nahe,
- Länge der Überlaufscharte 300 m anstatt 182,50 m,
- Lage der Überlaufscharte südlich der Sponsheimer Mühle,
- Lage der Zulaufscharte südlich der Sponsheimer Mühle,
- Bauwerk zur Restentleerung der Hochwasserrückhaltung.

4.7.2 Durchgeführte Berechnungen

Die verschiedenen Planungsvarianten wurden während des Projektfortschritts in den Projektgesprächen entwickelt und die durchzuführenden Berechnungen festgelegt. In den Protokollen der Projektgespräche sind diese Schritte und Entwicklungen im Einzelnen festgehalten. Die Arbeiten sind in /U1/ ausführlich dokumentiert, in den nachfolgenden Kapiteln werden die wesentlichen Ergebnisse zusammengefasst.

Einen Überblick über die zur Optimierung der Wirksamkeit der Hochwasserrückhaltung Sponsheim durchgeführten Berechnungen gibt Tabelle 4.

Tabelle 4: *Untersuchte Planungsvarianten*

Variante	Untervariante	Hochwasserereignis			
		Jan. 1982	Dez. 1993	Jan. 1995	HQ ₁₀₀
0	ohne NE-Erweiterung, Zulaufscharte auf HW ₅	o	x	o	o
	ohne NE-Erweiterung, Zulaufscharte auf HW ₁₀	o	x	o	o
	ohne NE-Erweiterung, Zulaufscharte auf 89,22 müNN	o	o	o	x
1	ohne NE-Erweiterung, Zulaufscharte auf HW ₁₀	x	x	x	o
	mit NE-Erweiterung, Zulaufscharte auf HW ₁₀	x	x	x	o
2	mit NE-Erweiterung, Zulaufscharte auf HW ₁₀	x	x	x	x
	mit NE-Erweiterung, Zulaufscharte auf HW ₁₀ , Restentleerung	o	x	o	o
	mit NE-Erweiterung, Zulaufscharte auf HW ₁₀ , verlängerte Überlaufscharte, Überlaufscharte südlich der Sponsh. Mühle	o	x	o	o
	mit NE-Erweiterung, Zulaufscharte auf HW ₁₀ , verlängerte Überlaufscharte	o	x	o	x
3	mit NE-Erweiterung, Zulaufscharte auf HW ₁₀ , verlängerte Überlaufscharte	o	o	o	x
	mit NE-Erweiterung, Zulaufscharte auf HW ₁₀ , verlängerte Überlaufscharte, Überlaufscharte südlich der Sponsheimer Mühle	o	o	o	x
x: Rechenlauf durchgeführt; o: Rechenlauf nicht durchgeführt					

4.7.3 Ergebnisse bezüglich der Zulaufscharte zur Hochwasserrückhaltung Sponsheim

Die Ergebnisse der Berechnungen für die verschiedenen Planungsvarianten lassen sich im Hinblick auf Fragestellungen im Zusammenhang mit der Zulaufscharte zur Hochwasserrückhaltung Sponsheim folgendermaßen zusammenfassen:

Höhenlage der Zulaufscharte

Wird die Zulaufscharte gemäß dem Vorschlag in /U8/ auf eine Höhe von 89,22 müNN gelegt, wird die Hochwasserrückhaltung bei keinem der untersuchten historischen Ereignisse beschickt. Ursache hierfür ist, dass deren Scheitelabflüsse kleiner als der in /U8/ für die Beschickung der Hochwasserrückhaltung angesetzte Schwellenwert (1.000 m³/s) sind.

Wird die Zulaufscharte dagegen auf eine Höhe entsprechend HW₅ der Nahe gesetzt, wird die Hochwasserrückhaltung bereits durch den anlaufenden Wellenast gefüllt und es steht kein Rückhalteraum mehr zur Dämpfung des Wellenscheitels zur Verfügung (Abbildung 13).

Ausgehend von diesen Ergebnissen wird die Zulaufscharte auf eine Höhe entsprechend HW₁₀ der Nahe (88,80 müNN) gesetzt. In der Konsequenz ist die Hochwasserrückhaltung Sponsheim bei Hochwasserereignissen kleiner HQ₁₀ nicht wirksam, bewirkt dafür dann aber bei mittleren Ereignissen einen gezielten Rückhalt im oberen Bereich der Welle (s.u.).

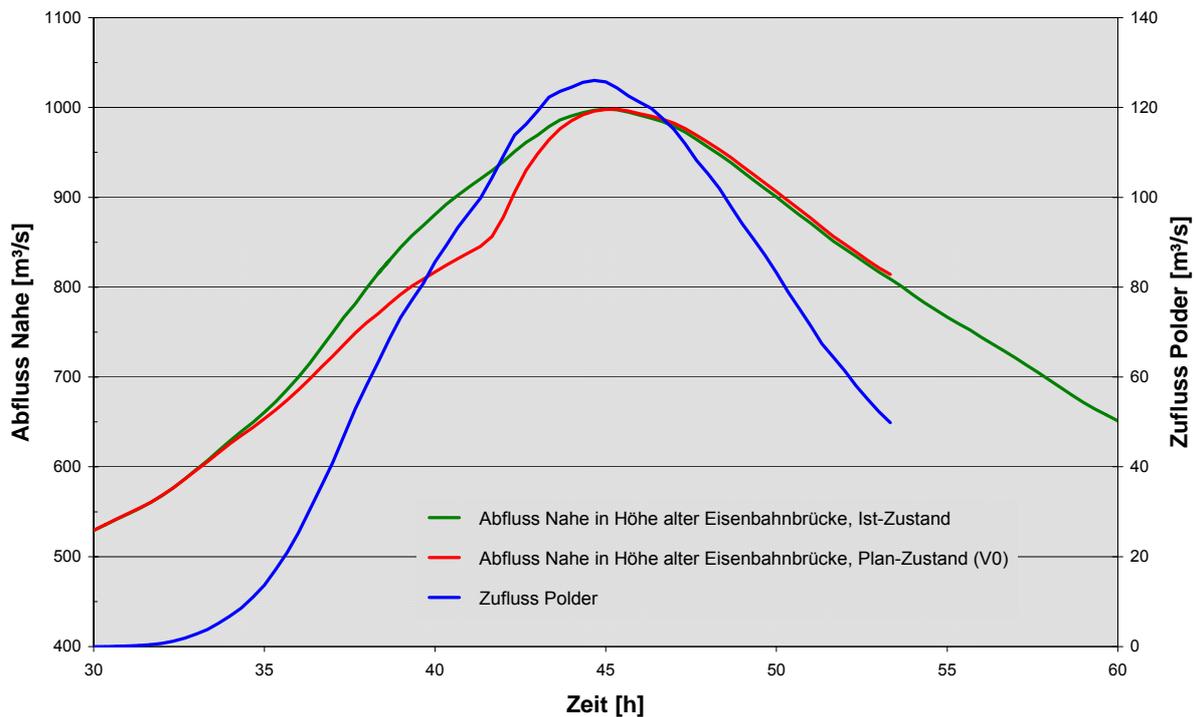


Abbildung 13: Wirkung der Hochwasserrückhaltung Sponsheim auf das Nahehochwasser vom Dezember 1993 in Variante 0 mit Zulaufscharte auf HW₅-Niveau

Anordnung der Zulaufscharte im Bereich südlich der Sponsheimer Mühle

Die Berechnungen für den Ist-Zustand haben gezeigt, dass HW₁₀ südlich der Sponsheimer Mühle so niedrig ist, dass bei Anordnung der Zulaufscharte in diesem Bereich ein nur geringes Rückhaltevolumen realisiert werden kann. Diese Untervariante wurde deshalb nicht weiter verfolgt.

4.7.4 Ergebnisse bezüglich der Größe des in der Hochwasserrückhaltung Sponsheim zu aktivierenden Rückhaltevolumens

Zur Untersuchung dieser Fragestellung wurden die Varianten 0 bis 2 mit einer Zulaufscharte auf HW₁₀ mit oder ohne Nordosterweiterung betrachtet. Die Wirksamkeit der Varianten 1 und 2 wurde anhand der drei historischen Hochwasserereignisse aus Kap. 4.5.1 untersucht, die der Variante 0 lediglich anhand des größten der drei Ereignisse (Dez. 1993). Variante 3 wurde nicht betrachtet (s.u.).

Die für das Ereignis vom Dezember 1993 aus den Berechnungen abgeleiteten aktivierten Rückhaltevolumina in der Hochwasserrückhaltung Sponsheim fasst Tabelle 5 zusammen.

Tabelle 5: Aktivierte Rückhaltevolumina für das Hochwasser vom Dezember 1993

Variante	Höhe Überlaufscharte	max. WSP im Rückhalteraum ¹		aktiviertes Rückhaltevolumen	
		Süd	Nord	ohne NE-Erw.	mit NE-Erw.
0	87,28 müNN bis 87,60 müNN ²	87,91 müNN	87,74 müNN	1,32 Mio. m ³	1,62 Mio. m ³
1	87,10 müNN	87,88 müNN	87,42 müNN	1,05 Mio. m ³	1,31 Mio. m ³
2	87,50 müNN	87,88 müNN	87,75 müNN	1,31 Mio. m ³	1,61 Mio. m ³
3	87,95 müNN	nicht betrachtet			

¹ Angabe bezogen auf die zeitliche Entwicklung des Wasserstands
² Bestand südlich der BAB A 61

Als Ergebnis der Berechnungen ist darüber hinaus festzuhalten:

- Bei der Variante 0 existiert bautechnisch keine definierte Überlaufscharte. Sie wird deshalb ungeachtet der Frage nach ihrer Wirksamkeit nicht weiter verfolgt.
- Bei Variante 1 ist das aktivierbare Rückhaltevolumen sowohl ohne als auch mit Nordost-erweiterung zu gering, um für das Hochwasser vom Dezember 1993 eine durchgängige Abminderung des Wellenscheitels zu bewirken (Abbildung 14). Sie wird daher ebenfalls nicht weiter verfolgt.

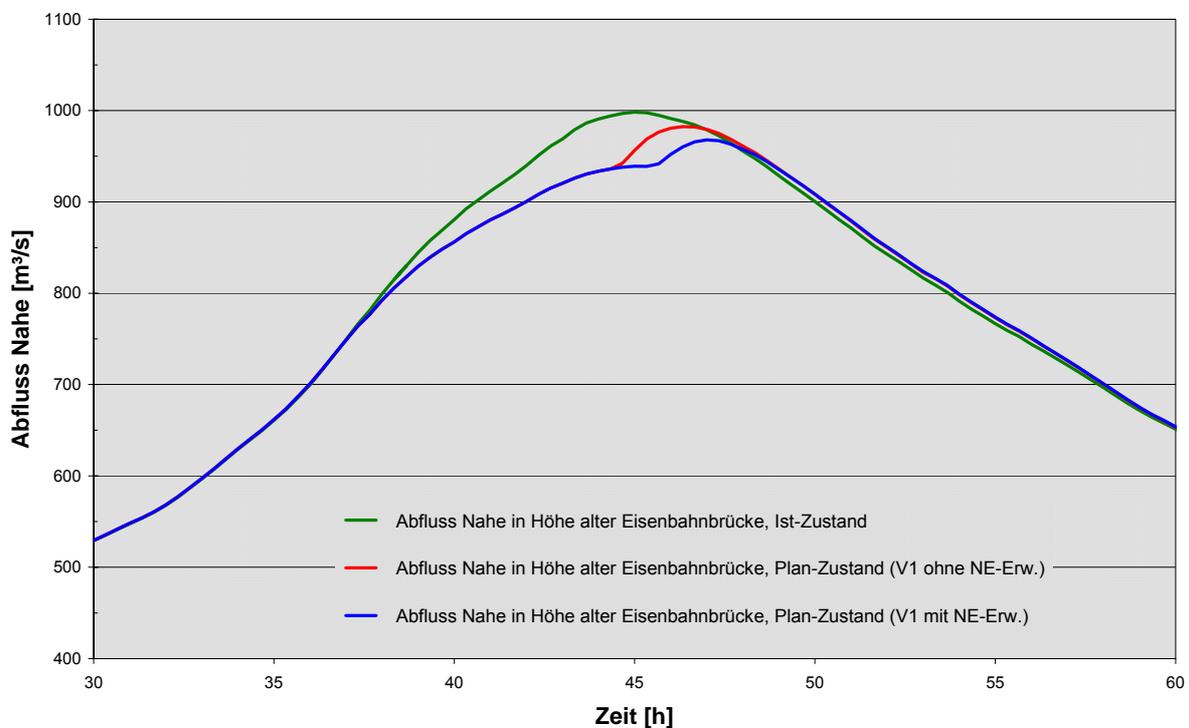


Abbildung 14: Wirkung der Hochwasserrückhaltung Sponsheim auf das Nahehochwasser vom Dezember 1993 in Variante 1 ohne sowie mit Nordosterweiterung und Zulaufscharte auf HW₁₀-Niveau

- Bei Variante 2 mit Nordosterweiterung reicht das aktivierbare Rückhaltevolumen aus, um für das Hochwasser vom Dezember 1993 eine durchgängige Abminderung des Wellenscheitels zu bewirken (Abbildung 15).

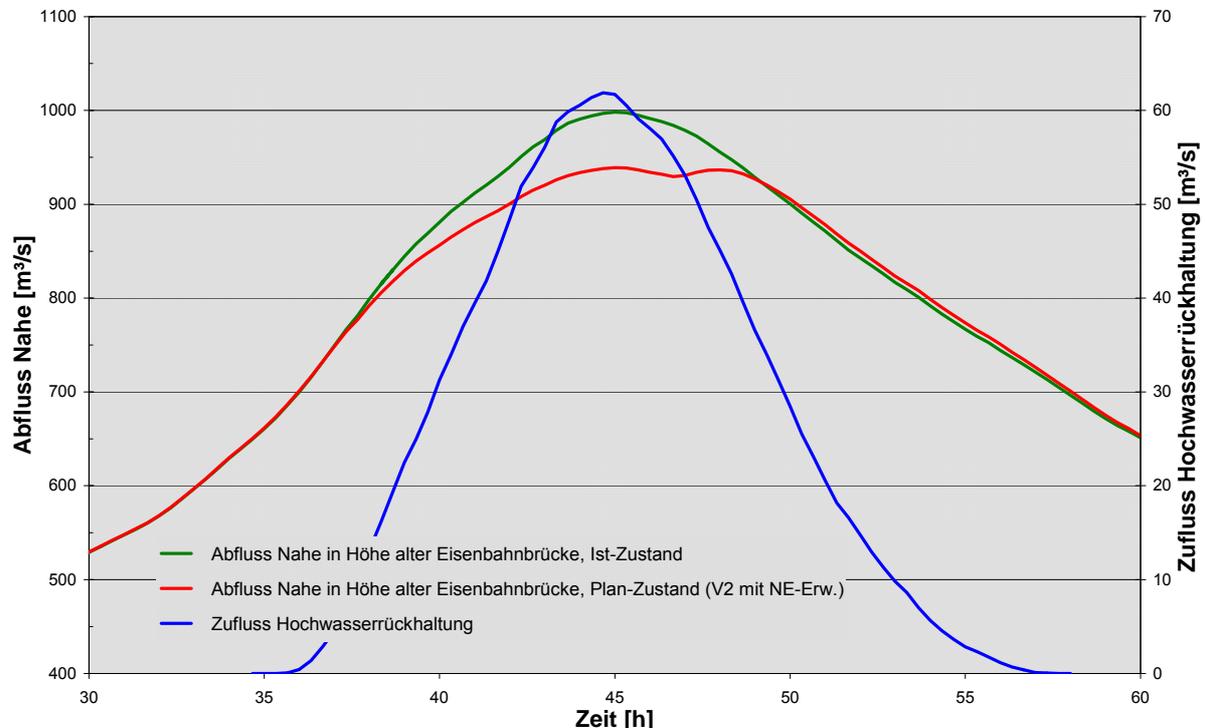


Abbildung 15: Wirkung der Hochwasserrückhaltung Sponsheim auf das Nahehochwasser vom Dezember 1993 in Variante 2 mit Nordosterweiterung und Zulaufscharte auf HW₁₀-Niveau

- Variante 3 wurde aufgrund der mit Variante 2 mit Nordosterweiterung zu erzielenden Wirkung nicht untersucht. Jedoch kann davon ausgegangen werden, dass Variante 3 ohne Nordosterweiterung die gleiche Wirkung wie Variante 2 mit Nordosterweiterung hat, da das aktivierte Rückhaltevolumen quasi identisch ist.

Die Ergebnisse für die beiden anderen untersuchten historischen Ereignisse stimmen von der grundsätzlichen Aussage her mit den Ergebnissen für das Ereignis vom Dezember 1993 überein (vgl. die in **Anlage A-1** bzw. **Anlage A-2** beigefügten Grafiken).

4.7.5 Ergebnisse bezüglich der Auswirkungen der Hochwasserrückhaltung Sponsheim auf das Rheinhochwasser

An Abbildung 16 ist die Wirkung der Hochwasserrückhaltung Sponsheim auf das Rheinhochwasser vom Dezember 1993 zu erkennen. In der Variante 2 mit Nordosterweiterung wird der ansteigende Ast des Rheinhochwassers über einen Zeitraum von mehr als 10 Stunden um bis zu eine Stunde verzögert. Dies bedeutet in diesem Zeitraum eine Verringerung des Rheinwasserstands um ca. 5 cm gegenüber dem Ist-Zustand.

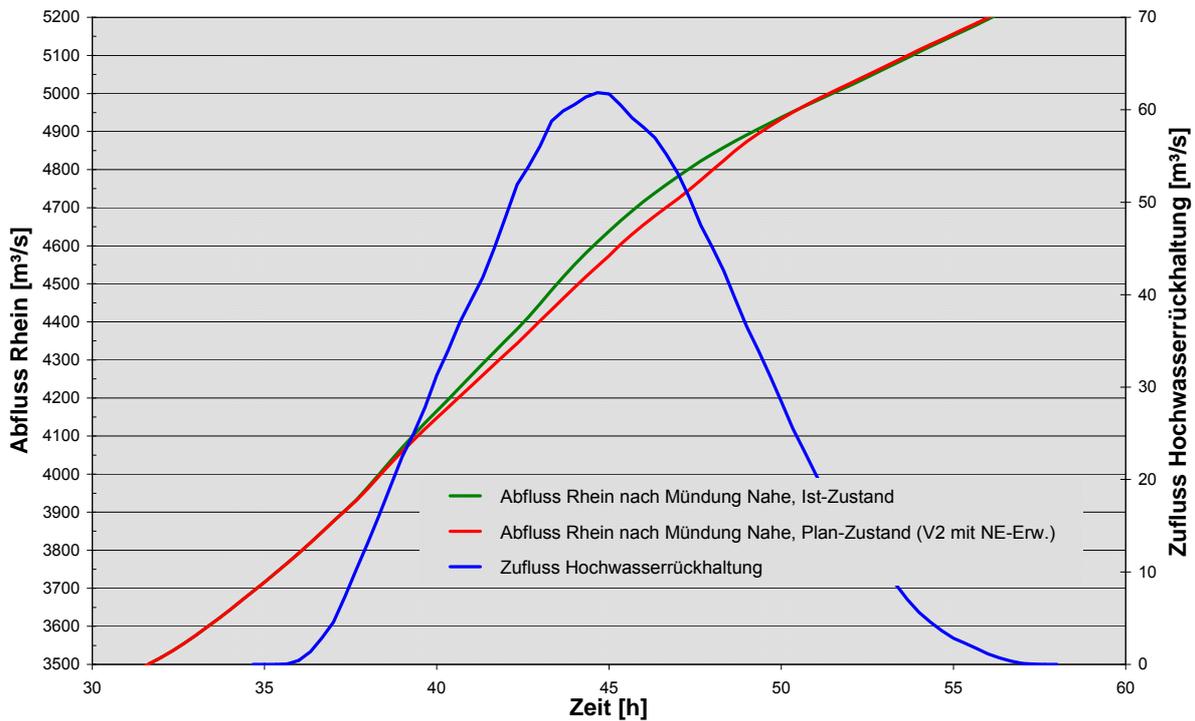


Abbildung 16: Wirkung der Hochwasserrückhaltung Sponsheim auf den Rheinabfluss vom Dezember 1993 in Variante 2 mit Nordosterweiterung und Zulaufscharte auf HW₁₀-Niveau.

4.7.6 Ergebnisse bezüglich der Überlaufscharte der Hochwasserrückhaltung Sponsheim

Verlängerung der Überlaufscharte auf 300 m

Unter Ansatz einer 182,5 m langen Überlaufscharte wird der heutige Nahedeich auch außerhalb der Überlaufscharte überströmt. Um diesen aus Gründen der Standsicherheit des Bauwerks unerwünschten Effekt zu verhindern, wurde die Überlaufscharte von 182,5 m auf 300 m verlängert.

Die Berechnungen mit dem so modifizierten Modell zeigten, dass der heutige Nahe- und zukünftige Trenndeich beim 100-jährlichen Ereignis nicht mehr überströmt wird. Tabelle 6 veranschaulicht die in diesem Fall in den Varianten 2 und 3 aktivierten Rückhaltevolumina.

Tabelle 6: Aktivierte Rückhaltevolumina für ein 100-jährliches Ereignis bei 300 m langer Überlaufscharte

Variante	Höhe Überlaufscharte	max. WSP im Rückhalteraum ¹		aktiviertes Rückhaltevolumen	
		Süd	Nord	ohne NE-Erw.	mit NE-Erw.
2	87,50 müNN	88,36 müNN	87,99 müNN	1,50 Mio. m ³	1,83 Mio. m ³
3	87,95 müNN	88,58 müNN	88,42 müNN	1,87 Mio. m ³	2,24 Mio. m ³

¹ Angabe bezogen auf die zeitliche Entwicklung des Wasserstands

Untersucht wurde auch, wie sich die Verlängerung der Überlaufscharte auf die Verhältnisse bei den historischen Ereignissen auswirkt. Abbildung 17 zeigt für das Ereignis vom Dezember 1993, dass sich im Vergleich zur Situation mit der 182,5 m langen Überlaufscharte nur geringfügige Änderungen in den Abflussverhältnissen unterhalb der Hochwasserrückhaltung einstellen (2. Abflussspitze 6,6 m³/s höher, das entspricht 1-2 cm Wasserspiegeldifferenz in der Nahe). Eine signifikante Verringerung der Wirksamkeit der Hochwasserrückhaltung durch die Verlängerung der Überlaufscharte ist damit nicht zu befürchten.

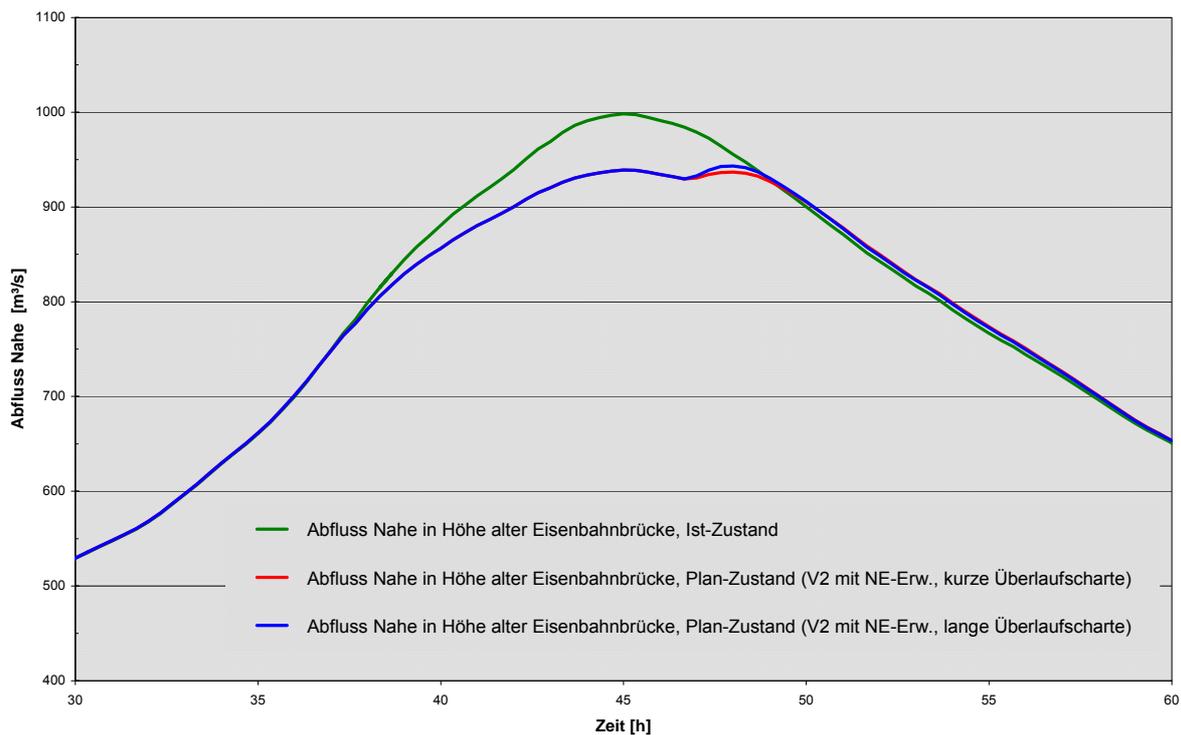


Abbildung 17: Wirkung der Hochwasserrückhaltung Sponsheim auf das Nahehochwasser vom Dezember 1993 in Variante 2 mit Nordosterweiterung, Zulaufscharte auf HW₁₀-Niveau und 300 m langer Überlaufscharte.

Anordnung der Überlaufscharte im Bereich südlich der Sponsheimer Mühle

Die Zufahrt zur Sponsheimer Mühle ist im Hochwasserfall nur über den nördlich von ihr gelegenen Nahedeich möglich. Wird in diesem Deich die Überlaufscharte errichtet, ist die Sponsheimer Mühle bei Einstau der Hochwasserrückhaltung nicht mehr erreichbar.

Vor diesem Hintergrund wurde exemplarisch für Variante 3 mit Nordosterweiterung untersucht, wie sich eine Anordnung der Überlaufscharte in den Deich südlich der Sponsheimer Mühle auf die Wirksamkeit der Hochwasserrückhaltung beim 100-jährlichen Hochwasser auswirkt. Abbildung 18 veranschaulicht, dass die Lage der Überlaufscharte nahezu keine Auswirkungen auf die Hochwasserwelle der Nahe unterhalb der Hochwasserrückhaltung besitzt. In der Hochwasserrückhaltung steigt der maximale Wasserspiegel durch Verlegung der Überlaufscharte von nördlich nach südlich der Sponsheimer Mühle um rd. 2 cm.

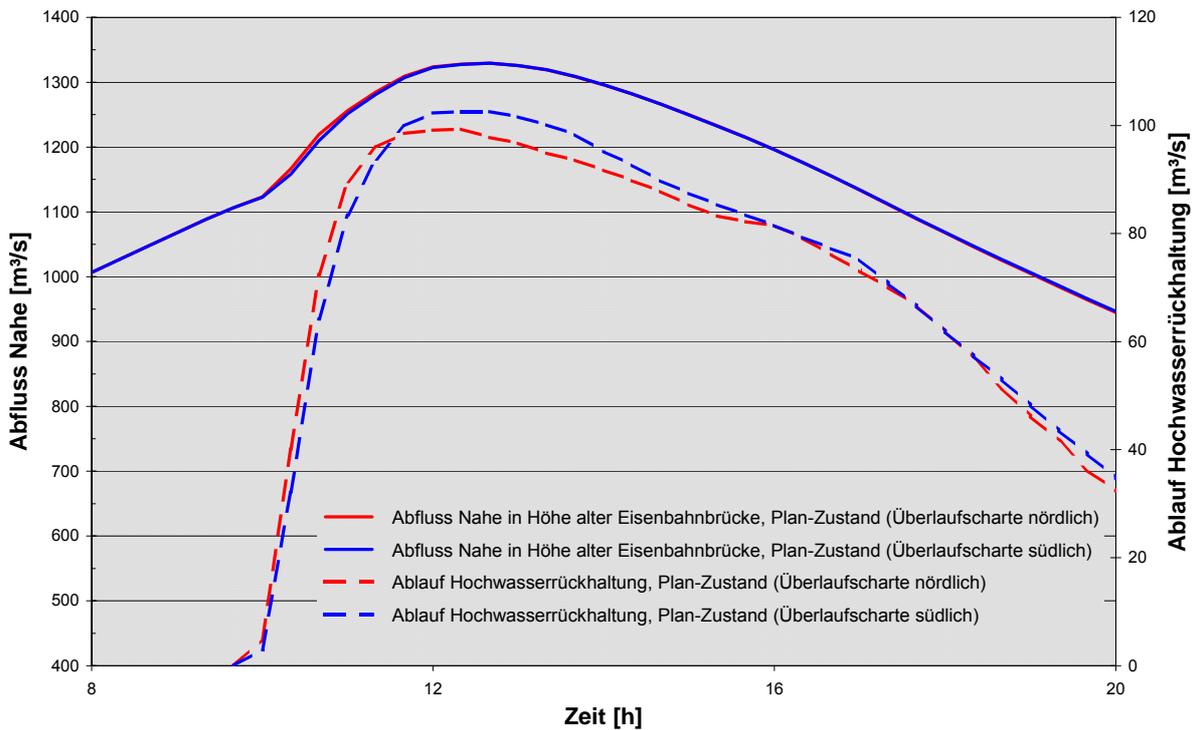


Abbildung 18: Wirkung der Hochwasserrückhaltung Sponsheim auf das 100-jährliche Nahehochwasser in Variante 3 mit Nordosterweiterung, Zulaufscharte auf HW_{10} -Niveau und 300 m langer Überlaufscharte südlich der Sponsheimer Mühle.

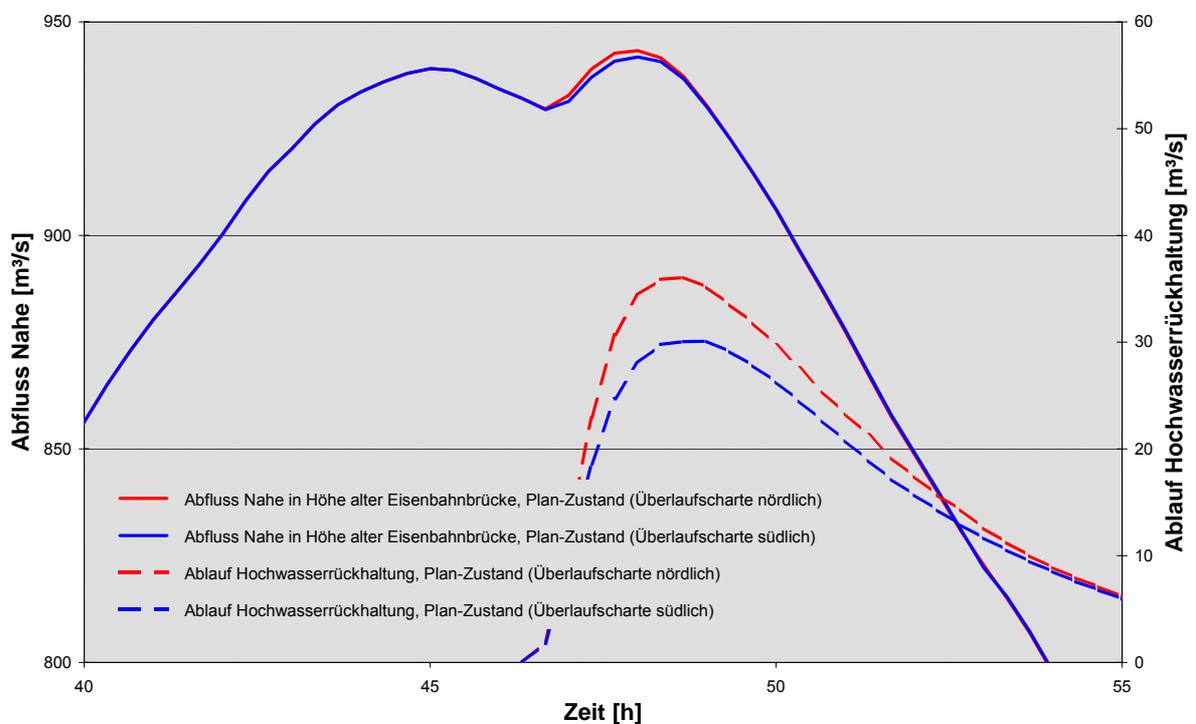


Abbildung 19: Wirkung der Hochwasserrückhaltung Sponsheim auf das Nahehochwasser vom Dezember 1993 in Variante 2 mit Nordosterweiterung, Zulaufscharte auf HW_{10} -Niveau und 300 m langer Überlaufscharte südlich der Sponsheimer Mühle.

Um den Nachweis der Wirksamkeit der Hochwasserrückhaltung für historische Ereignisse zu vervollständigen, wurden die Auswirkungen einer Verlegung der Überlaufscharte auch für das Ereignis vom Dezember 1993 in Variante 2 mit Nordosterweiterung untersucht. Wie in Abbildung 19 zu sehen ist, sind auch hier die Auswirkungen gering. Der maximale Wasserspiegel im Rückhalteraum steigt hierdurch nur um weniger als 1 cm.

4.8 Voruntersuchungen zur Restentleerung der Hochwasserrückhaltung Sponsheim

4.8.1 Untersuchungen im Zuge der Vorplanung

Als Grundlage für eine Beurteilung der Gefährdung der an die Hochwasserrückhaltung angrenzenden Bebauung durch hohe Grundwasserstände sowie des von den in diesem Bereich vorhandeneren Altablagerungen ausgehenden Gefährdungspotentials infolge erhöhter Versickerung bei Einstau der Hochwasserrückhaltung wurde die Restentleerungsdauer nach einem Einstauereignis berechnet.

Zur rechnerischen Nachbildung der Restentleerung wurde ein Bauwerk mit einer Öffnung von 5,00 x 2,50 m und einer Sohlhöhe von 83,50 müNN in das Berechnungsmodell für Variante 2 mit Nordosterweiterung eingearbeitet. Mit diesem modifizierten Modell wurde dann für das Hochwasser vom Dezember 1993 der Restentleerungsvorgang untersucht. Dabei wurde davon ausgegangen, dass die Restentleerung mit dem Ende des Befüllungsvorgangs (Wasserspiegel Nahe sinkt an der Zulaufscharte unter 88,80 müNN) einsetzt.

Die Berechnungen zeigten, dass rd. 40 h nach Entleerungsbeginn keine nennenswerten Abflüsse aus der Hochwasserrückhaltung mehr stattfanden und das Überschwemmungsbild innerhalb der Hochwasserrückhaltung nach 48 h nahezu keine Veränderungen mehr erfuhr. Eine weitergehende Restentleerung kann ohne entsprechende Geländemodellierungen in der Hochwasserrückhaltung nicht erreicht werden.

4.8.2 Aktualisierung des Berechnungsmodells

Als Grundlage für eine im Nachgang zu /U1/ durchgeführte ergänzende Untersuchung des Restentleerungsvorgangs (/U3/) wurde zunächst der aktuelle Stand der Planung für die Hochwasserrückhaltung Sponsheim in das Berechnungsmodell der Variante 3 eingearbeitet, die Nordosterweiterung wurde nicht berücksichtigt. Darüber hinaus wurden auch die ergänzenden Vermessungen in der Hochwasserrückhaltung (/U27/) in das Modell eingearbeitet.

4.8.3 Ergänzende Untersuchungen zur Restentleerung

Die Restentleerung der Hochwasserrückhaltung Sponsheim wurde in /U3/ für das 100-jährliche Hochwasser untersucht. Angesetzt wurde hierbei die Welle aus Abbildung 11; im Rhein wurde ein konstanter Abfluss von 5.300 m³/s (entspricht etwa HQ₅) angenommen. Unterschieden wurde zwischen einem Zustand mit eingewachsenen Gräben (heutiger Zustand) und einem Zustand mit freigeschnittenen Gräben.

Die Berechnungen hatten eine Gesamtlauzeit von 100 Modellstunden. Nach etwa 34 Stunden wurde die Zulaufscharte nicht mehr überströmt, der Zufluss zur Hochwasserrückhaltung kam zum Erliegen. Bis zu diesem Zeitpunkt wurden das in den heutigen Nahedeich integrierte Auslassbauwerk und der Rohrdurchlass des Aspisheimer Grabens an der Sponsheimer Mühle in den Berechnungen als verschlossen, danach als voll geöffnet angenommen.

Die Berechnungen zeigten, dass sich bei freigeschnittenen Gräben ab etwa 90 Stunden nach Berechnungsbeginn bzw. 56 Stunden nach Öffnung der Entleerungsbauwerke die Einstausituation der Hochwasserrückhaltung praktisch nicht mehr ändert. Ab diesem Zeitpunkt findet keine nennenswerte Entwässerung des Gebiets mehr statt. Das dann noch in Geländesenken stehende Wasser kann nur noch durch Versickerung oder Verdunstung entweichen.

Abbildung 20 veranschaulicht die Situation in der Hochwasserrückhaltung Sponsheim nach Ende der Simulationsdauer von 100 Stunden unter der Annahme freigeschnittener Gräben, Abbildung 21 zeigt die Situation unter der Annahme eingewachsener Gräben. Aus dem Vergleich beider Abbildungen ist zu erkennen, dass sich der Zustand der Gräben nicht auf den Endzustand der Restentleerung auswirkt.

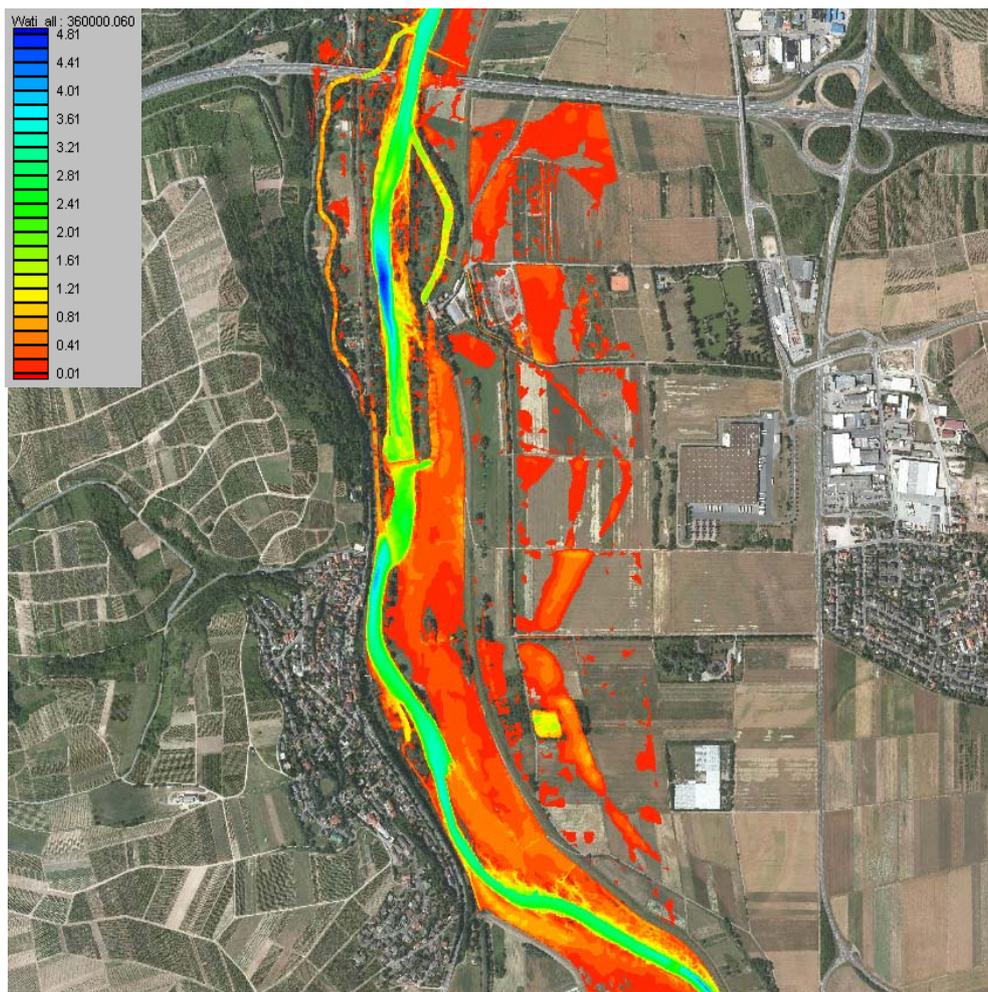


Abbildung 20: Verbleibende Wasserflächen und Wassertiefen in der Hochwasserrückhaltung Sponsheim am Ende der Restentleerung nach Einstau durch ein 100-jährliches Hochwasser, freigeschnittene Gräben.

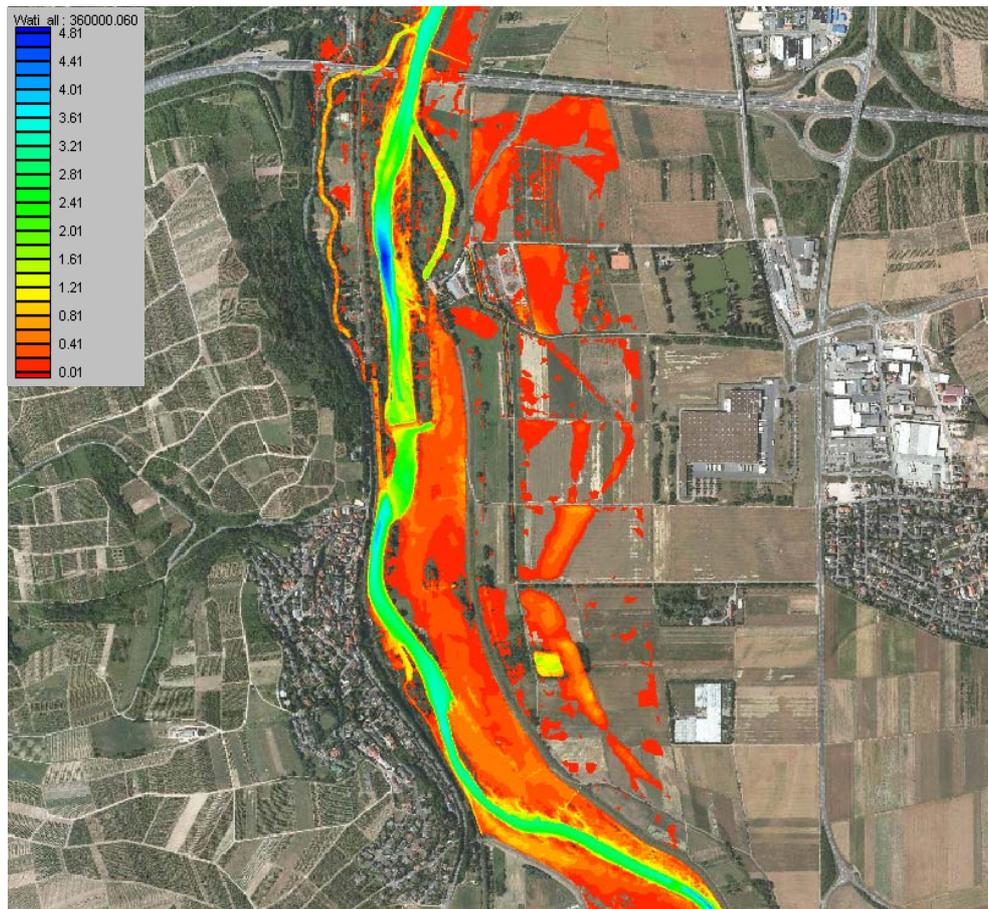


Abbildung 21: Verbleibende Wasserflächen und Wassertiefen in der Hochwasserrückhaltung Sponsheim am Ende der Restentleerung nach Einstau durch ein 100-jährliches Hochwasser, eingewachsene Gräben.

Um einen eventuellen Einfluss des Bewuchses in den Gräben auf die Geschwindigkeit der Restentleerung zu untersuchen, wurden an vier Kontrollpunkten (Abbildung 22) die Wasserstandsganglinien aus den Berechnungen für die beiden Bewuchszustände einander gegenüber gestellt. Wie aus Abbildung 23 bis Abbildung 26 zu entnehmen ist, wirkt sich der Bewuchs in den Gräben nur sehr untergeordnet auf die Geschwindigkeit der Restentleerung aus. Verzögerungen infolge dichten Bewuchses sind lediglich im ansteigenden und anfallenden Wellenast, d.h. zu Zeiten höherer Fließgeschwindigkeiten, zu erkennen. Sie sind aber auch dann mit maximal 2 Stunden (Punkt 4 in Abbildung 22) klein.

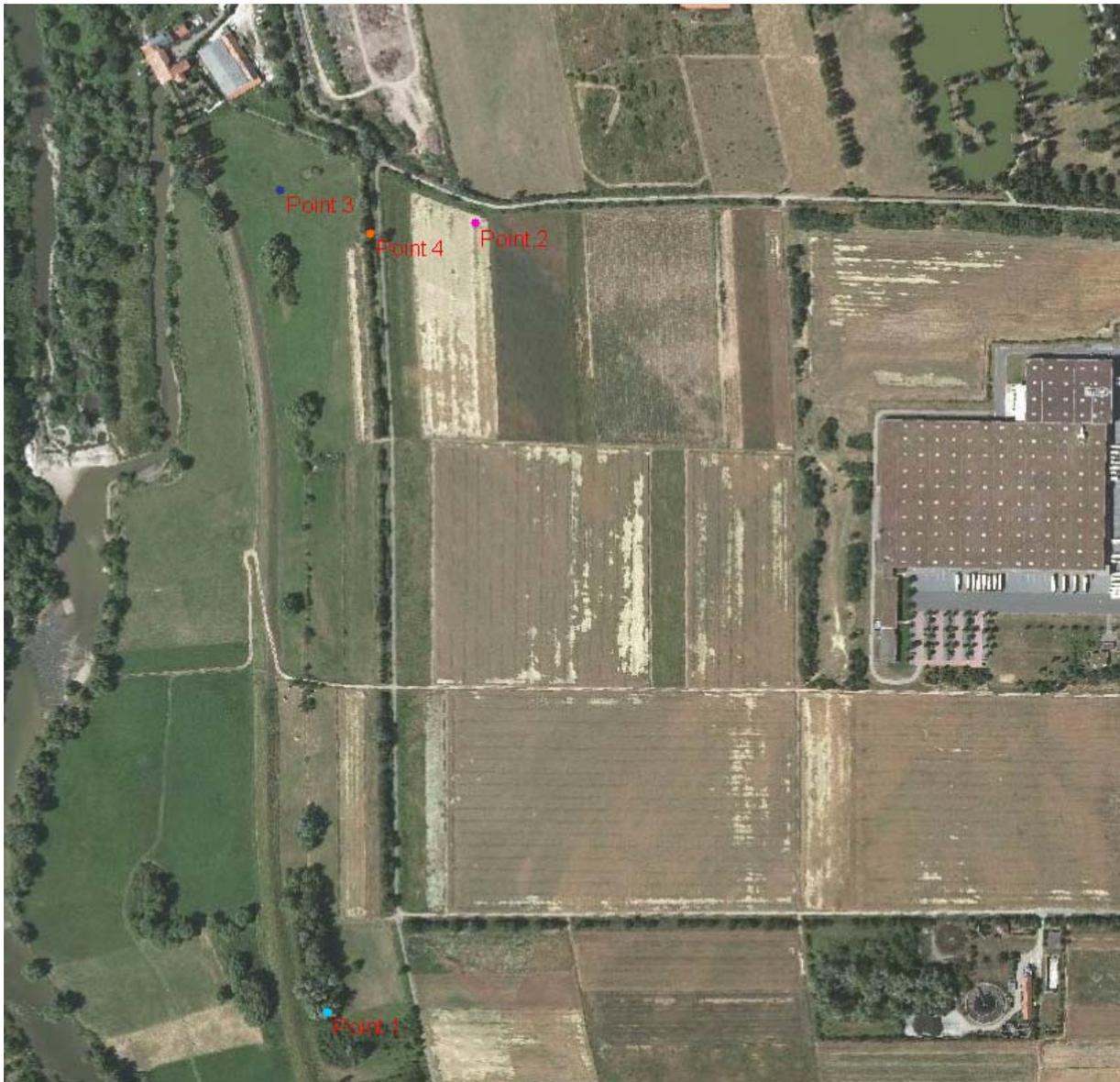


Abbildung 22: *Kontrollpunkte zur Untersuchung des Einflusses der Gehölzdichte in den Gräben auf die Geschwindigkeit der Restentleerung der Hochwasserrückhaltung Sponsheim.*

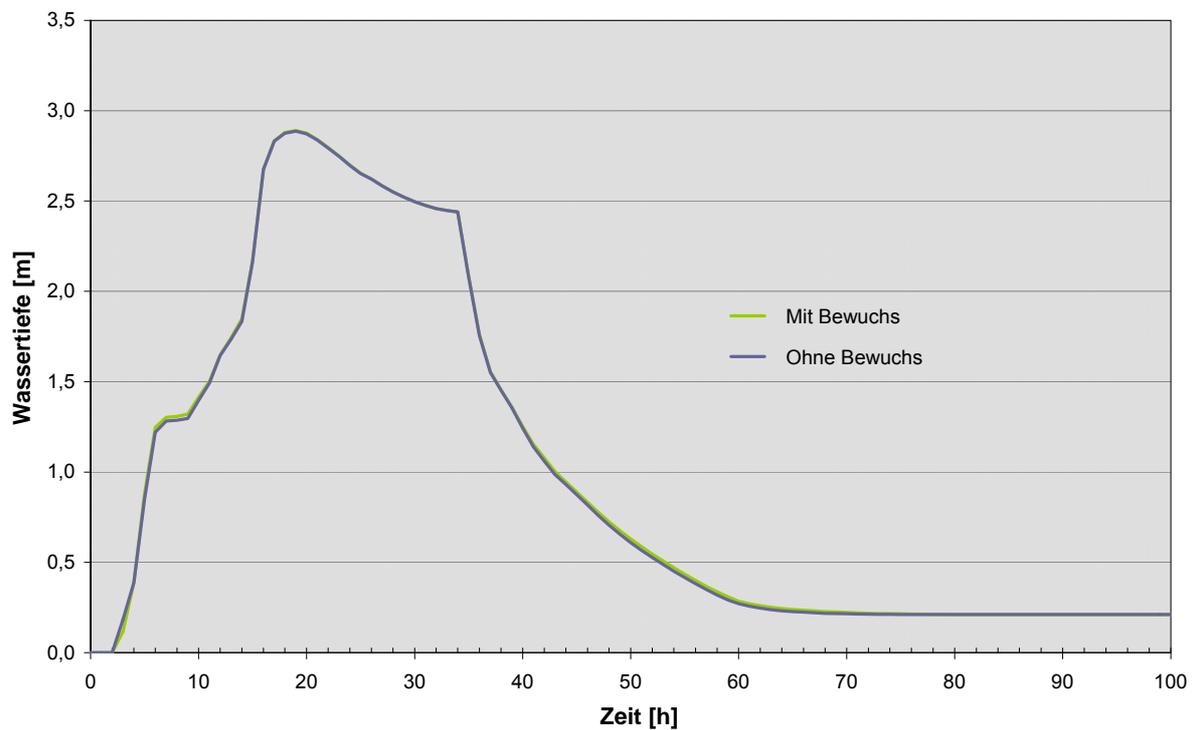


Abbildung 23: Ganglinie der Wassertiefen in den Berechnungen mit eingewachsenen bzw. freigeschnittenen Gräben am Kontrollpunkt 1

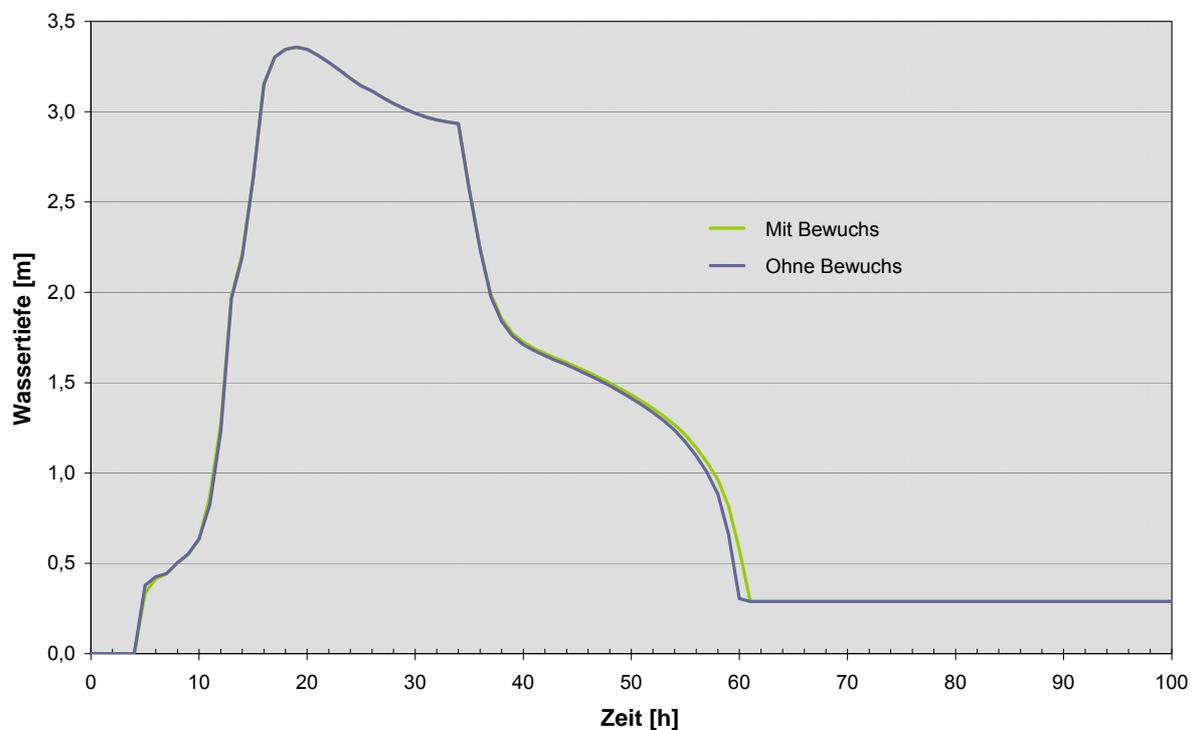


Abbildung 24: Ganglinie der Wassertiefen in den Berechnungen mit eingewachsenen bzw. freigeschnittenen Gräben am Kontrollpunkt 2

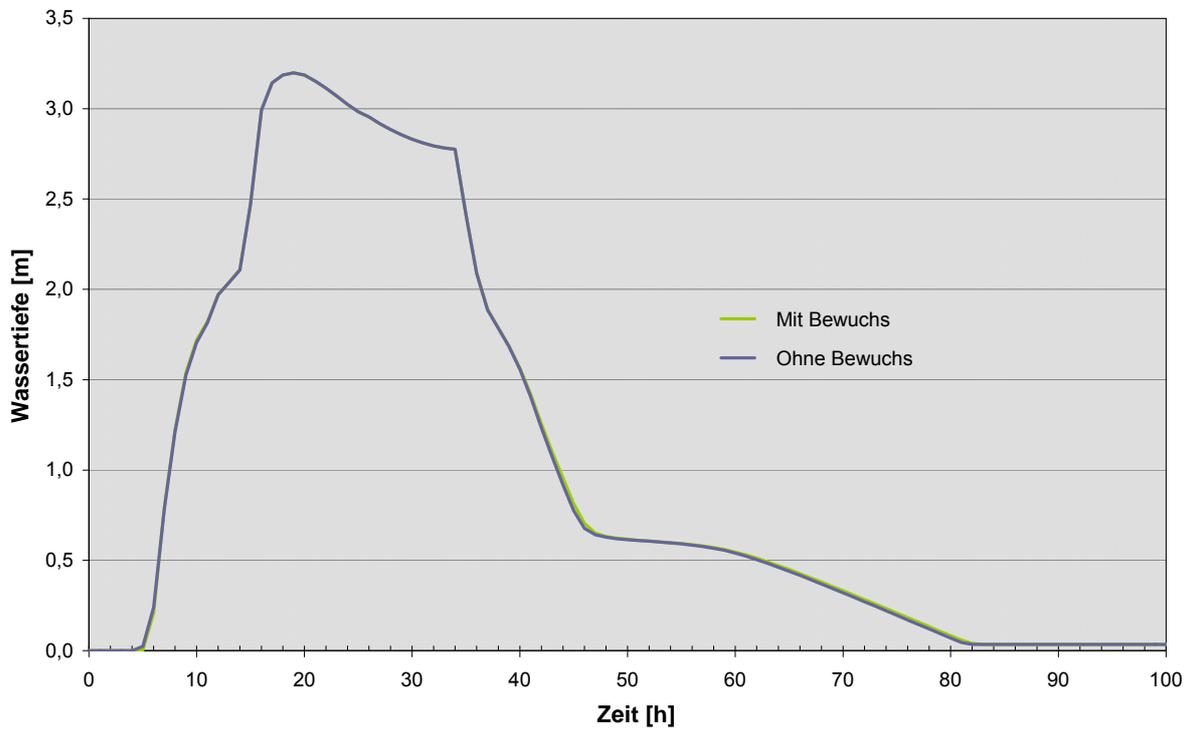


Abbildung 25: Ganglinie der Wassertiefen in den Berechnungen mit eingewachsenen bzw. freigeschnittenen Gräben am Kontrollpunkt 3

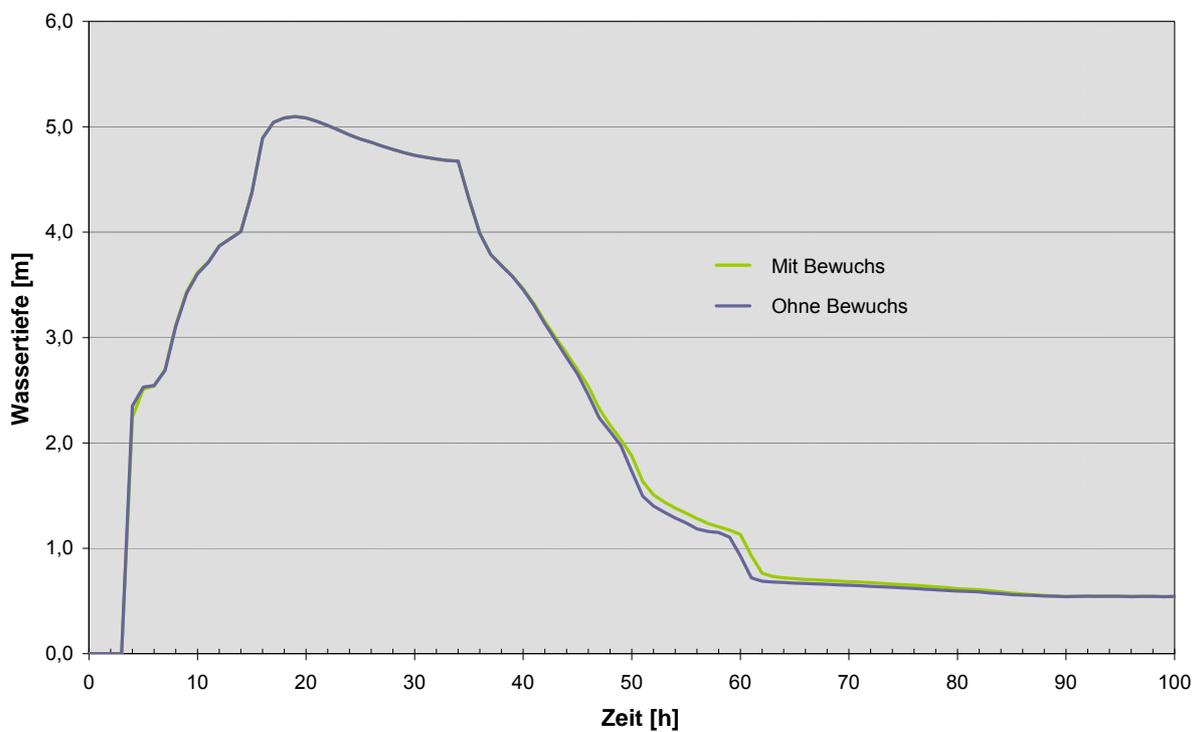


Abbildung 26: Ganglinie der Wassertiefen in den Berechnungen mit eingewachsenen bzw. freigeschnittenen Gräben am Kontrollpunkt 4

4.9 Genehmigungsplannung Hochwasserrückhaltung Sponsheim

Ausgehend von den Ergebnissen der Vorplanung (/U6/) und den dazu begleitend durchgeführten hydraulischen Nachweisen (/U1/ bzw. Kap. 4.7) wurde die Hochwasserrückhaltung Sponsheim unter folgenden Eckdaten genehmigungsreif geplant (/U7/):

Zulaufscharte

- Lage nördlich von Grolsheim,
- Höhenlage auf HW_{10} (88,80 müNN),
- Länge 182,5 m.

Überlaufscharte

- Lage nördlich der Sponsheimer Mühle,
- Höhenlage bei 87,95 müNN,
- Länge 300 m.

binnenseitiger Deich

- keine Nordosterweiterung,
- Verlauf gemäß Darstellung in Plan A-1,
- Höhenlage der Krone auf 89,22 müNN,
- Integration eines Schöpfwerks mit Freiauslauf in Höhe des Aspischer Grabens zur Sicherstellung der Binnenentwässerung.

Trenndeich (heutiger Nahedeich)

- Erhöhung zwischen Sponsheimer Mühle und BAB A 61 auf 88,45 müNN,
- Integration eines Bauwerks nördlich der Sponsheimer Mühle zur Restentleerung des Hochwasserrückhalteraums.

Die Übersicht in **Plan A-1** veranschaulicht die wesentlichen Elemente der Planung.

4.10 Nachweise für die genehmigungsreife Planung

4.10.1 Umfang der durchgeführten Nachweise

Die Auswirkungen der Hochwasserrückhaltung Sponsheim auf die Hochwasser in Nahe und Rhein wurden mit dem gemäß Kap. 4.8.2 aktualisierten 2D-Wasserspiegellagenmodell für den Naheunterlauf untersucht. Betrachtet wurden dabei die drei historischen Ereignisse Januar 1982, Dezember 1993 und Januar 1995 sowie das 100-jährliche Hochwasser der Nahe. Die Berechnungen erfolgten dabei unter Ansatz der Abflusskombinationen aus Kap. 4.5.

Im Folgenden sind die Ergebnisse am Beispiel des größten der historischen Ereignisse (Dezember 1993) näher erläutert. Entsprechende Ergebnisdarstellungen für die drei anderen Ereignisse finden sich in **Anlage A-3** (Januar 1982), **Anlage A-4** (Januar 1995) und **Anlage A-5** (HQ₁₀₀), die Eckdaten dieser Ereignisse sind in den tabellarischen Aufstellungen der folgenden Kapitel enthalten.

4.10.2 Auswirkungen auf den Hochwasserabfluss der Nahe

Die Auswirkungen der Hochwasserrückhaltung Sponsheim auf den Abfluss der Nahe beim Hochwasser vom Dezember 1993 veranschaulicht Abbildung 27 für einen nicht ganz 1 km stromab der Hochwasserrückhaltung gelegenen Bilanzierungsquerschnitt in Höhe der alten Eisenbahnbrücke.

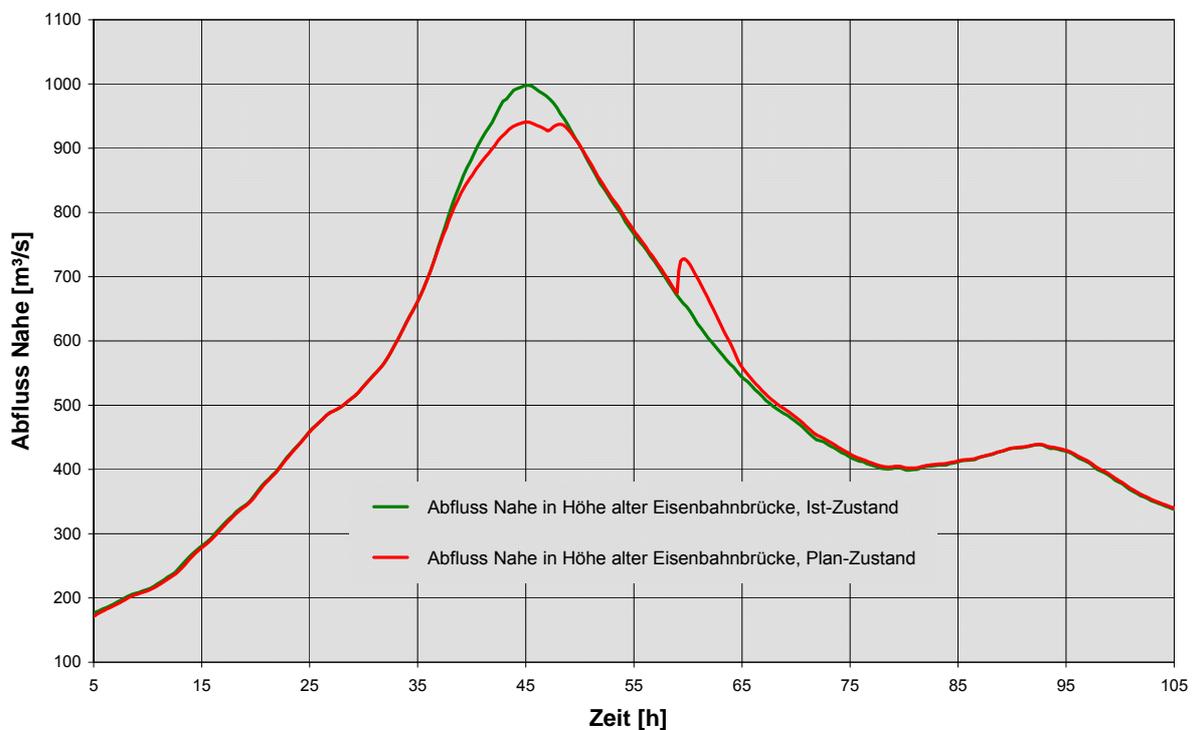


Abbildung 27: Wirkung der Hochwasserrückhaltung Sponsheim auf das Nahehochwasser vom Dezember 1993, bilanziert in Höhe der alten Eisenbahnbrücke

Auf die Abflussganglinie in Höhe der alten Eisenbahnbrücke wirkt sich die Hochwasserrückhaltung ab einem Abfluss von etwa 800 m³/s aus, durch die Zwischenspeicherung von Abflussanteilen steigt der Abfluss langsamer als im Ist-Zustand an. Der Wellenscheitel tritt zwar nach wie vor etwa zur 45. Stunde auf, durch die Wirkung der Hochwasserrückhaltung ist er jedoch etwa 57 m³/s geringer als im Ist-Zustand (Tabelle 7). Zwischen der 45. und der 47. Stunde geht der Abfluss leicht zurück, steigt dann jedoch wieder auf einen zweiten Gipfel an. Ausgelöst wird dieser zweite Anstieg durch die Vollfüllung des Hochwasserrückhalteraums und das damit einhergehende Anspringen der Überlaufscharte. Zwischen 49. und 59. Stunde sind die Nahewellen identisch. Danach steigt die Welle im Plan-Zustand infolge der einset-

zenden Restentleerung der Hochwasserrückhaltung (Kap. 4.10.4) wieder an. Diese ist etwa zur 65. Stunde soweit abgeschlossen, dass praktisch kein Unterschied in den Wellen der beiden Systemzustände mehr besteht.

In Tabelle 7 sind die Auswirkungen der Hochwasserrückhaltung Sponsheim auf den Scheitel der Nahewelle in Höhe der alten Eisenbahnbrücke auch für die drei anderen untersuchten Ereignisse zusammen gestellt. Bei den historischen Ereignissen bewirkt die Hochwasserrückhaltung eine Verringerung des Wellenscheitels von rd. 51 m³/s (Januar 1982) bzw. rd. 42 m³/s (Januar 1995). Im Vergleich hierzu ist die Dämpfung der 100-jährlichen Welle mit lediglich rd. 10 m³/s recht gering. Zurück zu führen ist dies darauf, dass die Hochwasserrückhaltung bereits vor Eintreffen des Wellenscheitels gefüllt ist (erkennbar an der Zunahme des Wellenanstiegs etwa zur 43. Stunde in Abbildung A-5. 1).

Tabelle 7: Wellenscheitel von Nahehochwassern in Höhe der alten Eisenbahnbrücke in Ist- und Plan-Zustand

Ereignis	Wellenscheitel in m³/s		Scheitelabminderung in m³/s
	Ist-Zustand	Plan-Zustand	
Januar 1982	975	924	51
Dezember 1993	998	941	57
Januar 1995	939	897	42
HQ ₁₀₀	1.335	1.325	10

4.10.3 Auswirkungen auf den Hochwasserabfluss des Rheins

In Abbildung 28 sind für den Rhein bei Rhein-km 533 die Abflussganglinien beim Hochwasser vom Dezember 1993 für Ist- und Plan-Zustand einander gegenübergestellt. Zu erkennen ist zunächst, dass das Nahehochwasser dem Rheinhochwasser vorweg läuft; die Auswirkungen der Hochwasserrückhaltung Sponsheim treten im anlaufenden Ast der Rheinwelle auf. Durch die Hochwasserrückhaltung und die durch sie bewirkte Abminderung der Nahewelle kann der Anstieg der Rheinwelle etwa zwischen der 40. und der 50. Stunde nach Simulationsbeginn verlangsamt und damit ein Zeitraum von etwa einer (zusätzlichen) Stunde zur Vorbereitung der Gefahrenabwehr gewonnen werden.

Im Zeitraum zwischen der 59,5. und der 65,5. Stunde ist der Abfluss im Plan-Zustand höher als im Ist-Zustand. Diese Verschärfung der Situation während des ansteigenden Rheinhochwassers ist auf die den Nachweisberechnungen zugrunde liegenden Annahmen zur Restentleerung der Hochwasserrückhaltung (s. Kap. 4.10.4) zurück zu führen. Sie könnte durch ein anderes Betriebsreglement der Hochwasserrückhaltung (z.B. Beginn der Restentleerung nach Passieren des Scheitels der Rheinwelle) umgangen werden.

Für die beiden anderen historischen Ereignisse gelten vom Prinzip her die gleichen Aussagen wie für das Hochwasser vom Dezember 1993. Eine vergleichbare Aussage für das 100-

jährliche Hochwasser ist nicht möglich, da in diesem Abflussszenario der Rheinabfluss konstant mit 5.300 m³/s angesetzt wurde (s. Kap. 4.5.2).

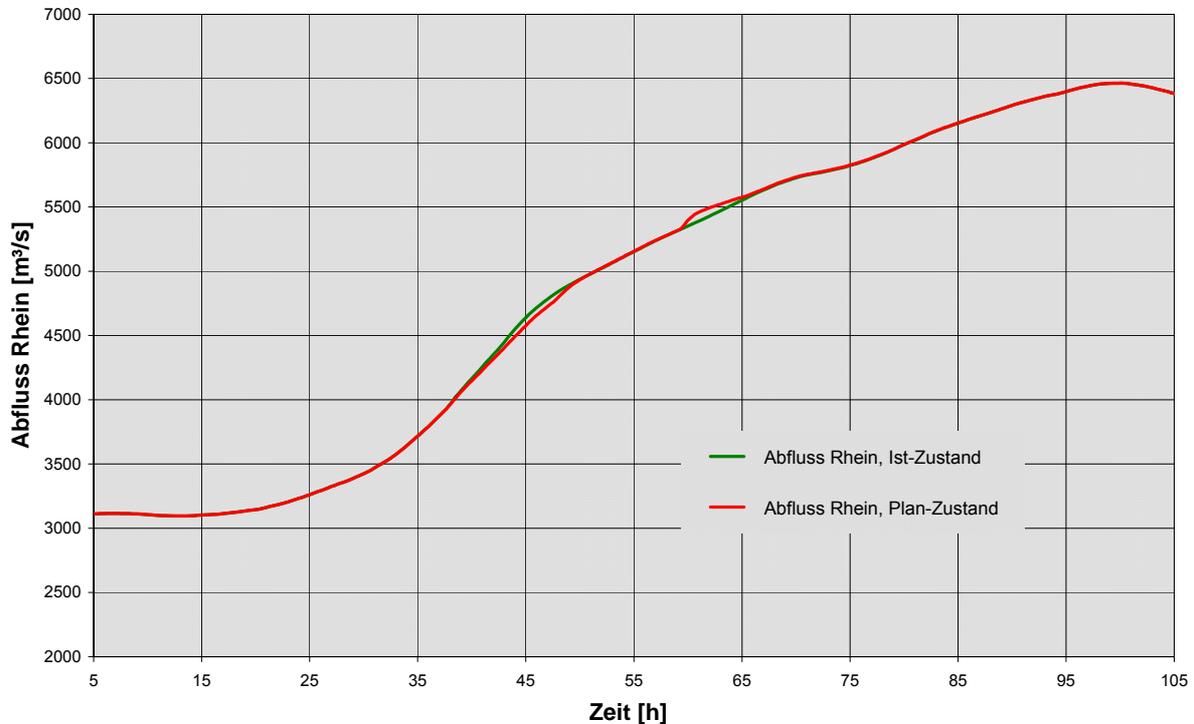


Abbildung 28: Wirkung der Hochwasserrückhaltung Sponsheim auf das Rheinhochwasser vom Dezember 1993, bilanziert unterhalb der Nahemündung (Rhein-km 533)

4.10.4 Zuflüsse zu und Abflüsse aus der Hochwasserrückhaltung

Die Hochwasserrückhaltung Sponsheim wird bei Hochwasserabflüssen der Nahe über die an ihrem südlichen Ende gelegene Zulaufscharte beschickt. An ihrem nördlichen Ende befinden sich die Überlaufscharte sowie das Bauwerk zur Restentleerung. Zur Restentleerung trägt auch die Rohrleitung bei, über die der Aspischer Graben in den Unterwasserkanal der Sponsheimer Mühle geführt wird.

Abbildung 29 veranschaulicht den Zufluss zur Hochwasserrückhaltung Sponsheim, den Abfluss über die Überlaufscharte sowie den Verlauf der Restentleerung (zusammengefasst für Restentleerungsbauwerk und Rohrleitung) für das Hochwasser vom Dezember 1993. Den Berechnungen liegt die Annahme zugrunde, dass die Restentleerung mit dem Ende des Zuflusses zur Hochwasserrückhaltung einsetzt. Auch wird davon ausgegangen, dass der Querschnitt des Bauwerks zur Restentleerung unmittelbar zur Gänze frei gegeben wird. In weiteren Planungsphasen bzw. bei Aufstellung des Betriebsreglements für die Hochwasserrückhaltung Sponsheim können stattdessen detailliertere Regeln erstellt werden, die die Hochwassersituation in Nahe und Rhein stärker einbeziehen.

Beim Hochwasser vom Dezember 1993 wird die Hochwasserrückhaltung Sponsheim zwischen der 35. Stunde und der 59. Stunde, d.h. über einen Zeitraum von rd. 24 h beschickt.

Der Zufluss zur Hochwasserrückhaltung liegt in der Spitze bei nicht ganz 53 m³/s. Der Rückhalteraum ist etwa zur 47. Stunde gefüllt, ab dann setzt der Abfluss über die Überlaufscharte ein, der bis etwa zur 59. Stunde andauert und in der Spitze Werte von rd. 28 m³/s erreicht. Mit Ende des Zulaufs zur Hochwasserrückhaltung in der 59. Stunde setzt die Restentleerung ein. Aufgrund des großen, in den Berechnungen unmittelbar frei gegebenen Querschnitts und der großen Spiegeldifferenz zwischen Hochwasserrückhaltung und Nahe steigt die Restentleerung sehr schnell auf Werte um 68 m³/s. Sie geht jedoch auch wieder relativ schnell zurück und unterschreitet bereits nach etwa 6 h einen Wert vom 10 m³/s, etwa zur 86. Stunde liegt die Restentleerung bei nur noch rd. 300 l/s.

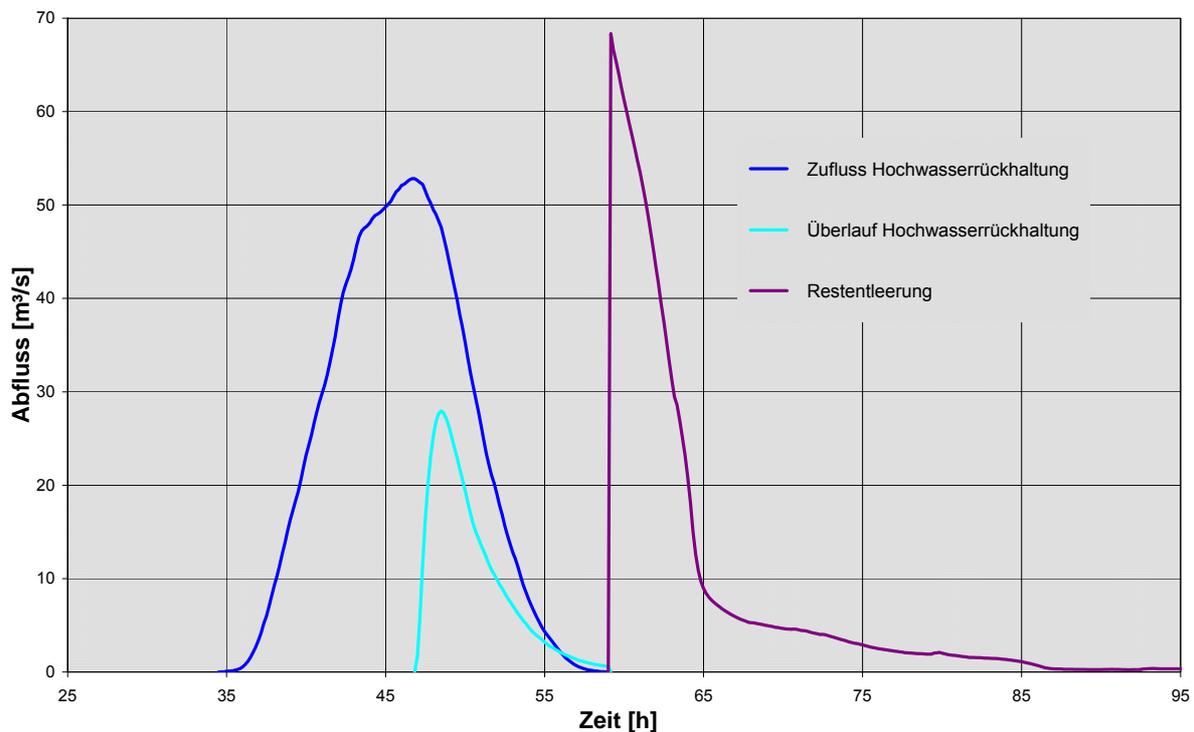


Abbildung 29: Zuflüsse zu und Abflüsse aus der Hochwasserrückhaltung Sponsheim beim Nahehochwasser vom Dezember 1993

Tabelle 8 fasst die Maximalwerte der Zuläufe zu und der Abläufe aus der Hochwasserrückhaltung Sponsheim auch für die anderen untersuchte Ereignisse zusammen.

Tabelle 8: Maximalwerte der Zuläufe zu und der Abläufe aus der Hochwasserrückhaltung Sponsheim

Ereignis	max. Zufluss zur Hochwasserrückhaltung in m³/s	max. Abfluss aus der Hochwasserrückhaltung in m³/s	Scheitelabfluss der Restentleerung in m³/s
Januar 1982	41,8	14,5	68,8
Dezember 1993	52,8	28,0	68,3
Januar 1995	32,2	0	64,8
HQ ₁₀₀	192,0	186,3	68,8

Danach sind die Maximalwerte der Zuflüsse zur und der Abflüsse aus der Hochwasserrückhaltung bei den beiden anderen historischen Ereignissen geringer als beim Ereignis vom Dezember 1993, beim Ereignis vom Januar 1995 erreicht der maximale Wasserstand im nördlichen Teil der Hochwasserrückhaltung (Tabelle 9) nicht das Niveau der Überlaufscharte (87,95 müNN), die infolgedessen auch nicht anspringt. Beim Ereignis vom Januar 1982 liegt der Scheitelabfluss der Restentleerung über dem beim Hochwasser vom Dezember 1993, was – trotz des geringeren Wasserstands in der Hochwasserrückhaltung (Tabelle 9) – auf einen etwas größeren Gradienten zwischen Hochwasserrückhaltung und Nahe zurück zu führen ist.

Beim 100-jährlichen Hochwasser sind der maximale Zufluss zur und der maximale Abfluss aus der Hochwasserrückhaltung deutlich größer als bei den drei historischen Ereignissen. Auch ist der Unterschied zwischen beiden Größen nur sehr gering. Im Hinblick auf den Scheitelabfluss unterscheidet sich dieses Ereignis aber praktisch nicht von den historischen Ereignissen, da auch bei ihm der Gradient zwischen Hochwasserrückhaltung und Nahe als Antrieb der Restentleerung in der selben Größenordnung liegt.

4.10.5 Wassertiefen, Wasserstände und aktivierte Rückhaltevolumina in der Hochwasserrückhaltung

Die (über die Zeit gesehen maximalen) Wassertiefen in der Hochwasserrückhaltung Sponsheim variieren beim Hochwasser vom Dezember 1993 zwischen wenigen Zentimetern in Höhe der Gärtnerei Eich (hier ragt eine Fläche mit einer Größe von rd. 2.200 m² sogar aus dem Wasser heraus) und rd. 4 m am nordwestlichen Eck der Hochwasserrückhaltung (Abbildung 30).

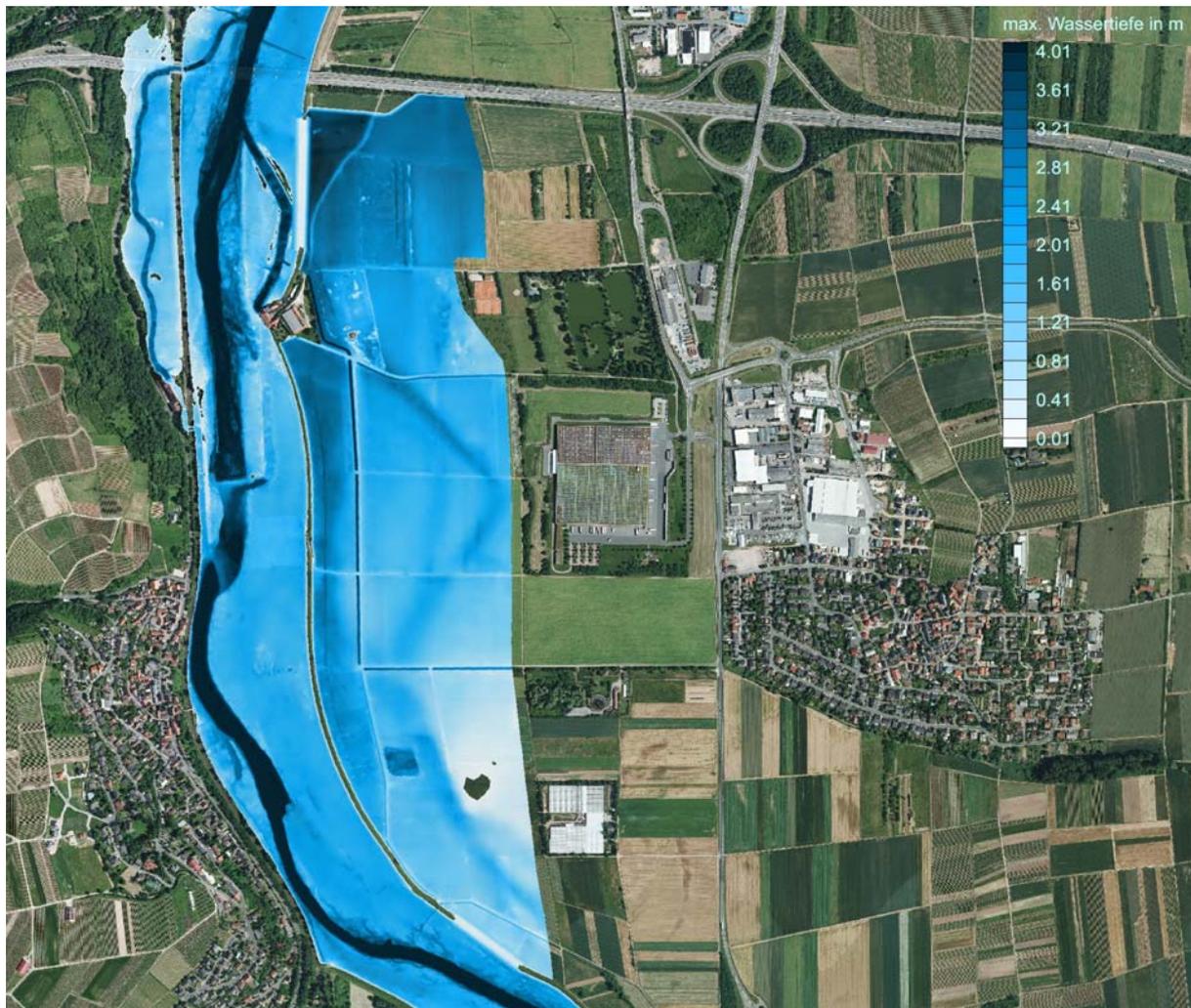


Abbildung 30: *Wassertiefen in der Hochwasserrückhaltung Sponsheim beim Nahehochwasser vom Dezember 1993.*

Die Wassertiefe über der Zulaufscharte liegt (naheseits) zwischen rd. 45 cm am oberen und rd. 25 cm am unteren Ende. Über der Überlaufscharte liegen die Wassertiefen (landseits) bei etwa 18 cm.

Die Wasserstände der Nahe und in der Hochwasserrückhaltung Sponsheim beim Hochwasser vom Dezember 1993 sind in Abbildung 31 dargestellt. Sie variieren zwischen etwa 88,16 müNN am südlichen Ende und etwa 88,13 müNN am nördlichen Ende. Zwischen Zu- und Ablauf der Hochwasserrückhaltung beträgt der Unterschied in den Wasserständen somit nur rd. 3 cm, was bei einer Nord-Süd Ausdehnung der Hochwasserrückhaltung von rd. 2,1 km einem mittleren Wasserspiegelgefälle von rd. 0,015 ‰ entspricht. Das bei diesem Ereignis in der Hochwasserrückhaltung aktivierte Rückhaltevolumen beträgt rd. 1,58 Mio. m³.

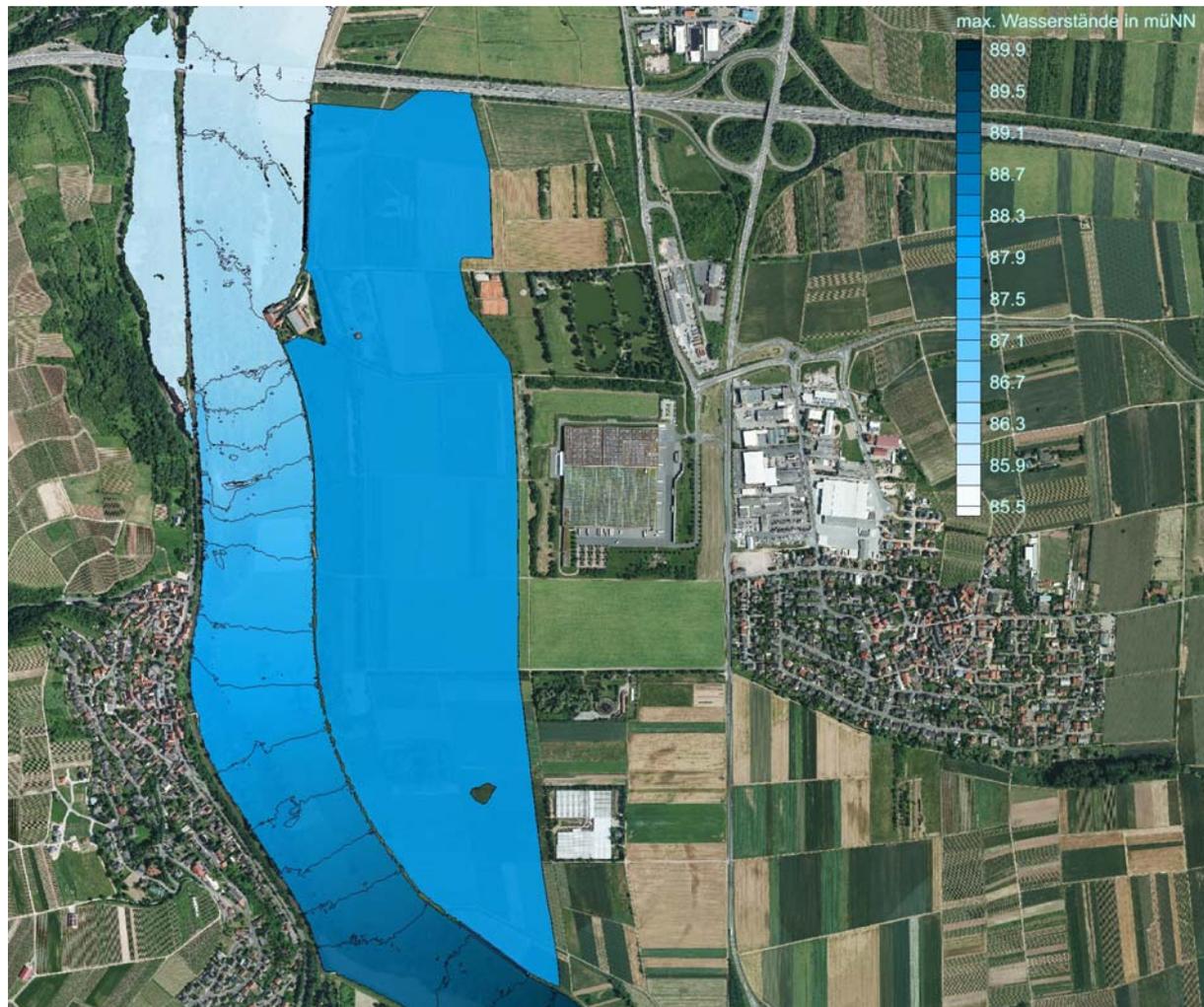


Abbildung 31: Wasserstände in der Hochwasserrückhaltung Sponsheim beim Nahehochwasser vom Dezember 1993.

Tabelle 9 fasst die maximalen Wasserstände in der Hochwasserrückhaltung und die aktivierten Rückhaltevolumina auch für die drei anderen untersuchten Ereignisse zusammen. Beim Ereignis vom Januar 1982 stellen sich danach ähnliche Verhältnisse wie beim Hochwasser vom Dezember 1993 ein. Eine deutlich geringere Beaufschlagung erfährt die Hochwasserrückhaltung dagegen beim Hochwasser vom Dezember 1995. Umgekehrt verhält es sich dagegen beim 100-jährlichen Hochwasser. Hier sind die Wasserstände in der Hochwasserrückhaltung deutlich höher als bei den drei historischen Ereignissen (88,38 müNN im Norden und 88,55 müNN im Süden), wodurch mit 1,82 Mio. m³ auch ein deutlich größeres Rückhaltevolumen aktiviert wird. Auffällig bei diesem Ereignis ist auch der mit 17 cm vergleichsweise große Unterschied zwischen den Wasserständen im südlichen und denen im nördlichen Bereich. Abbildung A-5. 6 veranschaulicht, dass dieser Unterschied vor allem im südlichen Teil der Hochwasserrückhaltung abgebaut wird, in der Mitte und im Norden stellen sich dann wieder kleinere Gradienten ein.

Tabelle 9: Maximalwerte der Wasserstände und aktivierten Rückhaltevolumina in der Hochwasserrückhaltung Sponsheim

Ereignis	max. Wasserstand in müNN		aktiviertes Rückhaltevolumen in Mio. m ³
	nördliches Ende	südliches Ende	
Januar 1982	88,10	88,12	1,56
Dezember 1993	88,13	88,16	1,58
Januar 1995	87,81	87,82	1,32
HQ ₁₀₀	88,38	88,55	1,82

4.10.6 Einstaudauern

Die Einstaudauern der Hochwasserrückhaltung Sponsheim bei den betrachteten Ereignissen werden anhand der Wasserstandsganglinien für die vier Kontrollpunkte in Abbildung 32 ermittelt. Abbildung 33 veranschaulicht diese Ganglinien für das Ereignis vom Dezember 1993. Danach verringert sich die Einstaudauer von Süd nach Nord von rd. 28 h auf rd. 52 h. Der nördlichste Kontrollpunkt 1 liegt vor einem geringfügig höher gelegenen Weg. Die Restentleerung erfolgt deshalb nicht bis auf Geländeneiveau, es verbleibt eine Restwassertiefe von nicht ganz 10 cm.

Beim 100-jährlichen Hochwasser sind die Einstaudauern an den vier Kontrollpunkten genauso groß wie beim Hochwasser vom Dezember 1993, bei den beiden anderen historischen Ereignissen sind sie kleiner.

Tabelle 10: Einstaudauern an den Kontrollpunkten in der Hochwasserrückhaltung Sponsheim

Ereignis	Einstaudauer in h ¹			
	Kontrollpunkt 1 ²	Kontrollpunkt 2	Kontrollpunkt 3	Kontrollpunkt 4
Januar 1982	47	40	33	23
Dezember 1993	52	43	37	28
Januar 1995	46	37	31	22
HQ ₁₀₀	52	44	37	28
¹ gerundet				
² es verbleibt eine Restwassertiefe von etwa 9,5 cm; die Einstaudauer wurde bis zu dem Zeitpunkt gerechnet, an dem sich die Wassertiefe bis auf 5 mm der Restwassertiefe angenähert hat.				

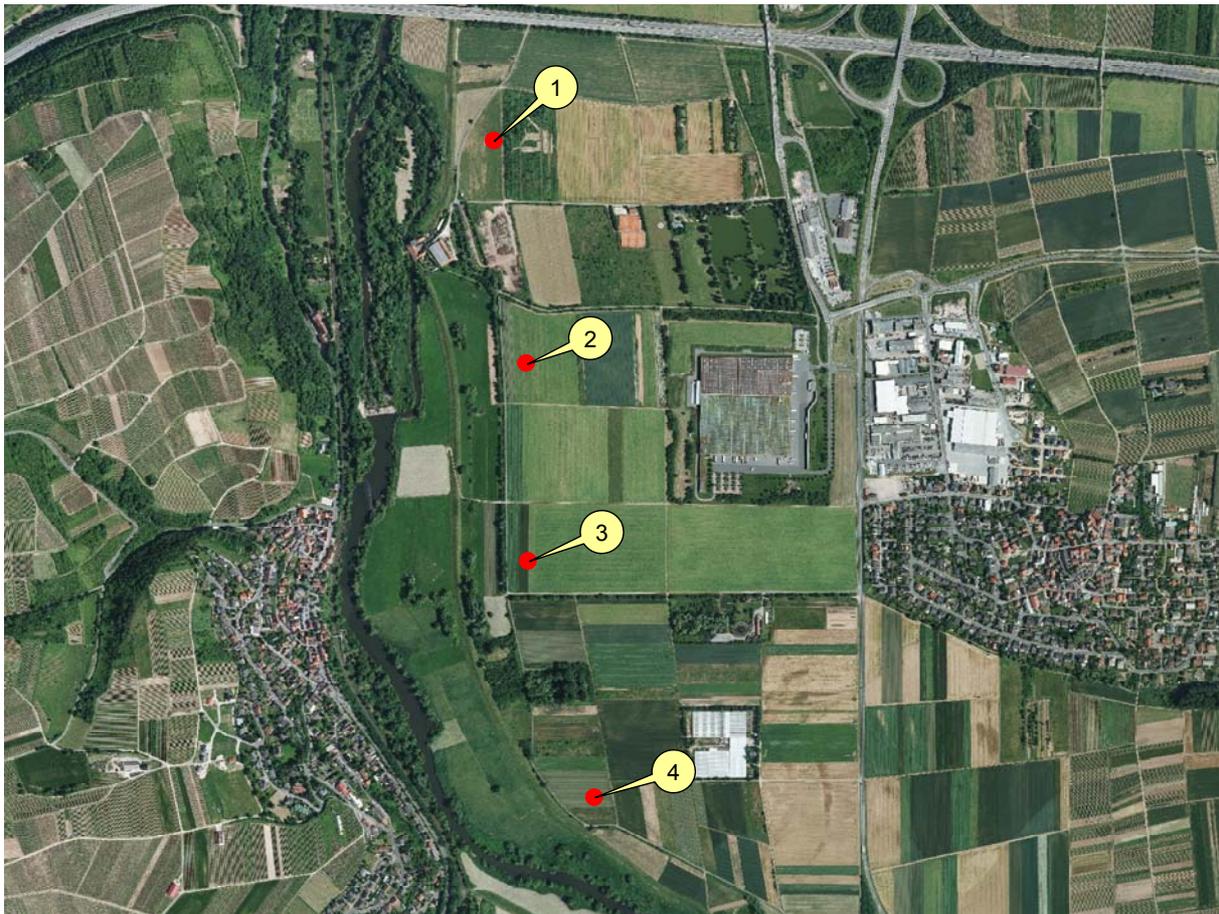


Abbildung 32: Lage der Kontrollpunkte zur Ermittlung der Einstaudauern

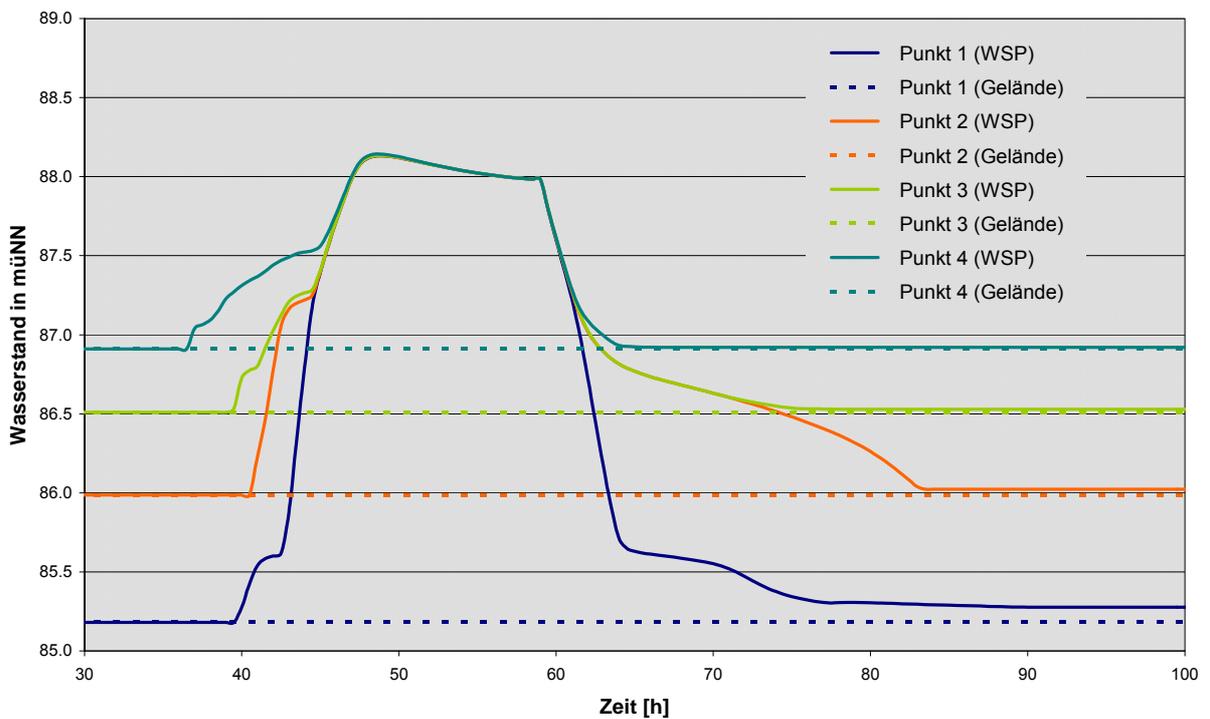


Abbildung 33: Zeitlicher Verlauf des Einstaus beim Hochwasser vom Dezember 1993

4.11 Bewertung der Ergebnisse

Die Nachweise in Kap. 4.10 haben gezeigt, dass mit der Hochwasserrückhaltung Sponsheim die Scheitel der drei betrachteten historischen Ereignisse (Januar 1982, Dezember 1993, Januar 1995) zwischen 42 und 57 m³/s abgemindert werden können. Bei diesen Ereignissen wirkt sich die Hochwasserrückhaltung auch positiv auf die Hochwasserabflüsse des Rheins unterhalb der Nahe aus. Durch die Abminderung der Nahewelle kann der Anstieg der Rheinwelle über einen Zeitraum von etwa 10 h verlangsamt und so ein zusätzliches Zeitfenster von etwa 1 h zur Vorbereitung der Gefahrenabwehr geschaffen werden. Jedoch wird bei den aktuellen Berechnungen die durch die Hochwasserrückhaltung Sponsheim geschaffene zeitweise Entspannung der Situation unterhalb der Nahemündung im darauf folgenden Zeitraum durch eine aus Sicht des Rheinhochwassers zu früh einsetzende Restentleerung wieder aufgehoben, die Abflüsse sind hier größer als im Fall ohne Hochwasserrückhaltung. Dieser unerwünschte Effekt lässt sich durch ein anderes, die Abflusssituation im Rhein berücksichtigendes Betriebsreglement der Hochwasserrückhaltung Sponsheim vermeiden.

Die Berechnungen haben aber auch gezeigt, dass die Hochwasserrückhaltung Sponsheim beim 100-jährlichen Nahehochwasser nur noch wenig wirksam ist. Die Fülle der 100-jährlichen Welle ist so groß, dass das im Rückhalteraum zur Verfügung stehende Volumen bereits vor Eintreffen des Wellenscheitels gefüllt ist und somit nicht mehr zu dessen Dämpfung zur Verfügung steht. Eine gewisse Dämpfung wird dann nur durch den Effekt der Seerentention für den durch die Hochwasserrückhaltung abfließenden Teilabfluss der Nahewelle erreicht.

5 TEIL B - KONZEPT ZUR BINNENENTWÄSSERUNG

5.1 Fragestellungen

Durch den Bau der Hochwasserrückhaltung Sponsheim wird sich auch das Binnenentwässerungssystem verändern. Daher ist ein Konzept zu erstellen, wie die Binnenentwässerung zukünftig sicher gestellt werden kann, ohne dass es zu einer Verschlechterung der Verhältnisse für die Anlieger des Binnengewässersystems kommt.

Diese Fragestellung wurde in /U4/ ausführlich untersucht. In den nachfolgenden Kapiteln werden die dort durchgeführten Arbeiten und erzielten Ergebnisse beschrieben. Letztere werden zudem vor dem Hintergrund zwischenzeitlich neu erlangter Erkenntnisse im Hinblick auf ihre Aktualität bewertet.

5.2 Vorgehensweise und verwendetes Programmsystem

Zur Beantwortung der Fragestellung wird das vom Bau der Hochwasserrückhaltung betroffene Binnensystem mit Hilfe eines Flussgebietsmodells untersucht. Dabei stehen zunächst die Modellerstellung und –kalibrierung sowie die Erfassung des Ist-Zustandes im Vordergrund. Durch entsprechende Modifikationen im angepassten Modell werden dann Planvarianten zur Sicherstellung der Vorflut untersucht und daraus eine Vorzugsvariante entwickelt.

Ein Flussgebietsmodell (FGM) besteht zum einem aus einem flächendetaillierten Niederschlag-Abfluss-Modell (N-A-Modell), zum anderen aus einem Wasserspiegellagenmodell, mit dem aus den ermittelten Abflüssen Spiegellagen berechnet werden. Das FGM übernimmt somit die Koordination zwischen den verschiedenen Teilmodellen, die wiederum für die Abbildung der abfluss- und wasserstandsbestimmenden Einzelprozesse verantwortlich sind.

Die wesentlichen Aspekte der zur Nachbildung dieser Teilprozesse zur Verwendung vorgesehenen Programmsysteme werden nachfolgend erläutert.

Wasserspiegellagenmodell

Für die durchzuführenden hydraulischen Berechnungen wird das 1D-Modell WASPLA (hydraulische Berechnung von **W**asser**S**piegel**L**agen) verwendet. Dieses Modell, auf dessen Grundlage auch die Beschreibung des Wellenablaufs im Niederschlag-Abfluss-Modell erfolgt, erlaubt die Berechnung stationär (und in Verbindung mit HYBNAT auch instationär) ungleichförmiger Strömungen bei sich ändernden Fließquerschnitten, Sohlneigungen und Rauheiten.

Hierzu wird der untersuchte Graben durch vermessene Gewässer- und Bauwerksprofile sowie Rauheitswerte, die für die Gerinnewandung anzusetzen sind, abgebildet. Dabei wird davon ausgegangen, dass die zwischen den Profilen gelegenen Abschnitte ausreichend genau von eben diesen Profilen und den dort festgelegten Rauheiten repräsentiert werden.

Während der Berechnung werden vom Modell zwischen den Profilen des Datensatzes weitere Profile interpoliert. Hierdurch wird bei Stau- und Senkungslinien der genaue Verlauf des Wasserspiegels zwischen den Eingabeprofilen berücksichtigt und die Lage von Fließwechseln bestimmt.

Niederschlag-Abfluss-Modell

Das hier eingesetzte Niederschlag-Abfluss-Modell HYBNAT (**HY**drologische **B**erechnung des **N**iederschlag-**A**bfluss-**T**ransportvorganges) ist bezüglich der Beschreibung der Prozessphasen Abflussbildung und Abflusskonzentration ein konzeptionelles Modell. So beruht die Ermittlung des abflusswirksamen Niederschlages (Abflussbildung) auf einem modifizierten SCS-Ansatz (**S**oil **C**onservation **S**ervice). Die Abflusskonzentration wird über parallele Speicherkaskaden beschrieben. Die Wellenablaufberechnung erfolgt in HYBNAT mit einem auf Spiegellagenberechnungen beruhenden Retentionsansatz (hydraulisches Verfahren).

5.3 Untersuchungsgebiet

5.3.1 Abgrenzung

Das Untersuchungsgebiet umfasst zunächst den bereits in Kap. 2 näher beschriebenen Bereich der Hochwasserrückhaltung Sponsheim. Darüber hinaus erstreckt es sich auf die östlich bzw. südlich davon gelegenen Teile der Einzugsgebiete von Sponsheimer Graben, Aspischer Graben und Dorfgraben (Abbildung 34).

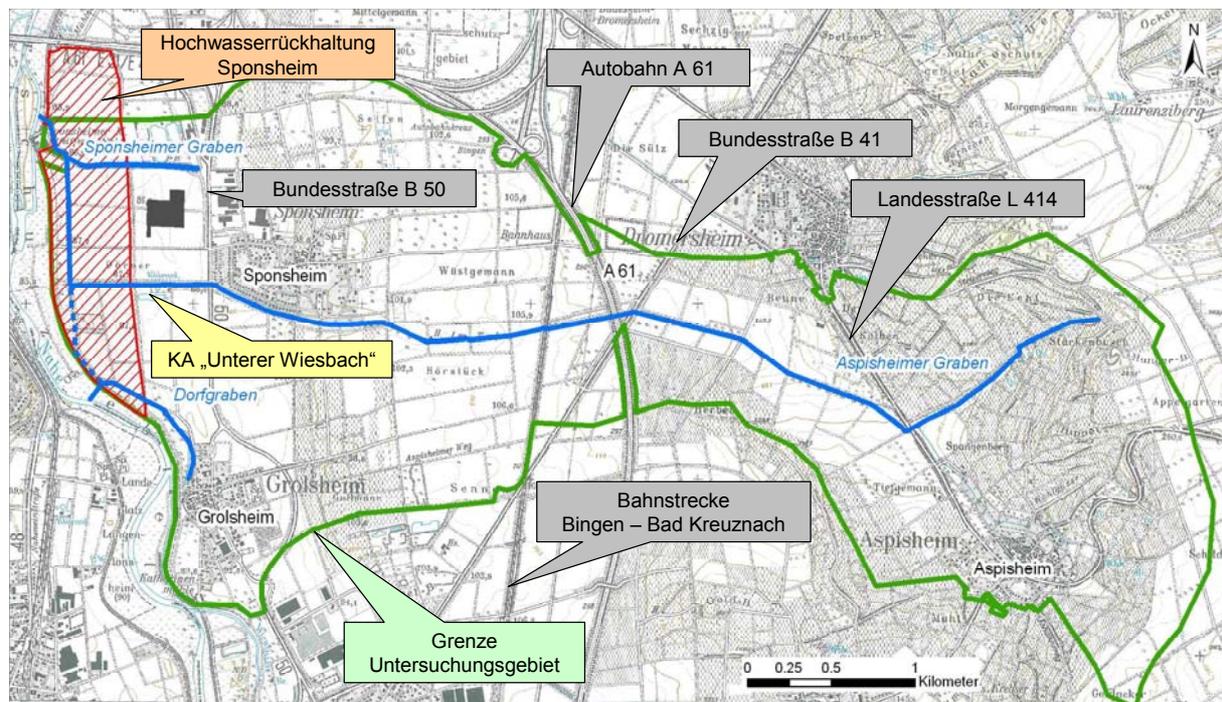


Abbildung 34: Untersuchungsgebiet (dargestellt ist der Verlauf der östlichen Grenze der Hochwasserrückhaltung zum Zeitpunkt der Arbeiten zu /U4/, den aktuellen Verlauf veranschaulicht beispielsweise Abbildung 1)

Hauptvorfluter ist der Aspisheimer Graben, der den größten Teil des Untersuchungsgebietes entwässert. Er entspringt in den Weinbergen nördlich von Aspisheim und fließt zunächst in westliche Richtung. Auf seinem Weg quert er die Bundesstraße B 41, die Autobahn A 61 sowie die Bahnlinie Bingen/Bad Kreuznach. Rund 1 km unterhalb der Bahnlinie erreicht er Sponsheim. Dort fließt er am südlichen Ortsrand vorbei, quert die B 50 und erreicht nach einem Fließweg von insgesamt rd. 6,5 km die Kläranlage „Unterer Wiesbach“. Nach weiteren rd. 500 m knickt der Aspischeimer Graben scharf in nördliche Richtung ab, um kurz vor der Sponsheimer Mühle den östlich zufließenden Sponsheimer Graben aufzunehmen. Dieser dient überwiegend als Vorfluter für das Sponsheimer Gewerbegebiet Kalmenweg. Über einen Durchlass im Nahedeich mündet der Aspischeimer Graben schließlich in Höhe der Sponsheimer Mühle in die Nahe.

Der Dorfgraben bildet die Vorflut der zu Sprendlingen/Gensingen gehörenden Ortslage Grolsheim. Dabei erhält der Dorfgraben die Zuflüsse aus Grolsheim nicht unmittelbar über das Entlastungsbauwerk. Vielmehr werden diese mittels eines Schneckenpumpwerkes gehoben. Er fließt entlang des Nahedeiches Richtung Nordwesten. Rund 900 m oberhalb von Grolsheim mündet er über einen Durchlass in die Nahe. Eine Verbindung zum nördlich verlaufenden Aspischeimer Graben besteht nicht.

Insgesamt weist das Untersuchungsgebiet eine Flächengröße von 12,3 km² auf. Seine Unterteilung in natürliche und kanalisierte Teilflächen als Voraussetzung für die modellmäßige Beschreibung des Niederschlag-Abfluss-Vorgangs sowie die Bezeichnung der einzelnen Teilflächen veranschaulicht **Plan B-1**. Auf die Kenngrößen dieser Teilflächen wird in Kap. 5.5.2.1 bzw. Kap. 5.5.2.2 vertieft eingegangen.

5.3.2 Topographie

Der höchste Punkt des Einzugsgebiets des Aspischeimer Grabens liegt auf einer Höhe von etwa 273 müNN, der Tiefstpunkt an der Mündung in die Nahe auf einer Höhe von 82 müNN. Damit überwindet der Graben einen Höhenunterschied von 191 m. Bezogen auf die Lauflänge von etwa 8 km entspricht dies einem mittleren Längsgefälle von 2,4 %. In seinem Verlauf weist der Aspischeimer Graben einen deutlichen Gefälleknick auf: oberhalb der B 50 liegt das mittlere Gefälle bei rd. 3,1 %, unterhalb davon bei lediglich rd. 0,2%.

Mit etwa 0,1 % bzw. 0,2 % weisen der Sponsheimer Graben bzw. der Dorfgraben ein deutlich geringeres Gefälle auf.

5.3.3 Untergrund- und Bodenverhältnisse

Bei den von den Bodenarten und dem geologischen Aufbau des Untergrundes ausgehenden Einflüssen steht vor allem die Durchlässigkeit der anstehenden Böden im Vordergrund. Diese wurde auf Grundlage der Bodenübersichtskarten /U25/ (siehe hierzu auch **Plan B-3**) und /U27/ abgeschätzt.

Hinsichtlich der Bodenarten lässt sich das Untersuchungsgebiet in drei Teilbereiche untergliedern. Im etwa bis zur Bahnlinie Bingen/Bad Kreuznach reichenden östlichen (oberen) Teil finden sich kleinräumig wechselnde Areale, die durch Lehme, sandige Lehme und tonige Lehme geprägt sind. Im Mittelteil zwischen der Bahnlinie und der B 50 steht hauptsächlich Sand bzw. lehmiger bis toniger Sand an. Im westlichen (unteren) Teil (westlich der B 50) ist überwiegend sandiger und schluffig-sandiger Lehm zu finden.

Allein aus Sicht der vorgenannten Bodenarten dürfte sich das Versickerungsvermögen des Untersuchungsgebiets zwischen „gering“ und „groß“ bewegen. Nun darf die Zuordnung der Durchlässigkeit aber nicht losgelöst von weiteren Bodeneigenschaften erfolgen. So sind die im Osten ausgebildeten Böden laut /U25/ meist steinig, was die Versickerung eher begünstigt. Überdies deutet das im unteren und insbesondere im mittleren Teil kaum vorhandene Kleingerinnenetz auf eine hohe Durchlässigkeit hin (dies wird auch durch die dort zu findende Feldflur mit der Bezeichnung „Wüstgewann“ belegt). In Anbetracht dieser Aspekte wird das Versickerungsvermögen des Untersuchungsgebiets wie folgt eingestuft:

- östlicher (oberer) Teil: mittlere Durchlässigkeit
- mittlerer Teil: große Durchlässigkeit
- westlicher (unterer) Teil: mittlere Durchlässigkeit (wobei im unteren Teil des Untersuchungsgebiets bei der Erfassung des zum Abfluss kommenden Niederschlags die vergleichsweise geringen Gefälleverhältnisse zu berücksichtigen sind; hierauf wird nochmals in Kap. 5.5.2.1 unter dem Stichwort „Abflussbildung“ eingegangen).

5.3.4 Flächennutzung

Mit Blick auf **Plan B-4** wird deutlich, dass das Untersuchungsgebiet zum größten Teil ackerbaulich sowie für den Weinbau genutzt wird. Etwa ein Viertel des Gebietes nehmen die Siedlungsflächen (inklusive der Gewerbegebiete) ein.

5.3.5 Ortsentwässerung

Bis auf die in Kap. 5.5.2.3 genannten „kanalisierten abflussunwirksamen“ Teilflächen werden die aus den Siedlungen entlasteten Wassermengen dem Aspischer Graben (Aspishem und Sponsheim), dem Sponsheimer Graben (Sponsheim) und dem Dorfgraben (Grolsheim) zugeführt. Hinsichtlich der Entlastungen aus der Kanalisation dieser Siedlungen sei auf Tabelle 15 verwiesen, in der die Siedlungen mit ihren Teilflächengrößen, den Entwässerungssystemen (Misch-/Trennsystem) und den Entlastungsbauwerken (Regenüberlauf, Regenüberlaufbecken) aufgeführt sind. Darüber hinaus wird im Gebiet die Kläranlage „Unterer Wiesbach“ betrieben. Das der Kläranlage vorgeschaltete Regenüberlaufbecken findet seine Vorflut im Aspischer Graben (s. Kap. 2).

5.3.6 Hochwasserrückhaltungen

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

5.4 **Abflussdaten**

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

- sowohl durch den Vergleich zwischen gemessenen und simulierten historischen Niederschlag-Abfluss-Ereignissen als auch
- durch den Vergleich zwischen den an den Pegeln statistisch extrapolierten Abflussscheiteln und den aus Niederschlägen entsprechender Wahrscheinlichkeit berechneten Werten angepasst werden. Die für das Untersuchungsgebiet vorliegende Datengrundlage sieht wie folgt aus:

5.4.1 Historische Ereignisse

Im Umfeld des Untersuchungsgebiets kann zwar hinsichtlich der Messungen von Niederschlägen zum Beispiel auf die Messungen der Station Geisenheim zurückgegriffen werden. Da aber an den hier betrachteten Gräben keine Abflussmessungen vorliegen, fehlt die Datengrundlage, um die zuvor erläuterten Hochwasseranalysen durchzuführen. Damit entfallen auch die erwähnten Möglichkeiten zur Anpassung des Modells.

Hinsichtlich der Modellanpassung bliebe nun die Möglichkeit, die Niederschlagsdaten eines historischen Ereignisses als Systembelastung zu verwenden und die hieraus berechneten Abflüsse/Wasserstände mit den seinerzeit z.B. an innerörtlichen Brücken beobachteten Wasserständen zu vergleichen. Hierbei ist aber grundsätzlich zu beachten:

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

Vor diesem Hintergrund ist also auch der Vergleich von simulierten historischen Ereignissen mit beobachteten Wasserständen mit Unsicherheiten behaftet. Aus diesem Grund bleiben historische Ereignisse hier generell unberücksichtigt.

5.4.2 Niederschlagshöhenstatistik

Um mit dem Flussgebietsmodell Hochwasserabflüsse mit vorgegebener Auftretenswahrscheinlichkeit zu ermitteln (z.B. 100-jährlicher Abfluss), sind statistisch aufbereitete Niederschlagsbelastungen vorzugeben. Diese werden der KOSTRA-Untersuchung /U23/ (**KO**ordinierte **ST**arkniederschlags-**R**eionalisierungs-**A**uswertung) rasterweise für das gesamte Bundesgebiet (dabei entspricht ein Rasterfeld 71,5 km²) entnommen.

Aus Abbildung 35 kann abgelesen werden, dass sich das Einzugsgebiet des Grabensystems im Wesentlichen über 2 Rasterelemente erstreckt. Das Rasterfeld, welches den größten Teil des Gebietes abdeckt, ist in Tabelle 11 **fettgedruckt** hervorgehoben. Auf die Niederschlagshöhen der jeweiligen Raster wird in Kap. 5.6.2 vertieft eingegangen.

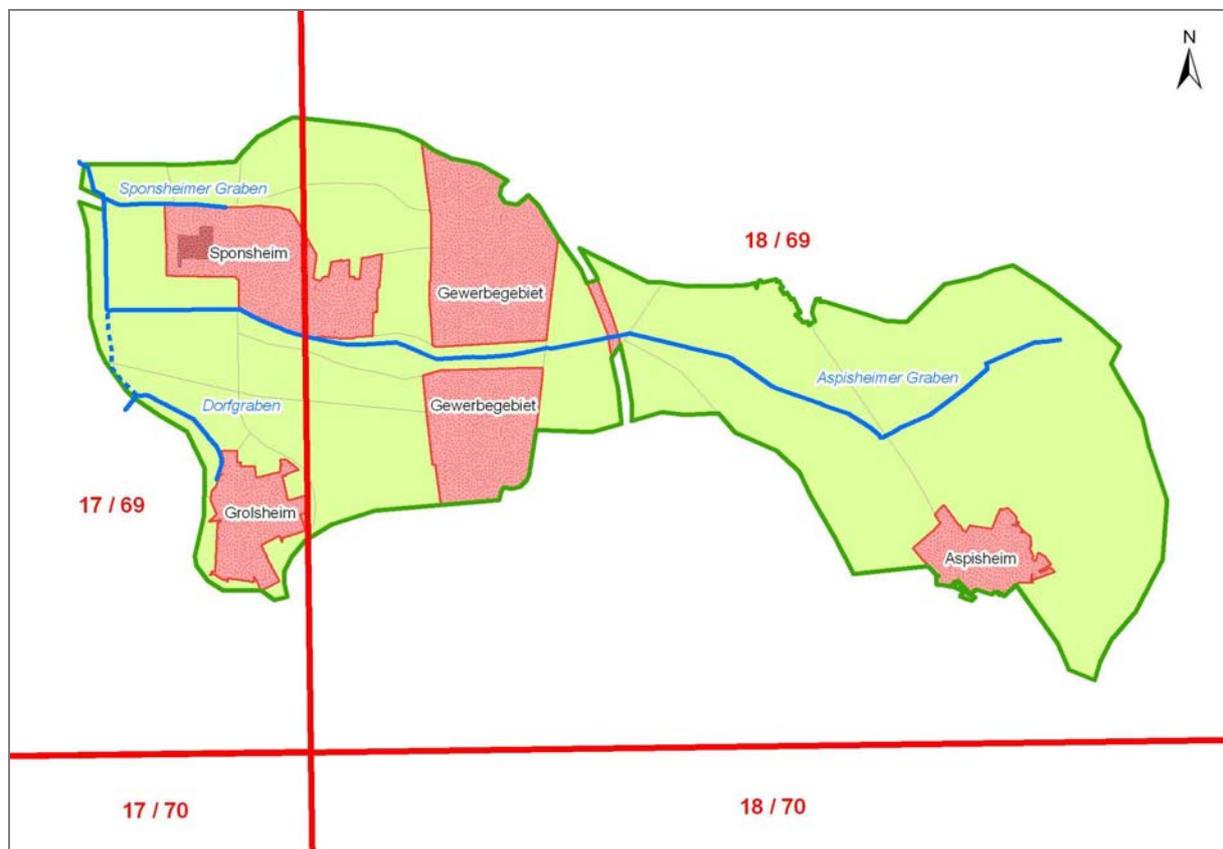


Abbildung 35: KOSTRA-Raster des Untersuchungsgebiets

Tabelle 11: Relevante KOSTRA-Rasterelemente

Rasterfeld		Beschreibung
Spalte	Zeile	
17	69	Bingen am Rhein
18	69	Gau Algesheim

5.5 Modellaufbau

5.5.1 Wasserspiegellagenmodell

5.5.1.1 Gewässervermessung

Hinsichtlich der Geometriedaten der zu untersuchenden Gräben konnte auf eine Vermessung aus 2009 zurückgegriffen werden (/U14/). Ergänzend hierzu erfolgte im Sommer 2010 die Vermessung insbesondere des Oberlaufs des Aspischer Grabens und des Dorfgrabens /U12/. Durch den teilweise starken Bewuchs konnten einige Durchlässe nicht aufgenommen werden. Des Weiteren sind insbesondere Sponsheimer Graben und Dorfgraben in weiten Strecken stark bewachsen (teilweise sogar im Grabenprofil) und mit Unrat versehen. Die Daten der Vermessung wurden gesichtet und durch sinnvolle Annahmen ergänzt bzw. durch Vor-Ort-Begehungen plausibilisiert. In der nachstehenden Tabelle 12 sind die untersuchten Gräben mit ihren vermessungstechnischen Eckdaten - ausgedrückt in Gesamtlänge der erfassten Grabenabschnitte, Anzahl der offenen bzw. geschlossenen Profile (Brücken, Durchlässe) - aufgeführt.

Tabelle 12: Vermessungsumfang der Gräben

Graben	Länge		Gesamtlänge [km]	Anzahl Profile		Gesamtanzahl Profile
	von [km]	bis [km]		offen	geschl.	
Aspischer Graben	0,002	6,291	6,29	69	23	92
Sponsheimer Graben	0,019	0,762	0,74	14	1	15
Dorfgraben	0,069	0,932	0,86	36	4	40
Summe			7,89	119	28	147

5.5.1.2 Datensätze der hydraulischen Modelle

Für die drei im Untersuchungsgebiet betrachteten Gräben wurden die vermessenen Profile für jeden Graben in jeweils einem Datensatz aufbereitet, was insbesondere die folgenden Punkte beinhaltet:

- Profilverlängerung

Die Vermessung der Grabenprofile erfolgte bis wenige Meter über die Böschungsschulter hinaus. Die erforderlichen Vorlandhöhen wurden unter Zuhilfenahme der Höhenlinien der TK25 /U24/ bzw. im Bereich der geplanten Hochwasserrückhaltung unter Zuhilfenahme des Digitalen Geländemodells (DGM) /U9/ ergänzt.

- Ergänzung weiterer Profile

Wo aus hydraulischen Gründen erforderlich (z.B. an einer Einleitung ins Gewässer oder an Bauwerken), wurden Zwischenprofile durch EDV-gestützte Interpolation ergänzt.

- Stationierung der hydraulischen Modelle

Die Stationierung der hydraulischen Modelle erfolgte über die jeweilige sogenannte Centerline, die den Verlauf der Achse digital abbildet. Für die Erstellung der Centerline wurde zunächst auf die vermessenen Profilmittelpunkte zurückgegriffen. Um die Bereiche zwischen den gemessenen Profilen ausreichend genau widerzuspiegeln, wurde die jeweilige Grabenachse auf Basis der topographischen Karte (TK25) sowie im Bereich der geplanten Hochwasserrückhaltung mit Hilfe des DGM erstellt.

- Festlegung der Rauheitsparameter

Neben der Grabengeometrie und den vorgegebenen Abflüssen hängt die Wasserspiegelhöhe von dem Reibungsverlust ab, der sich entlang des Grabens einstellt. Naturgemäß ist dieser Verlust umso größer, je rauer die Oberflächenbeschaffenheit des Gerinnes ist. Die Oberflächenbeschaffenheit wird in dem verwendeten hydraulischen Modell durch den Rauheitsparameter k_{St} nach Manning-Strickler beschrieben. Es wurden die nachstehenden k_{St} -Werte angesetzt:

- Graben außerhalb Ortschaften

Bachsohle (natürliches Substrat)	27,5 m ^{1/3} /s
Böschungflanken (lockerer / dichter Bewuchs)	17,5/12,5 m ^{1/3} /s
Vorland	20,0 m ^{1/3} /s

- Graben innerhalb Ortschaften

Bachsohle (natürliches Substrat/gepflastert)	27,5/35,0 m ^{1/3} /s
Böschungflanken (lockerer / dichter Bewuchs)	17,5/12,5 m ^{1/3} /s
Böschungflanken (Mauerwerk)	35,0 m ^{1/3} /s
Steinblöcke (grob)	27,5 m ^{1/3} /s
Böschungflanken (Beton)	40,0 m ^{1/3} /s

- Brücken, Durchlässe, Verdolungen

Brücken	50 m ^{1/3} /s
Durchlässe	50 m ^{1/3} /s
Verdolungen	80 m ^{1/3} /s

Da die Oberflächenbeschaffenheit räumlichen und jahreszeitlichen Schwankungen unterworfen ist, können die Rauheitsangaben nur als Näherung betrachtet werden.

Nach Abschluss dieser Arbeiten standen die lauffähigen Datensätze der betrachteten Gräben zur Verfügung. Der Übersicht halber sind diese in Tabelle 13 nochmals aufgeführt. Im Vergleich mit den Angaben der Tabelle 12 zeigt sich, dass infolge der „modellbedingten“ Ergänzungen sich die Zahl der in den Datensätzen vorgehaltenen Profile um rd. 25 % erhöht hat.

Tabelle 13: Datensätze der Gewässer

Graben	Gesamtlänge [km]	Anzahl Profile		Gesamtanzahl Profile
		offen	geschl.	
Aspisheimer Graben	6,29	75	46	121
Sponsheimer Graben	0,74	16	2	18
Dorfgraben	0,86	40	8	48
	7,89	131	56	187

5.5.2 Niederschlag-Abfluss-Modell

Ein flächendetailliertes Niederschlag-Abfluss-Modell (N-A-Modell) besteht aus den Teilkomponenten:

- natürlich entwässernde Flächen,
- kanalisierte Flächen,
- Einzeleinleitungen,
- Rückhaltungen (Regenüberlaufbecken),
- Verzweigungen (Regenüberläufe),
- Transportstrecken,
- Pumpwerke.

5.5.2.1 Natürliche Flächen

Auf der Grundlage der Struktur des Grabensystems, der Topografie, der Bodennutzung und der Bodeneigenschaften wurde das Untersuchungsgebiet in 17 natürliche Flächen eingeteilt, deren Gesamtsumme sich auf $A_{Nat} = 9,5 \text{ km}^2$ beläuft. Abzüglich der 9 abflussunwirksamen natürlichen Teilflächen (siehe Kap. 5.5.2.3), wurden 8 natürliche abflusswirksame Flächen mit einer Gesamtgröße von $A_{abfluss_Nat} = 6,9 \text{ km}^2$ abgegrenzt.

Abflussbildung

Wie bereits erwähnt, wird mit dem hier verwendeten N-A-Modell die Abflussbildung auf den bei natürlichen Flächen maßgebenden durchlässigen Flächenanteilen mit einem modifizierten SCS-Verfahren beschrieben, in welchem der Abflussbeiwert in Abhängigkeit der ereignisspezifischen Niederschlagshöhe h_N und gebietspezifischer CN-Werte bestimmt wird.

Letztere hängen wiederum von der Bodennutzung und dem Bodentyp ab, die in dem jeweils betrachteten abflusswirksamen natürlichen Teilgebiet vorherrschen. Überdies spielen die Gefälleverhältnisse eine Rolle. So ist davon auszugehen, dass bei flachen Teilgebieten der zum Abfluss kommende Niederschlagsanteil geringer ist als bei steileren.

Bodennutzung

Die im Untersuchungsgebiet vorliegenden Nutzungsformen (**Plan B-4**) wurden zunächst in die Kategorien „Acker/Weinbau/Wiese-Weide“ zusammengefasst. Überdies wurden die Anteile der relevanten Straßenflächen (z.B. Bundesstraße B 41) auf Grundlage der Topografischen Karte abgeschätzt, um hieraus den jeweiligen Versiegelungsgrad zu ermitteln.

Im Anschluss daran wurden die prozentualen Anteile der drei Nutzungskategorien für jede betrachtete Teilfläche ermittelt. Bezogen auf $A_{\text{abfluss_Nat}}$ des gesamten Untersuchungsgebiets lauten diese Anteile:

Tabelle 14: Im Untersuchungsgebiet vorliegende Nutzung bezogen auf $A_{\text{abfluss_Nat}}$

Nutzung	Anteil [%]
Acker	56
Weinbau	42
Wiesen und Weiden	2

Es zeigt sich, dass die abflusswirksamen natürlichen Flächen des Untersuchungsgebietes zu etwa 60 % ackerbaulich und zu 40 % für den Weinbau genutzt werden. Die Grünlandnutzung (Wiese, Weide) liegt bei einem Anteil von 2 %.

Bodentyp

In einem weiteren Schritt erfolgte die Festlegung der Bodentypen, die u.a. anhand der im Gebiet anzutreffenden Bodenarten abgeschätzt wurden (siehe Kap. 5.3.3 bzw. **Plan B-3**).

Für die sich hieraus ergebenden Kombinationen aus den drei Nutzungskategorien und den Bodentypen wurde schließlich durch flächenmäßige Wichtung der CN-Wert einer jeden Teilfläche ermittelt, wobei von einer im Untersuchungsgebiet vorherrschenden mittleren Vorfeuchte ausgegangen wurde. Die auf diese Art und Weise erhobenen CN-Werte bewegen sich zwischen $CN = 73$ (bei Weinbau und mittlerer Durchlässigkeit) und $CN = 64$ (bei ackerbaulicher Nutzung und großer Durchlässigkeit).

Abflusskonzentration

Die Abflusskonzentration in den abflusswirksamen natürlichen Teilflächen wird mit einem 4-Kaskaden Modell beschrieben, wobei sich die Entleerungszeit der Kaskaden am orographische Faktor $L/J_g^{0,5}$ orientiert. Dieser wurde auf Grundlage der topographischen Karte (/U24/) für jede natürlich entwässernde Fläche des Untersuchungsgebiets über die Werte H_o (Hochpunkt der Wasserscheide), H_u (Höhenkote der Einleitungsstelle) und L (auf die Horizontale projizierte Länge zwischen H_o und H_u) festgelegt.

Die zuvor beschriebenen Kenngrößen der abflusswirksamen natürlichen Teilflächen (CN-Werte, L , H_o und H_u) sind **Anlage B-1** zu entnehmen.

5.5.2.2 Kanalisierte Flächen

Abflussbildung, Abflusskonzentration

Prinzipiell erfolgt bei separater Erfassung der kanalisierten Flächen die modellhafte Beschreibung von Abflussbildung und Abflusskonzentration über:

- Abflussbildung: undurchlässige Flächenanteile $A_U = A_K \cdot VG$ (mit $\psi = 1$)
durchlässige Flächenanteile über CN-Wert
- Abflusskonzentration: mittlere Fließzeit t_f in der kanalisierten Teilfläche

Für die abflusswirksamen kanalisierten Teilflächen wurden diese Kenngrößen auf der Grundlage der Abwasserbeseitigungskonzeptionen und Kanaldaten /U19/ erhoben bzw. abgeleitet (siehe **Anlage B-1**).

Entlastungsbauwerke der Mischkanalisation

Während der auf den kanalisierten Flächen entstehende Abfluss bei Trennsystemen direkt in das Gewässer eingeleitet wird, sorgen in Mischsystemen Regenüberläufe (RÜ) bzw. Regenüberlaufbecken (RÜB) dafür, dass ein bestimmter Abflussanteil im Kanal verbleibt, der zur Kläranlage weiter geleitet wird. Bei einem RÜ wird die über Q_{krit} (Abfluss im Kanal bei Erreichen der Überfallschwelle) hinaus gehende Wassermenge in den Vorfluter abgeschlagen. Beim RÜB wird zunächst der über der Drosselabgabe Q_{ab} liegende Abflussanteil im Becken zwischengespeichert. Nach dessen Füllung wird der über Q_{ab} liegende Abflussanteil in den Graben abgeschlagen. Diese Wirkungsweise wird durch die Kennwerte V (Speichervolumen) und Q_{ab} (Drosselabgabe) abgebildet.

Die auf Grundlage der oben genannten Quelle erhobenen Größen für Q_{krit} , V und Q_{ab} sind in **Anlage B-2** aufgeführt.

Zusammenfassend sind in Tabelle 15 die separat erfassten kanalisierten abflusswirksamen Flächen des Untersuchungsgebiets mit ihren Modellbezeichnungen und Flächengrößen aufgeführt. Überdies sind die Art und Weise ihrer Entwässerung, die jeweiligen Entlastungsbauwerke (ebenfalls mit ihren modellhaften Bezeichnungen) sowie der beaufschlagte Vorfluter und die Einleitestellen in die Gräben eingetragen.

Bis auf ein Teilgebiet von Sponsheim (KSP04), erfolgt die Entwässerung der Ortschaften ausschließlich im Mischsystem.

Tabelle 15: Eckdaten der kanalisierten Flächen

Kommune	Ortsteil	Bezeichnung Modell	Flächengröße [km²]	Misch- / Trennsystem	Entlastungsbauwerke		Vorfluter	Einleitestelle [km]¹
					RÜ	RÜB		
Verbandsge- meinde Sprendlingen Gensingen	Aspishheim	KAS01	0,25	MS	VAS01	-	Aspishheimer Graben	6+291
		KAS02	0,05	MS	VAS02	-	Aspishheimer Graben	6+291
		KAS03	0,01	MS	-	BAS01	Aspishheimer Graben	6+291
	Grolsheim	KGR01	0,28	MS	-	BGR01	Dorfgraben	0+932
		KGR02	0,01	MS	-	BGR01	Dorfgraben	0+932
		KGR03	0,01	MS	-	BGR01	Dorfgraben	0+932
		KGR05	0,04	MS	-	BGR01	Dorfgraben	0+932
Bingen	Sponsheim	KSP01	0,06	MS	-	BSP01	Aspishheimer Graben	2+602
		KSP02	0,15	MS	-	BSP02	Aspishheimer Graben	1+994
		KSP03	0,23	MS	-	BKLAW	Aspishheimer Graben	1+461
		KSP04	0,07	TS	-	-	Sponsheimer Graben	0+762
		KSP05	0,02	MS	-	BSP01	Aspishheimer Graben	2+602
Autobahn A 61		KAB01	0,03	-	-	-	Aspishheimer Graben	4+312
Summe			1,21					

5.5.2.3 Abflussunwirksame Flächen

Innerhalb des Untersuchungsgebietes gibt es natürliche Flächen, die auf Grund ihrer Böden² und ihrer Topographie (fehlende Vorflut) auch bei extremen Ereignissen nicht zum Abfluss beitragen. Darüber hinaus wird das Regenwasser, das von den im Umfeld von Sponsheim gelegenen Gewerbegebieten abfließt, größtenteils Versickerungsanlagen zugeführt. In diesen kann sich bei kurzen, starken Gewittern durchaus ein Einstau entwickeln. Doch selbst wenn es dort zu einem Überlauf kommt, haben die Versickerungsanlagen keinen Anschluss an das Grabensystem. Mit Blick auf die drei hier untersuchten Gräben sind diese Areale also als abflussunwirksam einzustufen.

Damit liegen im Untersuchungsgebiet sowohl „natürliche abflussunwirksame“ als auch „kanalisierte abflussunwirksame“ Teilflächen vor. Diese werden nachfolgend von Ost nach West beschrieben (siehe auch **Plan B-2**, in dem die Flächen farblich hervorgehoben sind):

- Gewerbepark Sponsheim (KGP01, KGP02, KGP03)

Auf den natürlichen Flächenanteilen des Gewerbe Parks entsteht kein relevanter Abfluss, die kanalisierten Flächenanteile haben gemäß /U19/ keinen Anschluss an das Grabensystem. Das Schmutzwasser wird zur Kläranlage Bingen-Büdesheim geleitet, das anfallende Regenwasser in die vorhandenen Versickerungsanlagen abgeschlagen (Abbildung 36). Läuft das Entwässerungssystem bei selteneren Ereignissen über, fließt das überschüssige Wasser diffus in die angrenzenden Ackerflächen. Hier wird sich aufgrund des fehlenden/geringen Gefälles bzw. der durchlässigen Böden auch bei extremen Ereignissen kein Abfluss einstellen.

¹ Die Lage der jeweiligen Einleitestelle wurde der aktuellen Schmutzfrachtberechnung /U19/ entnommen.

² Im Untersuchungsgebiet stehen teilweise Sande mit einem hohen Versickerungsvermögen an (siehe Kap. 5.3.3).



Abbildung 36: Versickerungsanlage im Gewerbepark

- Natürliche Flächen östlich von Sponsheim (NNO02 und NNO03)
Diese Areale weisen ein natürliches Gefälle in Richtung der Ortslage Sponsheim auf, hier ist aber kein Kleingewässernetz erkennbar. Bislang wurde auch nicht beobachtet, dass Wasser bei Regenereignissen über die Kanaldeckel und Straßeneinläufe der Kanalisation zufließt.
- Natürliche Fläche nördlich von Sponsheim (NNO01)
Dieses Areal weist ein natürliches Gefälle in Richtung Westen auf. Auch hier ist kein Kleingewässernetz erkennbar, welches das ggf. anfallende Oberflächenwasser fassen könnte. Des weiteren sind keine Wegedurchlässe erkennbar, es besteht insbesondere keine Verbindung zum Sponsheimer Graben.
- Natürliche Flächen westlich von Sponsheim (NNO04 und NSG09)
Die nördlich entlang des Sponsheimer Grabens gelegenen Flächen weisen ebenfalls keine Verbindung zu diesem Graben auf.
- ALDI-Logistikzentrum (KAD01)
Der im Niederschlagsfall auf diesem Grundstück entstehende Abfluss wird einer Versickerungsanlage zugeführt. Ein Überlauf aus dieser Anlage zum Sponsheimer Graben oder zum Aspisheimer Graben besteht nicht.
- Natürliche Flächen westlich und östlich von Grolsheim (NGR01, NGR03, NGR04)
Diese Areale weisen ein natürliches Gefälle in Richtung der Ortslage Grolsheim auf, hier ist aber kein Kleingewässernetz erkennbar. Bislang wurde auch nicht beobachtet, dass Wasser bei Regenereignissen über die Kanaldeckel und Straßeneinläufe der Kanalisation zufließt.

- Natürliche Fläche nördlich von Grolsheim (NGR02)

Zuvor Gesagtes gilt auch für die nördlich von Grolsheim betrachtete Teilfläche NGR02. Jedoch wird bei dieser Fläche davon ausgegangen, dass sie im Zusammenhang mit der im Zuge des Baus der Hochwasserrückhaltung durchzuführenden Neuordnung der binnenseitigen Entwässerung einen - wenn auch untergeordneten - Beitrag zum Gesamtabfluss im Binnensystem liefert. Hierauf wird weiter unten nochmals einzugehen sein.

Die Summe der in dieser Studie lokalisierten abflussunwirksamen Areale beläuft sich auf 4,2 km². Bezogen auf die Gesamtfläche des Untersuchungsgebietes von 12,3 km² trägt damit rund ein Drittel der Fläche nicht zum Abflussgeschehen bei. Diese abflussunwirksamen Flächen teilen sich wie folgt auf:

- „natürliche abflussunwirksame“ Teilflächen = 2,6 km²
- „kanalisierte abflussunwirksame“ Teilflächen = 1,6 km²

5.5.2.4 Zusammenstellung der Flächendaten

Die abflusswirksamen natürlichen Flächen des Untersuchungsgebietes umfassen $A_{\text{abfluss_Nat}} = 6,9 \text{ km}^2$ (siehe Kap. 5.5.2.1). Zuzüglich der abflusswirksamen kanalisierten Flächen aus Tabelle 15 ($A_{\text{abfluss_Kan}} = 1,2 \text{ km}^2$) beläuft sich die Gesamtsumme der abflusswirksamen Flächenanteile $A_{\text{abfluss_Gesamt}}$ auf 8,1 km². Der Siedlungsanteil an $A_{\text{abfluss_Gesamt}}$ liegt bei 14,8 %.

5.5.2.5 Einzeleinleitungen

Wie in Kap. 2 erwähnt, wird der Ablauf der Kläranlage „Unterer Wiesbach“ über eine Leitung DN600 direkt in die Nahe geleitet. Aus diesem Grund wurde in /U4/

- prinzipiell auf die Abbildung des Drosselabflusses (in /U4/ als Trockenwetterabfluss bezeichnet) der Mischwasserentlastungen verzichtet, d.h. die Drosselabgaben der RÜ und RÜB wurden am jeweiligen Bauwerk „aus dem System herausgeleitet“,
- und die „im System verbleibenden“ Abschlüge der RÜ und RÜB ansatzweise über eine „einfache Aufteilung der Abflussganglinie“ beschrieben.

Durch diese vereinfachte Nachbildung der Mischwasserentlastungen wird die Abflussfülle in der Kanalisation, damit der Zufluss zum RÜB auf der Kläranlage und schließlich die aus ihm in den Aspischer Graben abgeschlagene Wassermenge tendenziell unterschätzt. Zur Kompensation dieses Effekts wurde in /U4/ im Bereich der Kläranlage „Unterer Wiesbach“ eine Einzeleinleitung in den Aspischer Graben vorgesehen, deren Größe entsprechend dem mittleren Trockenwetterzulauf zur Kläranlage (25 l/s) angesetzt wurde.

5.5.2.6 Transportstrecken

Der im N-A-Modell verfolgte Ansatz zur Wellenablaufberechnung beruht auf Spiegellagenberechnungen (hydraulisches Verfahren), welche mit dem 1D-Modell WASPLA wie folgt durchgeführt werden:

- Über eine Vielzahl von Wasserspiegellinienberechnungen für verschiedene Abflussbänder (Entwicklung des Abflusses entlang eines Gewässers) beginnend beim Basisabfluss bis zum höchsten zu erwartenden Hochwasser werden für jeden betrachteten Gewässerabschnitt die Kennlinien $Q(h)$ und $V(h)$ errechnet.
- Bei tiefliegenden Vorländern liegt zunächst eine hydraulische Entkoppelung vom Fluss- bzw. Bachbett vor. In einem solchen Fall weisen die vorgenannten Berechnungen für den sogenannten Totraum die Kennlinie $V_{\text{tot}}(h)$ aus. Die Entleerung des Totraums erfolgt modellmäßig in den unterhalb gelegenen Transportbaustein und wird durch einen Einzelspeicher erfasst.

In der eigentlichen Niederschlag-Abfluss-Simulation werden diese vorab berechneten Kennlinien in Verbindung mit der Kontinuitätsbedingung zur Wellenablaufberechnung verwendet, d.h. der Abfluss aus einer Transportstrecke erfolgt in Abhängigkeit von der zugehörigen Speicherfüllung. Der große Vorteil dieser Vorgehensweise liegt darin, dass in der hydraulisch berechneten Volumenbeziehung auch Überflutungs- und Rückstauereffekte sowie Einflüsse der unteren Randbedingung automatisch berücksichtigt sind.

Neben den Beziehungen $Q(h)$, $V(h)$ und $V_{\text{tot}}(h)$ liefern die Berechnungen:

- Kennlinien der abfluss- bzw. wasserstandsabhängigen Wasserspiegeloberfläche $O_{\text{wsp}}(h)$
Näherungsweise wird diese Fläche abzüglich einer kolmatierten Gewässersohle als infiltrationswirksam angesehen. Die Berechnung der Versickerung in überstauten Vorlandbereichen erfolgt vereinfacht über die Vorgabe einer Infiltrationsrate (k_F -Wert).
- Bordvolle Abflussbänder
Hierzu wird für jedes vermessene Gewässerprofil eine Ausuferungshöhe h_{voll} vorgegeben. Die hydraulischen Berechnungen liefern für jeden h_{voll} -Wert den entsprechenden Abfluss Q_{voll} ; Ergebnis sind die *bordvollen Abflussbänder* der untersuchten Gewässer bzw. Gewässerabschnitte. Hierbei wird nicht nur ein Q_{voll} -Wert ausgegeben, sondern es wird nach linker und rechter Seite differenziert, da die Ausuferungsabflüsse nach beiden Seiten sehr unterschiedlich sein können.

Die für die hier betrachteten Transportstrecken ermittelten Kennlinien $Q(h)$, $V(h)$, $V_{\text{tot}}(h)$ und $O_{\text{wsp}}(h)$ enthält **Anlage B-3**. Auf die diesen Kennlinien zugrunde liegende untere Randbedingung wird weiter unten eingegangen.

5.5.2.7 Pumpwerke

Aus Tabelle 15 geht hervor, dass die Entlastung aus der Grolsheimer Ortskanalisation über ein RÜB erfolgt. Wie in Kap. 5.3.1 erwähnt, ist diesem RÜB ein Schneckenpumpwerk nachgeordnet, welches die entlastete Wassermenge in den Dorfgraben hebt. Dieses Schneckenpumpwerk wurde im Rahmen dieser Untersuchung mittels eines „fiktiven“ Beckens B_{fiktiv} mit unendlich großem Volumen abgebildet. Das Anschalten der Schnecke wurde näherungsweise durch folgende Steuerung der Abgabe aus B_{fiktiv} abgebildet:

- $V_{\text{Bfiktiv}} < 100 \text{ m}^3$: $RQ = 0 \text{ m}^3/\text{s}$,
- $V_{\text{Bfiktiv}} \geq 100 \text{ m}^3$: $RQ = 1,0 \text{ m}^3/\text{s}$.

Damit wird modelltechnisch der Anschaltzeitpunkt bei einem Wasserstand oberhalb der Schnecke von etwa 1 m angesetzt, wobei die Schnecke dann sofort ihre volle Förderleistung fährt.

In Höhe der Sponsheimer Mühle quert der Aspischer Graben den Nahedeich in einem Durchlass und mündet nach ca. 60 m in den Unterwasserkanal der Sponsheimer Mühle. Sobald die Nahe Hochwasser führt, wird dieser Durchlass mittels Schieber geschlossen und die Binnenentwässerung mittels mobiler Pumpen sichergestellt.

Um den Betrieb dieser Pumpen zu beschreiben, wurden Erfahrungen über vergangene Pumpeneinsätze vom Bauhof der Stadt Bingen (BBH) sowie der Feuerwehr (FW) eingeholt. Aus den vorliegenden Erfahrungen wurde das Betriebsreglement der bei Hochwasser eingesetzten Pumpen (hierunter ist das An- und Abschalten der einzelnen Pumpen in Abhängigkeit des binnenseitigen Wasserstandes h_{binnen} zu verstehen, wobei An- und Abschaltwasserstand der jeweiligen Pumpe auf der gleichen Höhenkote liegen) abgeleitet:

- $h_{\text{binnen}} \leq 83,00 \text{ m} \ddot{\text{u}}\text{NN}$: kein Pumpbetrieb
- $83,00 < h_{\text{binnen}} \leq 84,00 \text{ m} \ddot{\text{u}}\text{NN}$: $Q_{\text{Pump}} = 200 \text{ l/s}$ (Pumpe BBH)
- $84,00 < h_{\text{binnen}} \leq 84,50 \text{ m} \ddot{\text{u}}\text{NN}$: $Q_{\text{Pump}} = 308 \text{ l/s}$ (Pumpe BBH + 1 Pumpe FW)
- $84,50 < h_{\text{binnen}} \leq 85,00 \text{ m} \ddot{\text{u}}\text{NN}$: $Q_{\text{Pump}} = 416 \text{ l/s}$ (Pumpe BBH + 2 Pumpen FW)
- $h_{\text{binnen}} > 85,00 \text{ m} \ddot{\text{u}}\text{NN}$: $Q_{\text{Pump}} = 632 \text{ l/s}$ (Pumpe BBH + 4 Pumpen FW)

Darauf hinzuweisen ist, dass das oben aufgeführte Reglement den „modellhaften“ Pumpbetrieb repräsentiert. Dabei entspricht die aufgeführte Einzelleistung der jeweiligen Leistung der Pumpe(n), die bei historischen Ereignissen am Gebietsauslass des Aspischer Grabens sowohl vom Bauhof der Stadt Bingen als auch von der Feuerwehr eingesetzt wurden.

Am Gebietsauslass des Dorfgrabens (dieser wird bei Hochwasser der Nahe über eine Rückschlagklappe verschlossen) fand nach den vorliegenden Erkenntnissen bislang noch kein Pumpbetrieb statt.

5.5.2.8 Systemlogik

Abschließender Schritt der Modellerstellung war, die in den vorangegangenen Kapiteln beschriebenen Einzelelemente in einer Systemlogik zu verknüpfen, die das reale Ablaufschema der Entwässerung widerspiegelt. In **Plan B-5** ist diese Systemlogik aufgetragen (Systemplan). Die im hydrologischen Modell des Aspischer Grabens (Gebietsauslass in Höhe Sponsheimer Mühle) und des Dorfgrabens (Gebietsauslass nordwestlich von Grolsheim) verwendeten Bausteine sind in Tabelle 16 zusammengestellt.

Es fällt auf, dass aufgrund der Betrachtung der „abflussunwirksamen natürlichen“ Teilflächen (Kap. 5.5.2.3) der Dorfgraben keinen Abfluss aus einem natürlichen Teilgebiet erhält. Sein

Abfluss kommt ausschließlich aus einem Abschlag (RÜB) der kanalisiert abflusswirksamen Flächen von Grolsheim.

Tabelle 16: Bausteine der hydrologischen Modelle

Modellbausteine	Anzahl Aspischer Graben	Anzahl Dorfgraben
natürliche Flächen	8	-
kanalisierte Flächen	10	4
Transportstrecken	14	2
RÜB	4	2 ¹
RÜ	2	-
Kläranlageneinleitung	1	-
Summe	39	8

¹ Das Schneckenpumpwerk von Grolsheim wird modelltechnisch über ein zweites Becken (RÜB) abgebildet (siehe Kap. 5.5.2.7).

5.6 Modellanpassung

Bei der Anpassung eines hydraulischen Modells stehen die geschätzten Rauheitswerte für die Wandungen der Bachläufe und Gräben im Vordergrund. Hierzu bedarf es

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

welche aber - wie bereits erwähnt - an den drei betrachteten Gräben nicht vorliegen. Aus diesem Grund wurden die in Kapitel 5.5.1.2 genannten k_{st} -Werte angesetzt. Mit letzteren wurden bereits für eine Vielzahl von vergleichbaren Gewässern die örtlichen Verhältnisse gut abgebildet.

In Kapitel 5.4 wurde darauf hingewiesen, dass hinsichtlich der Verifizierung des hydrologischen Modells weder auf historische Abflussereignisse noch auf Pegelstatistiken zurückgegriffen werden kann. Damit rückt bei der anstehenden Modellanpassung der Vergleich berechneter Scheitelwerte von statistischen Hochwasserereignissen (synthetische Ereignisse) mit entsprechenden Erfahrungswerten in den Vordergrund.

Darüber hinaus werden die Berechnungsergebnisse für den Aspischer Graben den Hochwasserabflusspenden von im Odenwald und an der Bergstraße südlich von Darmstadt gelegenen Einzugsgebieten /U18/ gegenübergestellt. Trotz der großen Distanz bietet es sich an, diesen Vergleich durchzuführen, weil die in /U18/ behandelten Untersuchungsgebiete hinsichtlich ihrer Größe (< 10 km²) und hinsichtlich des Gefälles ähnliche Merkmale wie das Einzugsgebiet des Aspischer Grabens aufweisen.

5.6.1 Szenarien

Wie in Kapitel 5.5.2.7 berichtet, werden bei Hochwasser der Nahe die Gebietsauslässe von Aspischeimer Graben und Dorfgraben verschlossen. Sofern dann binnenseitig ein relevanter Abfluss vorherrscht, muss gepumpt werden. Die in diesem Zusammenhang vorliegenden Erfahrungen sind:

- Am Dorfgraben war es bislang nicht erforderlich, den binnenseitigen Zufluss zu pumpen.
- Die Zuflüsse des Aspischeimer Grabens wurden in den letzten 10 Jahren drei Mal gepumpt. Dabei waren im Januar 2003 alle in Kapitel 5.5.2.7 aufgeführten Pumpen im Einsatz.
- Diese Pumpeneinsätze fanden grundsätzlich bei Winterhochwasser der Nahe statt. Die hierzu vorliegenden Beobachtungen des Nahe-Pegels Grolsheim belegen wiederum, dass 9 von 10 Nahe-Hochwassern in den Wintermonaten stattfanden.

Hieraus ist zu folgern:

Die Wahrscheinlichkeit, dass ein Nahe-Hochwasser eintritt und der Zufluss aus dem Binnensystem gepumpt werden muss, ist in den Sommermonaten merklich geringer als in den Wintermonaten. Dies ist auf das unterschiedliche hochwasserauslösende Niederschlagsgeschehen zurück zu führen. So sind für die Nahe eher die lang andauernden Landregen (ggf. in Verbindung mit Schneeschmelze) maßgebend. Diese im Winter auftretenden Ereignisse können zwar im Binnensystem eine durchaus angespannte Hochwassersituation verursachen, sie führen aber im Aspischeimer Graben und insbesondere im Dorfgraben nicht zu der maßgebenden Hochwasserwelle. Letztere wird durch Niederschläge verursacht, die

- im Fall des Aspischeimer Grabens mittlere Dauerstufen, aber höhere Intensitäten (2h- bis 6h-Regen),
- im Fall des Dorfgrabens eine kurze Dauer, dafür aber erhebliche Intensitäten (0,5h- bis 1h-Regen)

aufweisen. Solche Niederschläge lösen aber wiederum keine kritischen Situationen in der Nahe aus.

Diesem Sachverhalt wird im Folgenden durch die Betrachtung zweier Szenarien Rechnung getragen:

Szenario 1: Sommer-/Herbstereignis

Für dieses Szenario wird eine im Binnensystem vorherrschende normale (mittlere) Abflussbereitschaft und eine freie Vorflut in die Nahe angesetzt. Hinsichtlich der Niederschlagsbelastung wird die Sommerauswertung gemäß KOSTRA herangezogen (siehe Kap. 5.6.2), die Versickerung in den überstauten Vorlandbereichen wird durch eine hohe Infiltrationsrate abgebildet (siehe Kap. 5.6.3).

Szenario 2: Winter-/Frühjahrsereignis

Bei diesem Szenario wird binnenseitig von einer erhöhten Abflussbereitschaft ausgegangen. Am Gebietsauslass des Aspischeimer Grabens wird gepumpt, der Auslass des Dorfgrabens ist verschlossen. Als Niederschlagsbelastung wird die Winterauswertung gemäß KOSTRA angesetzt (siehe Kap. 5.6.2), die Versickerung in den überstauten Vorlandbereichen wird durch eine niedrige Infiltrationsrate abgebildet (siehe Kap. 5.6.3).

5.6.2 KOSTRA-Niederschläge

In KOSTRA wurden in einer umfangreichen Studie des Deutschen Wetterdienstes statistische Niederschlagshöhen in Abhängigkeit von Regendauer, Regenhäufigkeit sowie dem Auswertzeitraum (Jahres-, Sommer- und Winterauswertung) für das in Rastern von 71,5 km² unterteilte Bundesgebiet festgelegt.

Bezüglich der Vorgabe von repräsentativen Niederschlagshöhen in einem Einzugsgebiet sollten die einzelnen Rasterwerte aber nicht losgelöst von den extremwertstatistischen Gegebenheiten der näheren Umgebung des Gebietes (benachbarte Kacheln) erfolgen (Voranalyse). Weichen beispielsweise die Werte der einzelnen Raster stark voneinander ab, sind ggf. Mittelwerte aus allen in Frage kommenden Kachelangaben zu bilden.

5.6.2.1 Voranalyse

Im Rahmen der Voranalyse wurden die Niederschlagshöhen der beiden Kacheln des Untersuchungsgebiets (siehe Kap. 5.4.2) einem Vergleich unterzogen. Die entsprechenden Werte sind nachfolgend am Beispiel des 10- und 100-jährlichen Ereignisses unterschiedlicher Dauerstufen (Jahresauswertung) aufgeführt:

Tabelle 17: Niederschlagshöhen gemäß KOSTRA in [mm] für Tn = 10 a

Spalte	Zeile	Beschreibung	Niederschlagshöhe in mm bei einer Regendauer von							
			0,5h	2h	6h	9h	12h	24h	48h	72h
17	69	Bingen am Rhein	23,5	32,9	39,8	42,8	45	51,3	66,3	63,8
18	69	Gau Algesheim	24,3	34,0	43,1	47,0	50	51,3	66,3	73,8

Tabelle 18: Niederschlagshöhen gemäß KOSTRA in [mm] für Tn = 100 a

Spalte	Zeile	Beschreibung	Niederschlagshöhe in mm bei einer Regendauer von							
			0,5h	2h	6h	9h	12h	24h	48h	72h
17	69	Bingen am Rhein	35,1	49	58,2	62,1	65	75	100	90
18	69	Gau Algesheim	36,3	51,1	64,6	70,5	75	75	100	110

Beim Rasterfeld 17/69 ist festzustellen, dass der Niederschlag des 10- sowie des 100-jährlichen 48h-Regens über dem des 72h-Regens liegt, des weiteren weist der 100-jährliche 12h- und 24h-Regen des Rasterfeldes 18/69 exakt die gleiche Höhe (75 mm) auf. Diese un-

plausiblen Niederschläge führen bei der Niederschlag-Abfluss-Simulation auch zu unplausiblen Ergebnissen.

Um vor diesem Hintergrund eine repräsentative Niederschlagsbelastung festzulegen, wurde ein Gruppenfeld generiert, das die beiden südlichen Rasterfelder (also die bereits außerhalb des Untersuchungsgebiets gelegenen Raster 17/70 und 18/70) in die Auswertung mit einbezieht. Die auf diese Art und Weise entstandenen Gruppenwerte sind nachfolgend am Beispiel des 100-jährlichen Ereignisses aufgeführt (Jahresauswertung):

Tabelle 19: Gruppenwerte gemäß KOSTRA in [mm] für $T_n = 100 a$

Beschreibung	Niederschlagshöhe in mm bei einer Regendauer von							
	0,5h	2h	6h	9h	12h	24h	48h	72h
Gruppenraster	35,1	51,1	64,6	70,5	75	78,8	95	100

Es ist ersichtlich, dass die Niederschläge mit zunehmender Dauerstufe höher werden und damit aus physikalischer Sicht plausibel sind.

5.6.2.2 Sommer- und Winterauswertung

Zur Festlegung der Niederschlagsbelastung der in Kapitel 5.6.1 festgelegten Szenarien wurde für die oben beschriebene Gruppenkachel die Sommer- und die Winterauswertung durchgeführt. Der wiederum am Beispiel des 10- und 100-jährlichen Ereignisses unterschiedlicher Dauerstufen durchgeführte Vergleich zeigt, dass die Sommerauswertung dauerstufenübergreifend generell höhere Niederschläge liefert.

Tabelle 20: Niederschlagshöhenvergleich Winter/Sommer (KOSTRA)

Wiederkehrintervall a	Dauerstufe h	Sommer mm	Winter mm	Relation Winter/Sommer in %
10	1	29,3	10,8	37
	6	40,7	20,8	51
	12	46,3	26,9	58
	24	55,0	35,0	64
100	1	44,0	15,0	34
	6	59,9	28,3	47
	12	67,5	36,3	54
	24	78,8	50,0	63

Für kurze Dauerstufen (1h) liegen die Winter-Werte bei etwa 35% der Sommer-Werte, für längere Regen (24h) verringert sich der Abstand auf über 60% der Sommer-Werte.

Um diesem Effekt Rechnung zu tragen, wurden die Syntheseberechnungen jeweils getrennt für das Sommer- und Winterereignis durchgeführt. Die vollständigen (vom Wiederkehrintervall T_n und der Dauerstufe T_N abhängigen) Gruppenwerte sind in **Anlage B-4** aufgeführt.

5.6.3 Vorbereitung der Simulation

Die Simulation erfolgte unter Verwendung der Kenngrößen

- der abflusswirksamen natürlichen und kanalisierten Teilflächen (Kap. 5.5.2.1 und 5.5.2.2),
- der Entlastungsbauwerke der Mischkanalisation (Kap. 5.5.2.2) und
- des Wellenablaufs (Kap. 5.5.2.6).

Um die beiden in Kap. 5.6.1 definierten Szenarien zu erfassen, wurde die nachstehende Parameteranpassung durchgeführt:

5.6.3.1 Szenario 1: Sommer-/Herbstereignis

Abflussbildung

Hinsichtlich der Abflussbildung ist bei diesem Szenario von im Gebiet vorherrschenden mittleren Verhältnissen auszugehen, weshalb die in Kap. 5.5.2.1 vorgestellten CN-Werte unverändert übernommen wurden.

Wellenablauf

Die Spiegellagenberechnungen zur Erfassung der Beziehungen $Q(h)$, $V(h)$, $V_{\text{tot}}(h)$ und $O_{\text{wsp}}(h)$ wurden unter Vorgabe einer freien Vorflut in die Nahe als untere Randbedingung durchgeführt. Die Entleerung des Totraumvolumens V_{tot} wurde über einen Einzelspeicher beschrieben, dem eine Speicherkonstante von einem Tag zugewiesen wurde. Die Berechnung der Versickerung in überstauten Vorlandbereichen erfolgte über $k_{f_Sommer} = 1 \cdot 10^{-5}$ m/s (36 mm/h).

Systembelastung

Niederschlagshöhen der KOSTRA-Sommerauswertung (Kap. 5.6.2.2)

5.6.3.2 Szenario 2: Winter-/Frühjahrsereignis

Abflussbildung

Bei Szenario 2 ist von einer erhöhten Abflussbereitschaft auszugehen. Modelltechnisch wurde dies durch eine Erhöhung der CN-Werte um generell 3 %-Punkte erfasst.

Wellenablauf

Für die Kennlinienberechnung wurde beim Gebietsauslass des Aspischer Grabens der in Kap. 5.5.2.7 erläuterte Pumpbetrieb angesetzt. Die Entleerung des Totraumvolumens V_{tot} erfolgt wiederum mit einer Speicherkonstante von einem Tag. Die Versickerung in überstauten Vorlandbereichen wurde durch eine abgeminderte Infiltrationsrate $k_{f_Winter} = 4 \cdot 10^{-6}$ m/s abgebildet (14,4 mm/h, d.h. 40% von k_{f_Sommer}).

Am Dorfgraben wurde ein geschlossener Gebietsauslass angesetzt. Das bedeutet, es wurde davon ausgegangen, dass die aus der Ortskanalisation von Grolsheim entlastete Wassermenge (als einziger Zufluss in den Dorfgraben) sich im Dorfgraben unterhalb der Einleitestelle verteilt.

Systembelastung

Niederschlagshöhen der KOSTRA-Winterausrwertung (Kap. 5.6.2.2)

5.6.4 Modellanwendung

Da sich nicht von vornherein absehen lässt, welche Niederschlagsdauer T_N für das Grabensystem die ungünstigsten Belastungen liefert, wurde das gesamte Spektrum verschiedener Blockregendauerstufen (30-min Regen bis 3-Tage Regen) durchgerechnet und der jeweilige T_n -jährliche Scheitelwert ermittelt.

In den nachfolgenden Tabellen sind am Beispiel des 100-jährlichen Ereignisses die Ergebnisse für die beiden Szenarien 1 und 2 aufgelistet (maßgebende Werte sind unterstrichen). Dabei wurde das Augenmerk auf den Aspisheimer Graben und den Dorfgraben gerichtet.

Tabelle 21: 100-jährliche Abflüsse an ausgewählten Gewässerstellen (Sommer, freie Vorflut in die Nahe)

Gewässer	Gewässerstelle	100-jährliche Abflüsse in m³/s						
		0,5h	1h	4h	6h	12h	24h	48h
Aspisheimer Graben	Oberlauf, km 6+226, $A_{eo} = 3,40 \text{ km}^2$	<u>3,6</u>	3,5	2,9	2,6	1,9	1,4	1,0
	Höhe Autobahn, km 4+312, $A_{eo} = 5,28 \text{ km}^2$	2,1	3,2	<u>3,7</u>	3,5	2,7	1,9	1,5
	Höhe Kläranlage, km 1+461, $A_{eo} = 6,66 \text{ km}^2$	1,6	1,9	2,4	<u>2,5</u>	2,3	1,9	1,6
	bestehender Nahedeich, km 0+067, $A_{eo} = 7,80 \text{ km}^2$	1,6	2,0	2,6	<u>2,7</u>	2,6	2,1	1,8
Dorfgraben	unterhalb Grolsheim, km 0+900, $A_{eo} = 0,28 \text{ km}^2$	<u>1,0</u>	<u>1,0</u>	0,5	0,4	0,2	0,1	0,1

Tabelle 22: 100-jährliche Abflüsse an ausgewählten Gewässerstellen (Winter, Pumpbetrieb an der Sponsheimer Mühle)³

Gewässer	Gewässerstelle	100-jährliche Abflüsse in m³/s						
		0,5h	1h	4h	6h	12h	24h	48h
Aspisheimer Graben	Oberlauf, km 6+226, $A_{eo} = 3,40 \text{ km}^2$	0,6	0,5	0,5	0,5	0,6	<u>0,7</u>	0,5
	Höhe Autobahn, km 4+312, $A_{eo} = 5,28 \text{ km}^2$	0,2	0,4	0,7	0,8	1,0	<u>1,1</u>	0,7
	Höhe Kläranlage, km 1+461, $A_{eo} = 6,66 \text{ km}^2$	0,3	0,4	0,7	0,9	1,1	<u>1,2</u>	0,9
	bestehender Nahedeich, km 0+067, $A_{eo} = 7,80 \text{ km}^2$	0,2	0,3	0,5	0,6	0,7	<u>1,1</u>	0,8
Dorfgraben	unterhalb Grolsheim, km 0+900, $A_{eo} = 0,28 \text{ km}^2$	<u>0,4</u> (0,9)	0,3 (1,3)	0,2 (2,1)	0,1 (2,6)	0,1 (3,6)	0,1 (5,5)	0,1 (8,2)

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

³ Für den Dorfgraben sind neben den Scheitelwerten auch Angaben zu den entlastenden Volumina V_{ent} in Tsd. m³ aufgeführt.

Vor diesem Hintergrund ist mit Blick auf Tabelle 21 ersichtlich, dass im Szenario 1 der 4h-Regen im Oberlauf ($HQ_{100} = 3,7 \text{ m}^3/\text{s}$), der 6h-Regen im Unterlauf ($HQ_{100} = 2,7 \text{ m}^3/\text{s}$) des Aspischeimer Grabens die maßgebenden Scheitelwerte liefert. Am Dorfgraben wird der maximale Scheitel durch sehr kurze Regen ausgelöst, was in der schnell reagierenden kanalisiert Fläche von Grolsheim begründet ist ($HQ_{100} = 1,0 \text{ m}^3/\text{s}$).

Die aus den vorgenannten Dauerstufen resultierenden Hochwasserwellen weisen eine relativ geringe Wellenfülle auf, weshalb sie entlang des Fließwegs infolge Retention und Versickerung eine merkliche Dämpfung erfahren. So nimmt der maßgebende HQ_{100} -Wert trotz des Gebietszuwachses ab.

Im Szenario 2 (Tabelle 22) zeigt sich ein anderes Bild. Zunächst fällt auf, dass im Vergleich zum Sommerszenario die reduzierten Niederschläge des Winterszenarios trotz der angesetzten höheren Abflussbereitschaft grundsätzlich zu geringeren Scheitelwerten führen. Dabei werden die maßgebenden HQ-Werte von längeren Dauerstufen ausgelöst (12h- bzw. 24h-Regen). Diese Abflüsse werden weitestgehend ohne Ausuferung abgeführt, so dass die Retentionseffekte wie auch der Einfluss der (reduzierten) Versickerung entlang des Fließwegs weniger ausgeprägt sind als in Szenario 1.

Eine spürbare Wellendämpfung stellt sich aber im Oberwasser des Gebietsauslasses ein. Infolge des Pumpbetriebs kommt es dort zu einem Rückstau und damit zur Aktivierung von Retentionsvolumen. Bei längeren Dauerstufen reicht der modellmäßig angesetzte Pumpbetrieb (mit $Q_{\text{pump_max}} = 0,63 \text{ m}^3/\text{s}$) nicht mehr aus. Dies führt zu Ausuferungen; die ausufernden Abflussanteile fließen binnenseitig parallel zum Nahedeich dem Gefälle folgend in Richtung Norden. Die Summe aus den gepumpten und den ausufernden Abflussanteilen beträgt beim maßgebenden 24h-Regen $1,1 \text{ m}^3/\text{s}$.

Für den Dorfgraben sind in Tabelle 22 neben den Scheitelwerten Angaben zu den entlasteten Volumina aufgeführt. Es ist ersichtlich, dass beim maßgebenden Scheitelwert (0,5h-Ereignis) rd. 900 m^3 in den Dorfgraben einfließen. Diese Wassermenge wird im Graben weiter transportiert und fließt bei Überschreiten der bordvollen Leistungsfähigkeit in tiefer liegende Senken ein. Sollte der Abfluss den geschlossenen Durchlass am Nahedeich erreichen (kein Pumpbetrieb) kommt es dort zu einem Rückstau. Sobald das vorhandene Grabenvolumen erschöpft ist, erfolgt eine weitergehende Verteilung von Wasser in der Fläche.

5.6.5 Vergleich der Modellergebnisse mit Hochwasserabflussspenden von kleinen Einzugsgebieten im Odenwald bzw. an der Bergstraße

Zum Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Abflussspenden kleiner, im Odenwald bzw. an der Bergstraße gelegener Einzugsgebiete wurden die für das Sommerszenario 1 berechneten maßgebenden 100-jährlichen Scheitelwerte des Aspischeimer Grabens im Oberlauf und in Höhe der Autobahn A 61 ($3,6 \text{ m}^3/\text{s}$ bzw. 1056 l/skm^2 sowie $3,7 \text{ m}^3/\text{s}$ bzw. 707 l/skm^2) gemeinsam mit den Ergebnissen aus /U18/ in ein Abflussspendendiagramm (Abbildung 37) eingetragen.

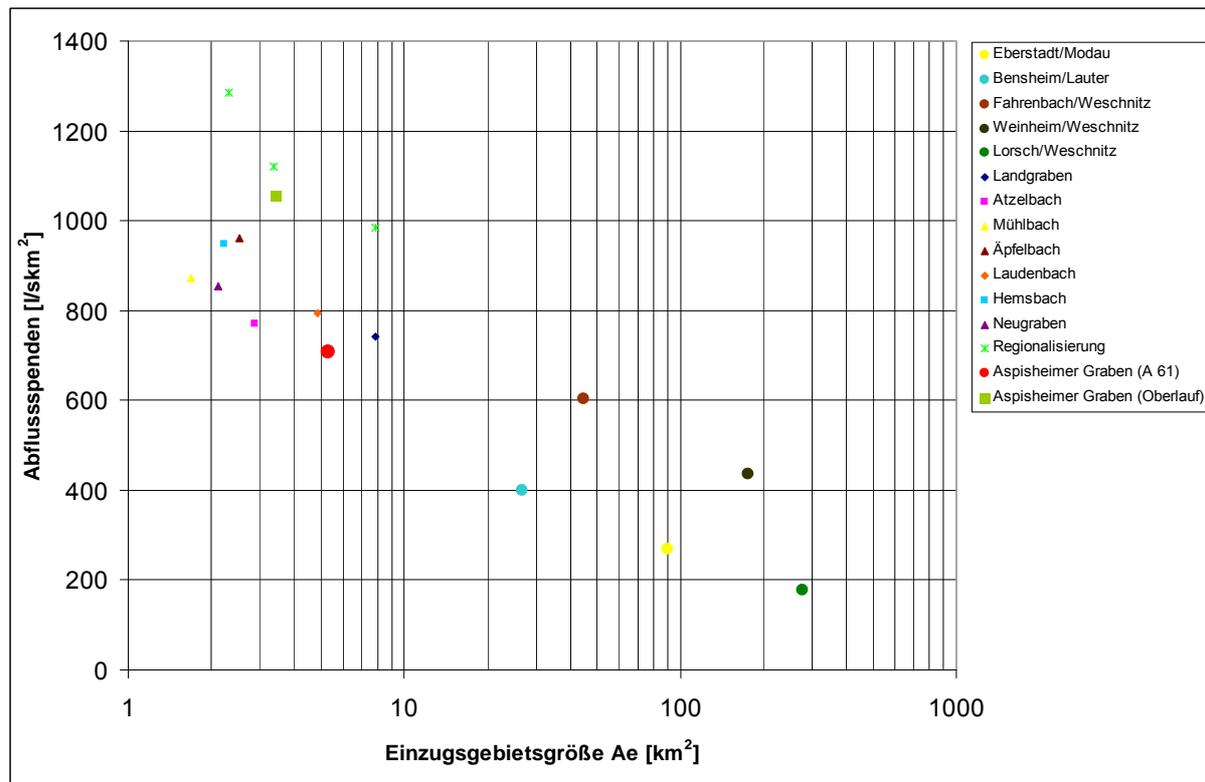


Abbildung 37: 100-jährliche Abflussspenden (Hq100) des Aspischer Grabens im Vergleich mit 100-jährlichen Abflussspenden kleinerer Einzugsgebiete im Odenwald und an der Bergstraße

Die Darstellung in Abbildung 37 ist wie folgt zu interpretieren:

- Das aufgezeigte Wertespektrum der „Odenwald/Bergstraßen-Gewässer“ wurde auf der Grundlage von Flussgebietsmodellen bzw. des Regionalisierungsmodells des Landes Baden-Württemberg ermittelt.
- Die für den Oberlauf des Aspischer Grabens berechnete Abflussspende liegt innerhalb dieses Wertespektrums, die Spende in Höhe der Autobahn am unteren Rand.
- Dies ist in den weiter oben erläuterten Retentions- und Versickerungseffekten begründet, die entlang des Fließwegs trotz des Gebietszuwachses zu einer merklichen Wellendämpfung führen.

Auch wenn der Vergleich der in Abbildung 37 dargestellten Spenden aufgrund der großen Distanz der Einzugsgebiete nicht überbewertet werden darf: die „Odenwald/Bergstraßen-Gewässer“ und der Aspischer Graben weisen bei kleineren Einzugsgebietsgrößen ähnliche 100-jährliche Spenden auf; damit kann der für den Aspischer Graben berechnete HQ_{100} -Wert zumindest als nicht unplausibel eingestuft werden.

5.6.6 Vergleich der T_n -jährlichen Abflüsse mit Erfahrungswerten

Die während der Bearbeitung dieser Untersuchung eingeholten Erfahrungswerte beziehen sich nur auf den Aspischer Graben, so dass dieser auch beim nachstehenden Vergleich der Berechnungsergebnisse mit Erfahrungen im Vordergrund steht.

Um diesen Vergleich durchzuführen, wurde der weiter oben am Beispiel des 100-jährlichen Ereignisses erläuterte Blockregenvergleich auch für die Wiederkehrintervalle $T_n = 10a, 20a$ und $50a$ durchgeführt. Um die maßgebenden T_n -jährlichen Abflüsse des Sommer- und des Winterszenarios mit den vorliegenden Erfahrungen vergleichen zu können, wurden

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

Das Sommerszenario liefert die maßgebenden Scheitelwerte (Tabelle 23).

Tabelle 23: Statistische Einordnung der bordvollen Abflussleistung (Sommerszenario)

Gewässer	Gewässerstelle	Q_{voll} [m³/s]	HQ ₅ [m³/s]	HQ ₁₀ [m³/s]	HQ ₂₀ [m³/s]	HQ ₅₀ [m³/s]	HQ ₁₀₀ [m³/s]
Aspischeimer Graben	Oberlauf, km 6+226	21	1,4	1,8	2,1	2,6	3,6
	Bahnlinie Bingen/Bad Kreuznach, km 3+950	3,5	0,8	1,0	1,4	2,0	3,3
	Gewerbepark Sponsheim (Wegedurchlass) km 3+806	1,1	0,8	1,0	1,4	2,0	3,3
	Ortsrand Sponsheim (Wegedurchlass), km 2+241	0,9	0,8	1,0	1,2	1,6	2,5
	Brücke B 50, km 1+885	2,8	0,8	1,0	1,2	1,6	2,5
	Kläranlage "Unterer Wiesbach", km 1+461	5,5	0,8	1,0	1,2	1,6	2,5
	Durchlass Nahedeich, km 0+067	7,4	0,8	1,0	1,3	1,7	2,7

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

Danach liegt die Leistungsfähigkeit des Aspischeimer Grabens über große Strecken über einem 100-jährlichen Abfluss. Die insbesondere an Brückenbauwerken bzw. Durchlässen vorliegenden Erfahrungen bestätigen, dass es entlang des Aspischeimer Grabens für die Bebauung seit vielen Jahren keine Probleme gibt:

- Einige der im Oberlauf und Mittellauf gelegenen Durchlässe werden zwar bereits beim 20 bzw. 50-jährlichen Ereignis überflutet, hiervon betroffen sind aber nur landwirtschaftlich genutzte Flächen.
- Am Durchlass der Bahnlinie stellt sich bereits ab HQ₅₀ Druckabfluss ein. Rechnerisch führt HQ₁₀₀ aber zu keinem kritischen Wasserstand.

- Ebenfalls Druckabfluss herrscht bei HQ₁₀₀ am Durchlass der B 50 vor; dieser ist jedoch für die angrenzende Bebauung unkritisch.
- Unterhalb der B 50 sind die Durchlässe des Aspischeimer Grabens großzügig dimensioniert, sie bereiten nicht einmal bei einem 100-jährlichen Ereignis Probleme.
- Nach Auskunft des Betreibers der Kläranlage „Unterer Wiesbach“ wurden bislang noch keine kritischen Wasserstände in Höhe der Kläranlage beobachtet. Die hierzu durchgeführten Spiegellagenberechnungen liefern bei km 1+461 einen 100-jährlichen Wasserstand von 86,56 müNN (Abbildung 40). Das dort anstehende Gelände liegt mit 86,96 müNN 40 cm höher.

Hinsichtlich des Winterszenarios ist die Hochwassersituation am Gebietsauslass bei Pumpbetrieb von Interesse (siehe Tabelle 24).

Tabelle 24: Statistische Einordnung der bordvollen Abflussleistung (Winterszenario)

Gewässer	Gewässerstelle	Q _{pump} [m³/s]	HQ ₅ [m³/s]	HQ ₁₀ [m³/s]	HQ ₂₀ [m³/s]	HQ ₅₀ [m³/s]	HQ ₁₀₀ [m³/s]
Aspischeimer Graben	Durchlass Nahedeich, km 0+067	0,63	0,52	0,64	0,67	0,77	1,12

Der Pumpbetrieb mit Q_{pump,max} = 0,63 m³/s reicht aus, um ein 5-jährliches Ereignis zu fördern. Hierbei muss über viele Stunden gepumpt werden. Etwa ab HQ₁₀ treten trotz Pumpbetrieb Ausuferungen auf. Die hierzu vorliegenden Erfahrungen berichten von 3 Pumpeinsätzen in den letzten 10 Jahren, wobei nur bei einem Ereignis (2003) eine binnenseitige Überflutung drohte. Dies passt sehr gut zu der statistischen Einschätzung in Tabelle 24.

5.6.7 Bewertung der Modellkalibrierung

Insgesamt zeigen die zuvor erläuterten Vergleiche, dass das Flussgebietsmodell ein realitätsnahes und mit den Erfahrungen im Gebiet weitgehend übereinstimmendes Bild der Hochwassersituation im Untersuchungsgebiet liefert. Somit können die mit dem Modell berechneten T_n-jährlichen Abflüsse als plausibel angesehen werden. Die berechneten Hochwasserabflüsse sind die Basis der nachfolgenden Betrachtungen.

Exemplarisch sind die für alle betrachteten Dauerstufen berechneten 100-jährlichen Abflüsse in **Anlage B-5** aufgeführt. Exemplarisch für den Aspischeimer Graben sind die sich daraus für die maßgebende Dauerstufe T_N = 6h ergebenden 100-jährlichen Spiegellagen tabellarisch in **Anlage B-6** aufgeführt.

5.7 Hochwassersituation im Ist-Zustand

Im Rahmen der Modellanpassung wurde die sich im Ist-Zustand einstellende Hochwassersituation insbesondere des Aspischeimer Grabens als größtem Vorfluter des hier untersuchten Binnensystems eingehend betrachtet. An dieser Stelle sollen deshalb nur die wesentlichen Aspekte der im vorstehenden Kapitel getroffenen Aussagen zusammengefasst werden:

- Im Einzugsgebiet des Aspischer Grabens herrscht ein guter Hochwasserschutzgrad vor. Einen freien Fließquerschnitt vorausgesetzt (d.h. kein mit Treibgut verlegtes Profil) reicht die Leistungsfähigkeit der Brücken- und Durchlassbauwerke der übergeordneten Straßen (Landes- und Bundesstraßen, Autobahn) und der Bahnlinie Bingen/ Bad Kreuznach aus, um HQ₁₀₀ ohne Überflutung der Verkehrswege abzuführen. Hierbei kann sich jedoch oberhalb einzelner Brücken bzw. Durchlässe ein durchaus größerer Aufstau einstellen, der dann zu einer größeren Überflutung der Vorländer führt. Hiervon sind jedoch keine bebauten Flächen betroffen.
- Aufgrund der großzügigen Dimensionierung des Durchlasses unter dem Nahedeich (DN 2000) gibt es auch am Gebietsauslass des Aspischer Grabens keine Probleme. Dies gilt jedoch nur unter der Voraussetzung einer freien Vorflut in die Nahe. Bei Pumpbetrieb mit $Q_{\text{pump_max}} = 0,63 \text{ m}^3/\text{s}$ führen Ereignisse etwa ab HQ₁₀ zu einem Überlauf des Grabenprofils. Die ausufernden Wassermengen fließen dann binnenseitig parallel zum Nahedeich dem Gefälle folgend in Richtung Norden ab. Da dieses Areal überwiegend landwirtschaftlich bzw. als Grünland genutzt wird, sind aber keine größeren Hochwasserschäden zu besorgen.
- Da der Dorfgraben seinen Zufluss aus der kanalisiert Fläche von Grolsheim erhält, fließt ihm nur bei Niederschlägen kurzer Dauer aber hoher Intensität (sommerliche Gewitterereignisse) Wasser zu. Die aus der Kanalisation abgeschlagenen Volumina sind aber verhältnismäßig gering. Aus diesem Grund kann festgehalten werden, dass der Dorfgraben hinsichtlich der binnenseitigen Hochwassersituation im Ist-Zustand eine untergeordnete Rolle spielt.

5.8 Hochwassersituation im Plan-Zustand

In Vorabgesprächen wurde mit dem Vorhabensträger und dem Objektplaner festgelegt, dass mit Hilfe des Flussgebietsmodells zwei Planvarianten zur Sicherstellung der Binnenentwässerung betrachtet werden sollen:

Variante 1

Verlegung der Einleitestelle des Binnengewässersystems nördlich der A 61.

Variante 2

Beibehaltung der heutigen Einleitestelle des Binnengewässersystems.

Beiden Varianten liegt bezüglich der Planung der Hochwasserrückhaltung die Variante 3, ohne Nordosterweiterung aus /U1/ zugrunde. Nachfolgend werden beide Varianten in ihren wesentlichen Grundzügen vorgestellt:

5.8.1 Verlegung der Einleitestelle des Binnengewässersystems nördlich der A 61

Östlich der Hochwasserrückhaltung wird der Dorfgraben entlang des landseitigen Deichs in einem neuen Graben (Graben „Süd“) nach Norden zum Aspisheimer Graben geführt, in den er einmündet. Der Aspisheimer Graben fließt dann über einen ebenfalls neu anzulegenden Graben (Graben „Nord“) in Richtung Autobahn A 61, wobei er oberhalb des ALDI-Logistikzentrums den von Osten kommenden Sponsheimer Graben aufnimmt. Durch einen Durchlass wird er unter der A 61 hindurch und dann in einem weiteren neu zu errichtenden Grabenabschnitt bis zur bestehenden Einleitestelle der Autobahntwässerung geführt (siehe Abbildung 38 sowie **Plan B-6.1**). Diese muss entsprechend den dann größeren Abflüssen umgestaltet werden. Das mobile Pumpwerk an der Sponsheimer Mühle entfällt bei dieser Variante.

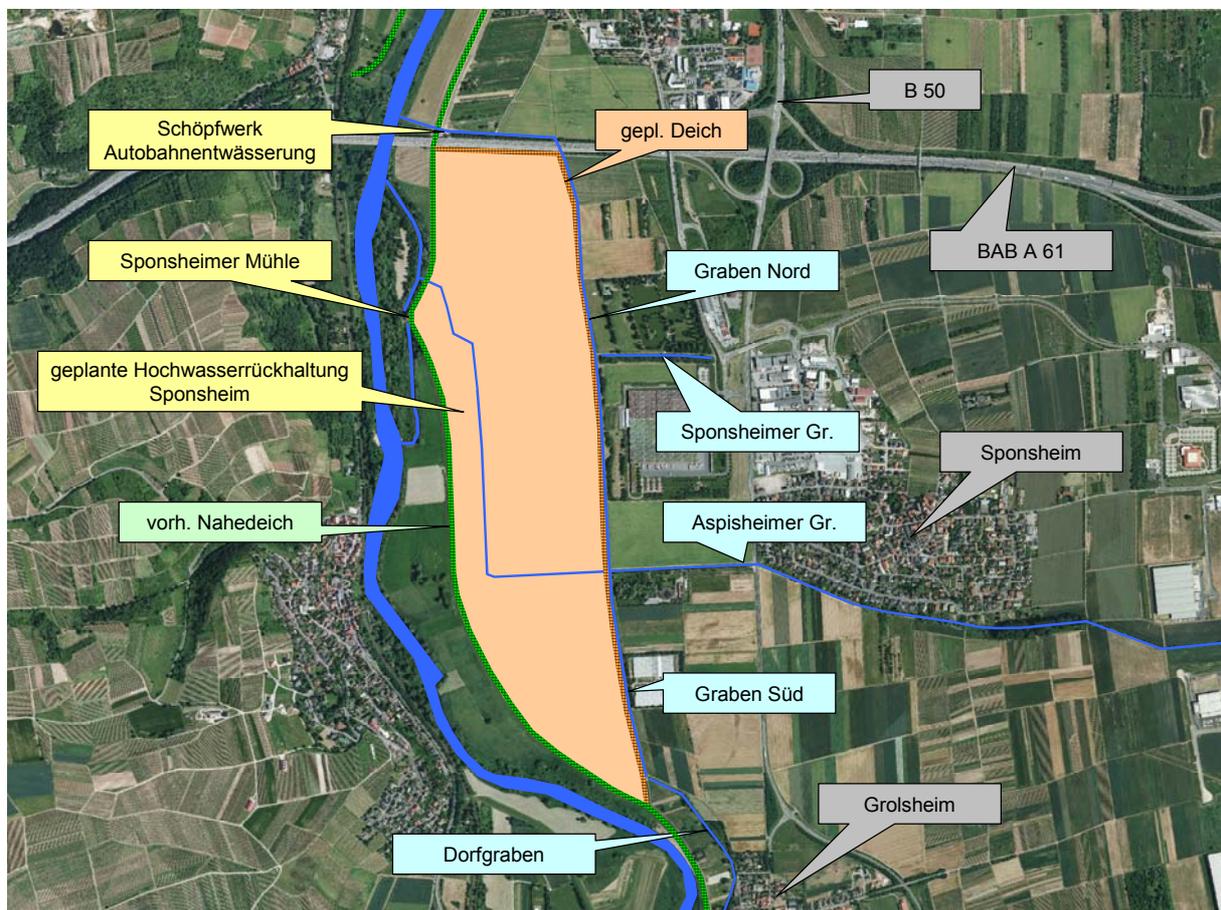


Abbildung 38: Übersicht Planvariante 1: Verlegung der Einleitestelle des Binnengewässersystems nördlich der A 61 (dargestellt ist der Verlauf der binnenseitigen Grenze der Hochwasserrückhaltung zum Zeitpunkt der Arbeiten zu /U4/, den aktuellen Verlauf veranschaulicht beispielsweise Abbildung 1)

5.8.2 Beibehaltung der heutigen Einleitestelle des Binnengewässersystems

Bei dieser Variante wird in Höhe des Aspisheimer Grabens ein Durchlass im neu zu errichtenden landseitigen Deich vorgesehen. Über diesen Durchlass wird das gesamte Binnensystem entwässert (Abbildung 39). Der Sponsheimer Graben muss dafür mit einem neuen Gra-

benabschnitt nach Süden geführt werden (Graben „Mitte“), der Dorfgraben in einem neuen Graben entlang der Hochwasserrückhaltung nach Norden (Graben „Süd“).

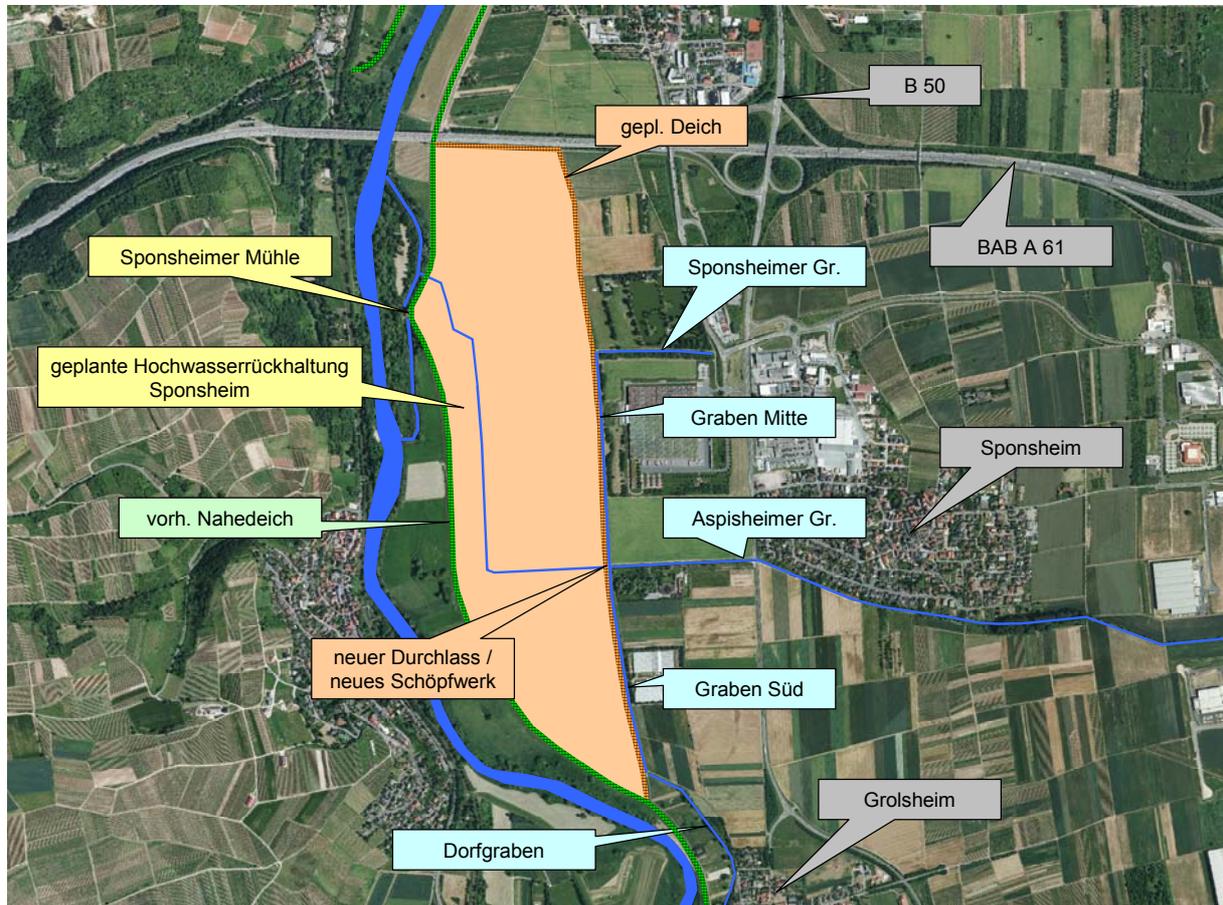


Abbildung 39: Übersicht Planvariante 2: Beibehaltung der heutigen Einleitestelle des Binnengewässersystems (dargestellt ist der Verlauf der binnenseitigen Grenze der Hochwasserrückhaltung zum Zeitpunkt der Arbeiten zu /U4/, den aktuellen Verlauf veranschaulicht beispielsweise Abbildung 1)

Der Durchlass im landseitigen Deich muss mit einer SchlieÙe versehen werden, um bei Nahehochwasser einen Rückstau in das Binnengewässersystem zu verhindern. Um die Entwässerung des Grabensystems auch bei geschlossener SchlieÙe sicherzustellen, muss an dieser Stelle ein Schöpfwerk errichtet, d.h. ein neuer Betriebspunkt geschaffen werden. Sofern kein Hochwasser in der Nahe herrscht, ist freier Abfluss durch den landseitigen Deich möglich (SchlieÙe geöffnet). Im Rückhalteraum wird der Abfluss im Aspisheimer Graben bis zur Einleitung in die Nahe (durch den heutigen Nahedeich) an der Sponsheimer Mühle sicher gestellt. Das dortige mobile Pumpwerk muss beibehalten werden, um bei Nahehochwässern, die nicht zu einem Einstau der Hochwasserrückhaltung führen, die Binnenentwässerung zu gewährleisten.

5.8.3 Modelltechnische Erfassung der Planvarianten

5.8.3.1 Grabendimensionen

Um die vorgestellten Planvarianten im Modell zu erfassen, müssen zunächst die neuen Gräben

- der Variante 1
 - Graben Süd, der die Zuflüsse des Dorfgrabens aufnimmt und Richtung Norden leitet,
 - Graben Nord, der die Zuflüsse des Aspischer Grabens und des Dorfgrabens und schließlich auch des Sponsheimer Grabens weiter Richtung Norden bis zum Pumpwerk der Autobahntwässerung führt,
- und der Variante 2
 - Graben Süd, wie Variante 1,
 - Graben Mitte, der die Zuflüsse des Sponsheimer Grabens aufnimmt und Richtung Süden dem Aspischer Graben zuführt,

dimensioniert werden. Dies erfolgt auf der Grundlage des Sommerszenarios, welches hinsichtlich des zu erwartenden Abflusses die maßgebenden HQ-Werte liefert.

Tabelle 25 gibt eine Übersicht über die Dimensionen der neuen Grabenabschnitte der Variante 1.

Tabelle 25: Kenndaten der neuen Grabenabschnitte Variante 1

Graben (-)	Länge (km)	Aushubvolumen (Tsd m³)	Sohlbreite (m)	Böschungsneigung (-)	Grabenbreite (oben) (m)
Graben „Nord“	1,8	20	1	1:2	8 - 10
Graben „Süd“	0,7	5	0,5	1:2	7 - 9
Summe	2,5	25			

Insgesamt weisen die beiden Grabenabschnitte eine Gesamtlänge von etwa 2,5 km auf. Die Sohlage ergibt sich aus den gegebenen Zwangspunkten im System. Für den Grabenabschnitt „Süd“ sind dies zum einen die Sohlage des Dorfgrabens in Höhe des neuen Abzweiges zum Graben „Süd“ und zum anderen die vorhandene Grabensohle am Aspischer Graben unterhalb der Kläranlage (siehe **B-7.1**).

Ausgehend vom Zwangspunkt am Aspischer Graben unterhalb der Kläranlage ergibt sich die Sohlneigung des Grabenabschnitts „Nord“ bis zur Mündung in die Nahe unterhalb der Autobahn A 61 (**Plan B-7.2**). Das Aushubvolumen der neuen Gräben beträgt etwa 25.000 m³.

Analog liefert Tabelle 26 die Grabendimensionen der Variante 2.

Tabelle 26: Kenndaten der neuen Grabenabschnitte Variante 2

Graben (-)	Länge (km)	Aushubvolumen (Tsd. m ³)	Sohlbreite (m)	Böschungsneigung (-)	Grabenbreite (oben) (m)
Graben „Mitte“	0,7	4	1	1:2	5 - 7
Graben „Süd“	0,7	5	0,5	1:2	7 - 9
Summe	1,4	9			

Die Sohlage ergibt sich hier aus den Höhenlagen der jeweiligen Gewässersohle an den beiden Abzweigen von Dorfgraben und Sponsheimer Graben und der Sohlage im Aspischer Graben am Zusammenfluss der drei Gräben unterhalb der Kläranlage (**Plan B-7.2, Plan B-7.3**). Insgesamt weisen die beiden neuen Grabenabschnitte „Mitte“ und „Süd“ eine Gesamtlänge von etwa 1,4 km auf, das Aushubvolumen beträgt etwa 9.000 m³.

5.8.3.2 Übernahme von Modellkenngrößen des Ist-Zustandes

Zur Simulation der Plan-Zustände wurden die Kenngrößen

- der abflusswirksamen natürlichen und kanalisierten Teilflächen,
- der Entlastungsbauwerke der Mischkanalisation,
- des Wellenablaufs (Entleerung des Totraumvolumens, Versickerungsrate im Sommer- und Winterhalbjahr)

herangezogen.

5.8.3.3 Maßgebliche Abflüsse

Gemäß den Ausführungen unter Kap. 5.6.1 werden zwei hydrologische Szenarien betrachtet:

- Szenario 1: Sommer-/Herbstergebnis trifft auf geöffneten Freiauslauf,
- Szenario 2: Winterereignis trifft auf gefüllten Hochwasserrückhalteraum.

Die Parameteranpassung zur Nachbildung dieser beiden Szenarien wird aus Kap. 5.6.1 übernommen.

5.8.3.4 Erfassung der natürlichen Fläche NGR02

Wie bereits in Kap. 5.5.2.3 erwähnt, ist davon auszugehen, dass die natürliche Fläche NGR02 im Zusammenhang mit der im Zuge des Baus der Hochwasserrückhaltung durchzuführenden Neuordnung der binnenseitigen Entwässerung einen - wenn auch untergeordneten - Beitrag zum Gesamtabfluss im Binnensystem liefert. Daher wurde diese nunmehr in den natürlichen Flächenanteilen des Untersuchungsgebiets berücksichtigt.

5.8.3.5 Erfassung des Pumpbetriebs

Im Rahmen der in dieser Konzeptstudie möglichen Bearbeitungstiefe wurde der Pumpbetrieb der Planvarianten modelltechnisch nicht über den Wellentransport sondern über einen Beckenbaustein abgebildet. Vorteil dieser Vorgehensweise ist, dass der Nachweis unterschiedlicher Pumpenleistungen rasch bewerkstelligt werden kann.

5.8.3.6 Qualmwassermengen bei Einstau der Hochwasserrückhaltung

Für die Untersuchungen in /U4/ wurden die bei Einstau der Hochwasserrückhaltung auftretenden Qualmwassermengen /U21/ entnommen. Die Unterströmung des Deiches bei Einstau der Hochwasserrückhaltung erfolgt im Wesentlichen im Bereich der Flusskiese. Vor diesem Hintergrund sind folgende Qualmwassermengen anzusetzen:

- Ohne Abdichtung der Flusskiese 1.500 l/s bis 5.700 l/s
- Untergrundabdichtung nördlich KLA 350 l/s bis 1.300 l/s
- Vollständige Untergrundabdichtung < 5 l/s

Aktuelle Untersuchungen zu Aufbau und Durchlässigkeit des Untergrunds (/U22/) haben jedoch gezeigt, dass die Qualmwasserzutritte auch ohne Untergrundabdichtung deutlich geringer als die damaligen Werte sind (maximal rd. 240 l/s, s. Tabelle 31). Dieser Umstand wird bei der Bewertung der Ergebnisse aus /U4/ in Kap. 5.9 entsprechend gewürdigt.

5.8.4 Nachweis des 100-jährlichen Binnenhochwassers bei Freiauslauf

Durch den Bau der Hochwasserrückhaltung und die dadurch erforderliche Umgestaltung der Binnenentwässerung darf sich die Abflusssituation im Untersuchungsgebiet bei Hochwasser, insbesondere in Höhe der Kläranlage „Unterer Wiesbach“ sowie des Sponsheimer Gewerbegebiets (ALDI-Logistikzentrum), nicht verschlechtern.

Mit dem jeweils entsprechend modifizierten Flussgebietsmodell wurden die T_n-jährlichen Hochwasserwellen für die Planvarianten 1 und 2 im gesamten Gewässernetz des Untersuchungsgebietes erzeugt. Die entsprechenden HQ-Werte wurden in Spiegellagen umgewandelt und den entsprechenden Spiegellagen des Ist-Zustandes gegenübergestellt.

In Tabelle 27 sind exemplarisch die 100-jährlichen Wasserspiegellagen (Sommerereignis, freie Vorflut in die Nahe) im Ist- sowie den beiden Planvarianten an ausgewählten Stellen des Aspisheimer Grabens dargestellt.

Tabelle 27: 100-jährliche Wasserspiegellagen (Sommerereignis, freie Vorflut) entlang des Aspisheimer Grabens

Gewässerstelle (-)	Station (km)	WSP _{Ist} (müNN)	WSP _{V1Plan} (müNN)	WSP _{V2Plan} (müNN)
Höhe Kläranlage	1+461	86,56	86,64	86,56
Höhe Sponsheim	2+577	95,84	95,84	95,84
Höhe Autobahn	4+312	109,69	109,69	109,69

Mit der Umsetzung der Planvariante 1 gäbe es einen Wasserspiegellagenanstieg an der Kläranlage von 8 cm gegenüber dem Ist-Zustand (Tabelle 27). Dies ist dadurch begründet, dass der sehr leistungsfähige Abschnitt im Aspisheimer Graben oberhalb der Sponsheimer Mühle in dieser Variante komplett entfällt. Man könnte diesem Spiegellagenanstieg begegnen, indem man beispielsweise den neu anzulegenden Grabenabschnitt „Nord“ noch leistungsfähiger gestaltet. Dies würde aber dementsprechend auch zu einem erhöhten Grabenaushub führen. Trotz dieses Anstiegs der Spiegellage ist im Bereich der Kläranlage nicht mit Ausuferungen im 100-jährlichen Hochwasserfall zu rechnen. Der Betrieb der Kläranlage wird nicht beeinträchtigt.

Dies verdeutlicht auch Abbildung 40. Sie zeigt den Längsschnitt des Aspisheimer Grabens im Bereich der Kläranlage (Abbildung unmaßstäblich) mit den eingetragenen 100-jährlichen Wasserspiegellagen (Sommerereignis, freie Vorflut) im Ist-Zustand sowie in Planvariante 1.

Mit der Umsetzung der Planvariante 2 würde der vorhandene leistungsfähige Grabenabschnitt des Aspisheimer Grabens oberhalb der Sponsheimer Mühle bestehen bleiben. Daher ist gegenüber dem Ist-Zustand nicht mit einer Spiegellagenänderung zu rechnen (Tabelle 27).

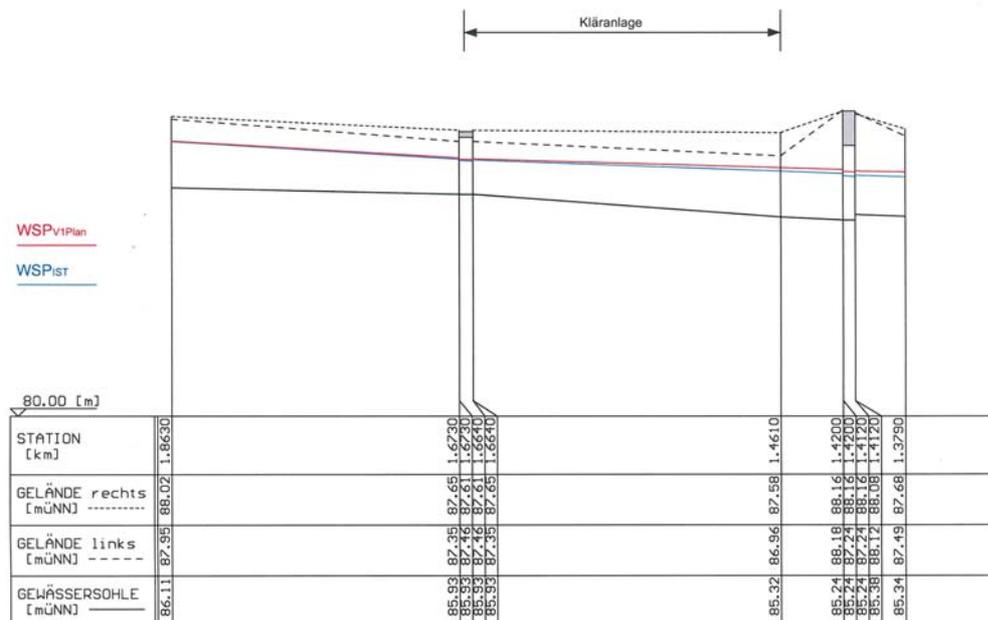


Abbildung 40: Längsschnitt des Aspisheimer Grabens im Bereich der Kläranlage

5.8.5 Nachweis des 100-jährlichen Binnenhochwassers bei eingestauter Hochwasserrückhaltung

Es ist davon auszugehen, dass die die Hochwasserrückhaltung füllenden Hochwasserereignisse überwiegend im Winterhalbjahr auftreten. Die binnenseitige Entwässerung muss dann mittels Pumpbetrieb sichergestellt werden. Zur Vergleichmäßigung des Pumpbetriebs wird

ein Zwischenspeicher in unmittelbarer Nähe des jeweils zu errichtenden Schöpfwerks vorgesehen. Der Dimensionierung des erforderlichen Zwischenspeichervolumens an der Pumpenstelle wird der 100-jährliche Hochwasserabfluss bei Winterereignissen zu Grunde gelegt. Überdies wird von hohen Grundwasserständen ausgegangen. Die Sohle des jeweiligen Zwischenspeichers wurde oberhalb dieser Grundwasserstände angesetzt.

5.8.5.1 Verlegung der Einleitestelle des Binnengewässersystems

Der Speicherraum wird nördlich der A 61 am Nahedeich angeordnet (Abbildung 41). Im Bereich dieser Fläche unterhalb der Brücke der A 61 befindet sich heute bereits das Schöpfwerk der Autobahnentwässerung. Grundsätzlich ist eine Koppelung dieser beiden Schöpfwerke denkbar. Dies ist aber mit dem Betreiber des bestehenden Schöpfwerks (Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz) abzustimmen.

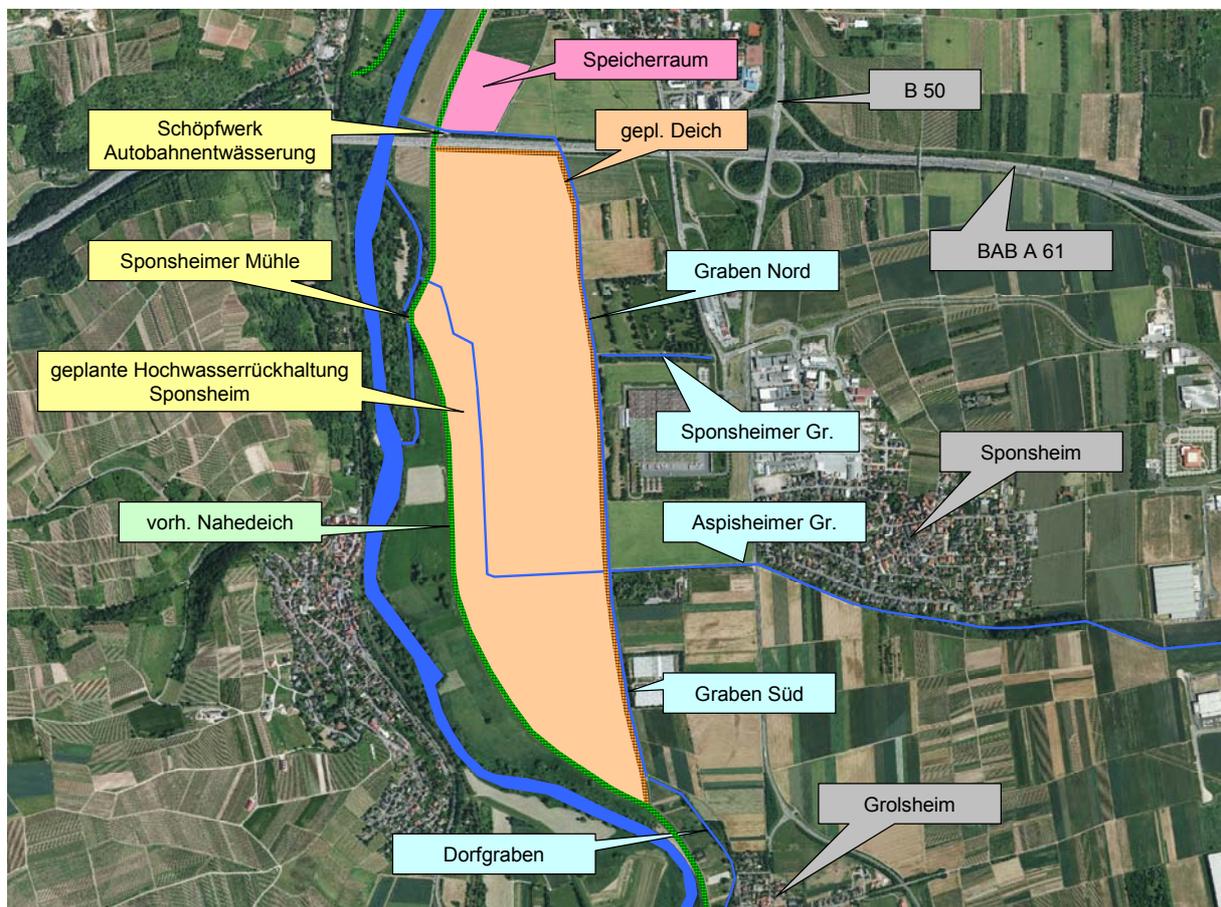


Abbildung 41: Speicherraum bei Verlegung der Einleitestelle des Binnengewässersystems nördlich der A 61 (dargestellt ist der Verlauf der binnenseitigen Grenze der Hochwasserrückhaltung zum Zeitpunkt der Arbeiten zu /U4/, den aktuellen Verlauf veranschaulicht beispielsweise Abbildung 1)

In dem neu zu errichtenden Grabenabschnitt parallel zur Autobahn A 61 ist auf Grund der Gefälleverhältnisse kein Speichervolumen zu aktivieren. Daher kann das erforderliche Gesamtspeichervolumen ausschließlich durch einen neu zu errichtenden Zwischenspeicher

bereit gestellt werden. Das in Abhängigkeit von der Pumpenleistung und vom Qualmwasserzutritt zu den Gräben erforderliche Speichervolumen ist in Tabelle 28 zusammen gestellt.

Das ermittelte Speichervolumen V ist Spalte 3 zu entnehmen. Aufgrund der Vorgaben, mit der Sohle nicht in den Grundwasserkörper einzuschneiden und keine Bedämmung oberhalb des Geländes anzulegen, ist die Einstauhöhe im Zwischenspeicher auf rd. 1,5 m limitiert. Der unter Ansatz dieses Wertes ermittelte Flächenbedarf ist aus Spalte 4 abzulesen.

Bei einer Pumpenleistung von beispielsweise 0,8 m³/s und einer vollständigen Abdichtung des Aquifers (Qualmwasserzutritt ≈ 0 l/s) wäre ein Volumen von 25.000 m³ zur Zwischenspeicherung erforderlich. Erhöht sich der Qualmwassereintritt auf 750 l/s (angenommene Größenordnung bei Abdichtung der Flusskiese nördlich der Kläranlage), würde sich der Speicherbedarf auf 184.000 m³ erhöhen (bei gleicher Pumpenleistung).

Tabelle 28: erforderliches Speichervolumen bei Verlegung der Einleitstelle des Binnengewässersystems nördlich der A 61

Qualmwasser [l/s]	Pumpenleistung Q _P [m³/s]	Erforderliches Speichervolumen V [Tsd m³]	Erforderliche Fläche [ha]
0	0,8	25	1,7
0	1,0	12	0,8
0	(1,5)	_)	_)
300	0,8	54	3,6
300	1,0	33	2,2
300	1,5	4	0,3
750	0,8	184	12,3
750	1,0	121	8,1
750	1,5	29	1,9

¹⁾ Zufluss zum Pumpwerk < angesetzte Pumpenleistung

5.8.5.2 Beibehaltung der Einleitestelle des Binnengewässersystems

Die in Höhe der Kläranlage zusammengeführten Abflüsse werden über den vorhandenen Aspzheimer Graben bis zum Durchlass an der Sponsheimer Mühle in die Nahe abgeleitet. Das dort vorhandene mobile Pumpwerk behält seine Funktion für den Fall, dass die Hochwasserrückhaltung bei Nahehochwasser nicht eingestaut wird. Bei Einstau der Hochwasserrückhaltung wird der Durchlass im landseitigen Deich geschlossen und die dort anfallenden Wassermengen werden in den Rückhalteraum gepumpt. Auch hier ist eine vorgeschaltete Zwischenspeicherung des Abflusses zur Reduzierung der Pumpenleistung erforderlich.

Der erforderliche Speicherraum könnte (sofern Grunderwerb möglich ist) auf der heute landwirtschaftlich genutzten Fläche nördlich der Kläranlage „Unterer Wiesbach“ angeordnet werden (Abbildung 42). Anders als in Variante 1 kann auch Speichervolumen (etwa 4.300 m³) in den neu anzulegenden Gräben „Süd“ und „Mitte“ aktiviert werden.

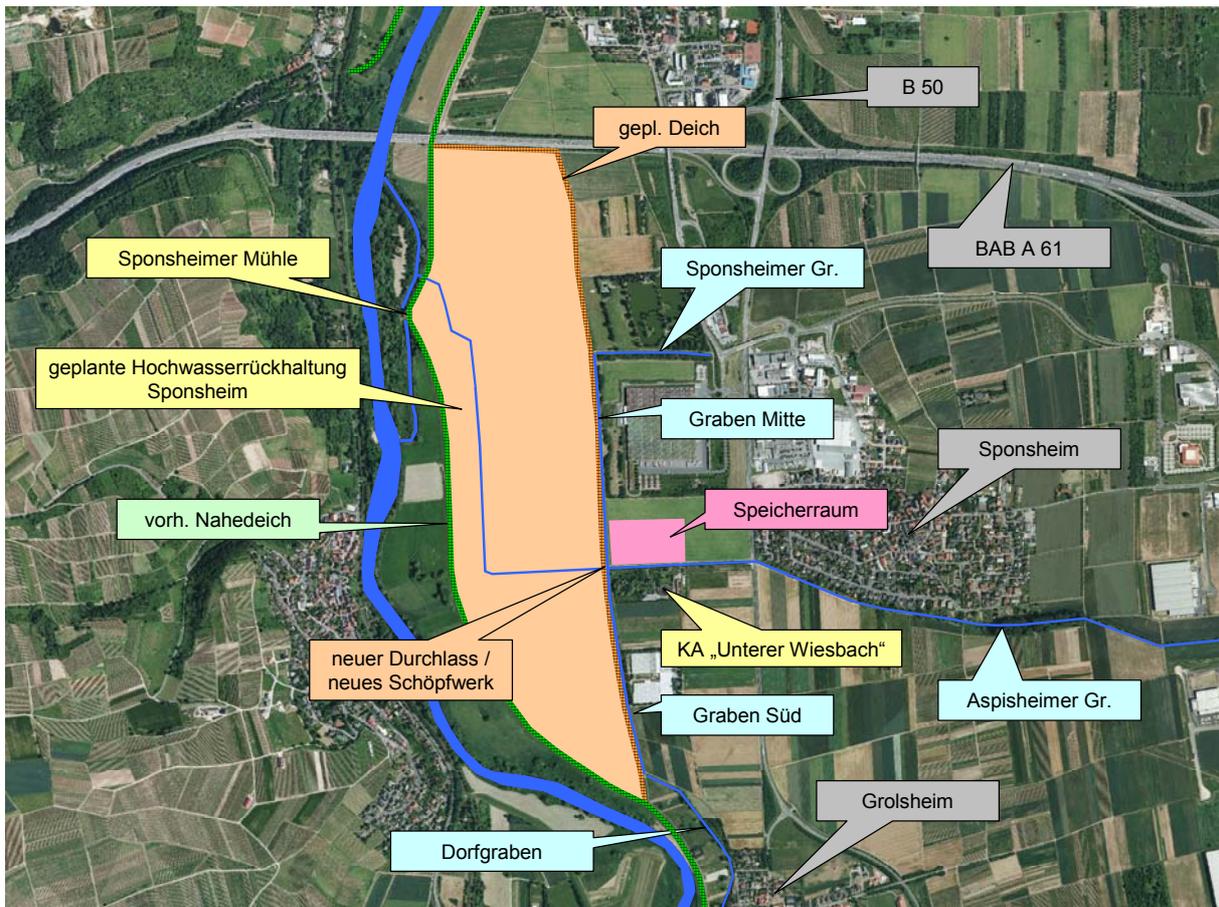


Abbildung 42: Speicherraum bei Beibehaltung der heutigen Einleitstelle des Binnengewässersystems (dargestellt ist der Verlauf der binnenseitigen Grenze der Hochwasserrückhaltung zum Zeitpunkt der Arbeiten zu /U4/, den aktuellen Verlauf veranschaulicht beispielsweise Abbildung 1)

Tabelle 29 gibt einen Überblick über den zusätzlich zu diesem Volumen erforderlichen Speichereinheit, in Abhängigkeit der anfallenden Qualmwassermenge und der Pumpenleistung:

Tabelle 29: erforderliches Speichervolumen V bei Beibehaltung der heutigen Einleitstelle des Binnengewässersystems

Qualmwasser [l/s]	Pumpenleistung Q_p [m³/s]	Erforderliches Speichervolumen V [Tsd m³]	Erforderliche Fläche [ha]
0	0,8	21	2,1
0	1,0	8	0,8
0	(1,5)	_1)	_1)
300	0,8	50	5,0
300	1,0	29	2,9
300	1,5	_2)	_2)
750	0,8	184	18,4
750	1,0	121	12,1
750	1,5	25	2,5

1) Zufluss zum Pumpwerk < angesetzte Pumpenleistung

2) Speichervolumen in Gräben Süd und Mitte zur Zwischenspeicherung ausreichend

Unter Beachtung der oben erwähnten Vorgaben bezüglich der Tiefenlage der Sohle und der seitlichen Bedämmung des Zwischenspeichers kann eine maximale Wassertiefe von 1 m im Zwischenspeicher realisiert werden. Neben der Anlage des Zwischenspeichers muss bei dieser Variante die Böschung links und rechts des Sponsheimer Grabens abschnittsweise erhöht werden, um einen Austritt des Wassers infolge Rückstau zu verhindern.

5.9 Bewertung der Ergebnisse

Vorteil von Variante 1 (Verlegung der Einleitestelle des Binnengewässersystems nördlich der A 61) ist, dass es nur noch einen Betriebspunkt im System kurz vor der Mündung in die Nahe gibt. Das derzeitige (mobile) Pumpwerk an der Sponsheimer Mühle würde damit entbehrlich. Das neue Grabensystem wäre unabhängig vom Einstau der Hochwasserrückhaltung, da das anfallende Wasser östlich entlang des landseitigen Deichs nach Norden geleitet würde.

Nachteil dieser Variante ist die mit der Neuanlage der langen Grabenabschnitte verbundene Herstellung von etlichen Durchlässen. Insbesondere der Durchlass durch die Autobahn A 61 ist nur mit großem baulichen Aufwand und hohen Kosten zu realisieren. Die Akzeptanz dieser Variante bei den betroffenen Anliegern dürfte ebenfalls gering sein. Zudem müsste auch in eine erst kürzlich fertig gestellte Hochwasserschutzanlage auf der Gemarkung Dietersheim eingegriffen und ggf. eine Vereinbarung mit dem Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz über den Umbau des bestehenden Schöpfwerks der Autobahntwässerung getroffen werden.

Nachteil von Variante 2 (Beibehaltung der heutigen Einleitestelle des Binnengewässersystems) ist die Unterhaltung von zwei Betriebspunkten im Grabensystem. Zusätzlich zu dem neu zu errichtenden Betriebspunkt am landseitigen Deich müssten die Schließe und das mobile Pumpwerk an der Sponsheimer Mühle aufrechterhalten werden.

Aufgrund des geringeren baulichen Aufwands, der geringeren Kosten, der nicht erforderlichen Abstimmungen mit dem Landesbetrieb Mobilität und der vermutlich größeren Akzeptanz wurde in /U4/ die Variante 2 trotz der dann erforderlichen 2 Betriebspunkte zur Umsetzung empfohlen.

Die grundsätzliche Empfehlung in /U4/, die Binnenentwässerung gemäß Variante 2 (Beibehaltung der heutigen Einleitestelle des Binnengewässersystems) sicherzustellen, hat weiterhin Bestand. Sie ist in die weiteren Planungen für die Hochwasserrückhaltung Sponsheim (Kap. 4.9) eingeflossen. Aufgrund zwischenzeitlich vorliegender detaillierter Erkenntnisse zum Aufbau und zur Durchlässigkeit des Untergrunds (/U22/) sind die Qualmwasserzutritte zum Grabensystem deutlich geringer, als noch in /U4/ angenommen. Die dortige Empfehlung zur Abdichtung des Untergrunds und/oder zur Anlage eines Zwischenspeichers zur Verringerung der erforderlichen Schöpfwerksleistung hat vor diesem Hintergrund keinen Bestand mehr (s. hierzu auch die Berechnungen zum wasserwirtschaftlichen Nachweis der Binnenentwässerung bei eingestauter Hochwasserrückhaltung in Kap. 6.7).

6 TEIL C - NACHWEIS DER BINNENENTWÄSSERUNG

6.1 Binnenentwässerungssystem

Aufgabe der Binnenentwässerung ist die Sicherstellung der Vorflut für das binnenseitige Gewässersystem bei Einstau der Hochwasserrückhaltung Sponsheim.

Das in /U4/ erarbeitete Konzept zur Binnenentwässerung sieht vor (Kap. 5.9, Abbildung 43), den Sponsheimer Graben und den Dorfgraben in neu anzulegenden Gräben parallel zum landseitigen Deich der Hochwasserrückhaltung nach Süden („Graben Mitte“) bzw. nach Norden („Graben Süd“) jeweils bis zum Aspischer Graben zu führen. Der Aspischer Graben wird in einem Bauwerk durch den landseitigen Deich geführt. Bei Einstau der Hochwasserrückhaltung wird dieser Freiauslauf geschlossen, die Vorflut für das binnenseitige Grabensystem wird dann über ein ebenfalls in den landseitigen Deich integriertes Schöpfwerk realisiert.

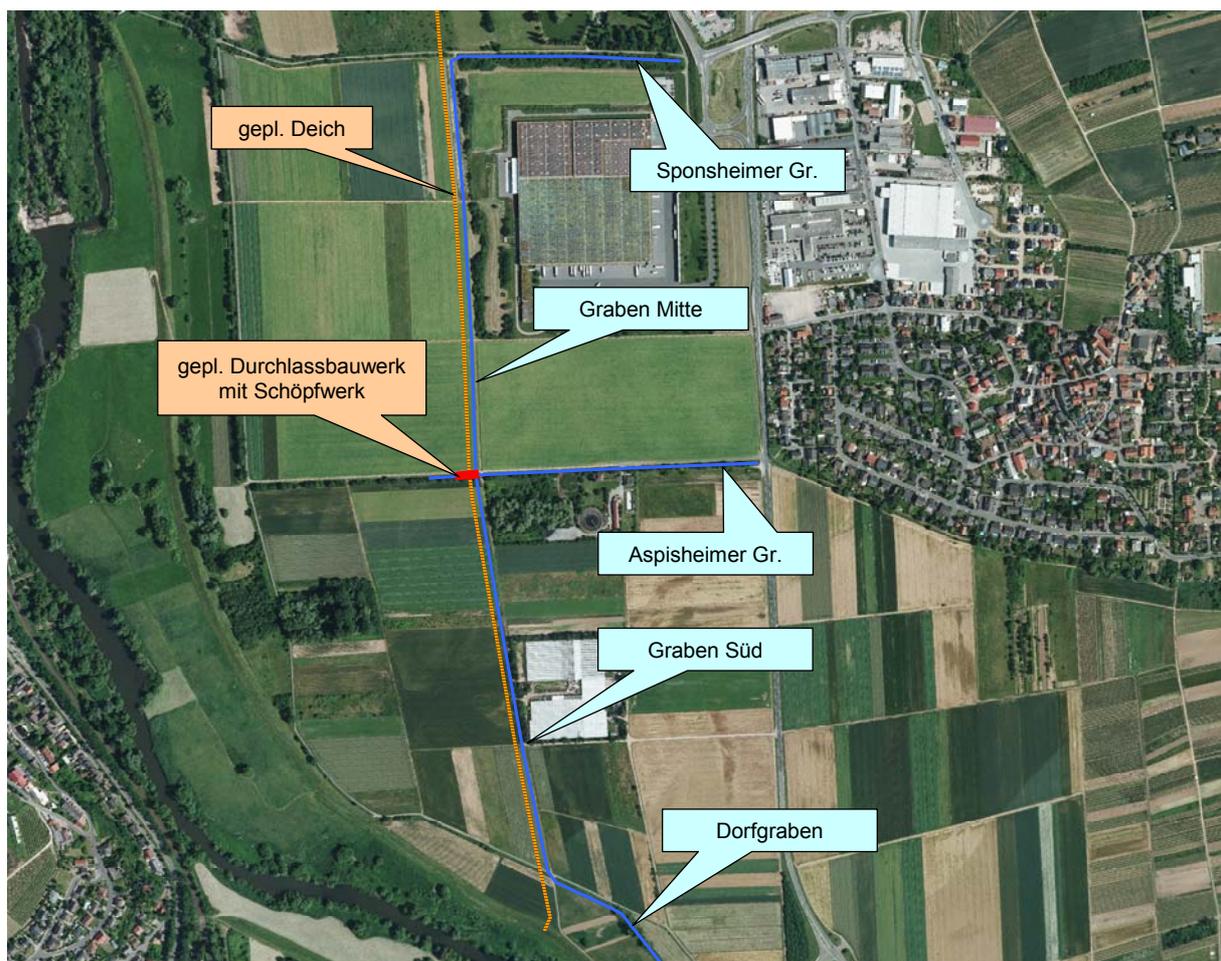


Abbildung 43: Elemente des Binnenentwässerungssystems

6.2 Vorgehensweise und verwendetes Programmsystem

Die Entwässerung des binnenseitigen Gewässersystems bei eingestauter Hochwasserrückhaltung ist ein in zweifacher Hinsicht instationärer Vorgang. Tritt zeitgleich zu einem Nahehochwasser ein „Binnenhochwasser“ auf, sind die Zuflüsse zum Schöpfwerk zeitlich veränderlich. Darüber hinaus ändert sich auch der Schöpfwerksbetrieb mit der Zeit (An- und Abschalten einzelner Pumpen). Verknüpft werden diesen beiden Aspekte über das im Grabensystem vor dem Schöpfwerk zwischengespeicherte Wasservolumen und die damit einhergehenden Wasserstände.

Zum Nachweis des Binnenentwässerungssystems ist somit auch ein instationärer Modellansatz erforderlich. Da Wasserstände zu berechnen sind, bedarf es eines hydraulischen Modells. Da weiterhin Ausuferungen des Grabensystems und damit einhergehende flächenhafte binnenseitige Überschwemmungen a priori nicht auszuschließen sind, ist hierfür ein 2D-Ansatz zu verwenden. Vor diesem Hintergrund wird der Nachweis des Binnenentwässerungssystems mittels instationärer 2D-Wasserspiegellagenberechnung erbracht. Die Ermittlung der für diese Berechnungen erforderlichen Zuflüsse in das System ist in Kap. 6.4.2 erläutert.

Für die durchzuführenden Nachweise wird wiederum das in Kap. 4.2 näher beschriebene Programmsystem Hydro_AS-2D in Verbindung mit der Benutzeroberfläche SMS verwendet.

6.3 Aufbau des hydraulischen Modells

6.3.1 Abgrenzung Modellgebiet

Einen Überblick über den zum Nachweis der Binnenentwässerung gewählten Modellumgriff vermittelt Abbildung 44. Den westlichen Rand bildet der landseitige Deich der Hochwasserrückhaltung. Unterbrochen wird diese Linie nur durch das nach Westen heraus ragende Schöpfwerk mit einem kurzen Abschnitt des hier weiter führenden Aspischer Grabens. Nach Norden reicht der Modellumgriff bis über den Mühlensee hinaus, nach Süden bis kurz vor die Ortslage Grolsheim. Die Ausdehnung nach Osten wurde unterschiedlich weit gewählt. Nördlich des Aspischer Grabens reicht der Modellumgriff bis an die Bundesstraße B 50 bzw. an die Landesstraße L 417. Südlich des Aspischer Grabens endet der Modellumgriff aufgrund des dort etwas höheren Geländes (Abbildung 45) bereits wenige Meter östlich des Dorfgrabens bzw. des Grabens Süd.



Abbildung 44: Modellumgriff

6.3.2 Datengrundlage

Für den Aufbau des 2D-Wasserspiegellagenmodells stand folgende Datengrundlage zur Verfügung:

Gewässerprofile

Für Sponsheimer Graben, Aspischer Graben und Dorfgraben standen zunächst Gewässerprofile aus einer Gewässervermessung zur Verfügung (/U12/). Die Bearbeitung hat gezeigt, dass die vorliegenden Daten für den Sponsheimer Graben nicht ausreichen, um abschließende Aussagen treffen zu können. Vor diesem Hintergrund wurde eine ergänzende Vermessung des Sponsheimer Grabens zwischen Bundesstraße B 50 und landseitigem Deich der Hochwasserrückhaltung durchgeführt (/U29/).

Die Geometrien für Graben Mitte und Graben Süd wurden aus Tabelle 26 übernommen.

Geländeinformationen

Die für den Aufbau des 2D-Wasserspiegellagenmodells benötigten Geländeinformationen wurden dem Digitalen Geländemodell aus /U9/ entnommen.

Flächennutzung

Die Flächennutzung im Bereich des 2D-Wasserspiegellagenmodells wurde dem aktuellen Orthofoto entnommen.

Planung der Hochwasserrückhaltung

Der aktuelle Stand der Planung zur Hochwasserrückhalt Sponsheim (Verlauf und Profil landseitiger Deich, Lage und Ausgestaltung Schöpfwerk, Trasse und Profil der Gräben Süd und Mitte) wurde vom Planer digital zur Verfügung gestellt (/U6/)⁴.

6.3.3 Modellaufbau

Aufbau des 3D-Gewässersystems

Aus den Gewässerprofilen von Dorfgraben, Aspischeimer Graben und Sponsheimer Graben wurde durch gerichtete Interpolation entlang der jeweiligen Gewässerachse jeweils ein 3D-Flussschlauch erstellt. Um auch zwischen den Gewässerprofilen einen kontinuierlichen Übergang zum DGM sicher zu stellen, wurden die Höhen der Stützstellen der Flussschlauch-Oberkante aus dem DGM abgegriffen. Um einer ggf. unterschiedlichen Anzahl von Punkten in den Querprofilen bzw. einer unterschiedlichen Punkteverteilung über die Profile Rechnung zu tragen, wurden diese in die Teilbereiche linke Böschung, Sohle, rechte Böschung unterteilt und die Interpolation für diese 3 Bereiche durchgeführt.

Die 3D-Flussschläuche von Graben Süd und Graben Mitte wurden für die Vorgaben aus /U4/ bezüglich Sohlbreite, Sohlhöhen an Beginn und Ende und Böschungsneigung durch gerichtete Interpolation entlang ihrer jeweiligen Achse erzeugt. Die Breite der beiden Gräben ergibt sich dabei durch Verschneidung ihrer Böschungsflächen mit dem DGM.

Mit Hilfe vorhandener Fotos und den Eindrücken aus den Ortsbegehungen im Rahmen von /U4/ erfolgte die Materialbelegung der Flussschlauchelemente.

Aufbau des Vorland-DGMS

Die Höheninformationen des Vorlandes basieren vorwiegend auf den Rasterdaten des DGM (Abbildung 45). Die mit dieser räumlichen Auflösung verbundene Datenfülle ist für die durchzuführenden 2D-Berechnungen zu groß. Mit Hilfe des Programmsystems LASER_AS-2D wurde das DGM durch Elimination der für die Erfassung des Geländeverlaufs nicht benötigten Punkte zu einem für die zweidimensionale Wasserspiegellagenberechnung geeigneten TIN ausgedünnt. Im Zuge der Ausdünnung wurden die Grenzen des 3D-Flussschlauchs so-

⁴ Entsprechend der im Zuge der durchgeführten Nachweise gewonnenen Erkenntnisse wurde die Planung in Abstimmung mit dem Planer weiterentwickelt. Vorgenommene Modifikationen bzw. Ergänzungen wurden in die Planung zurück gespielt.

wie die Bruchkanten des geplanten landseitigen Deichs der Hochwasserrückhaltung in das TIN eingearbeitet.

Im TIN wurden Nacharbeiten zur Optimierung der Netzstruktur durchgeführt. Die Elemente dieses so erzeugten Vorland-DGMs wurden unter Verwendung des Orthofotos mit Materialien belegt.

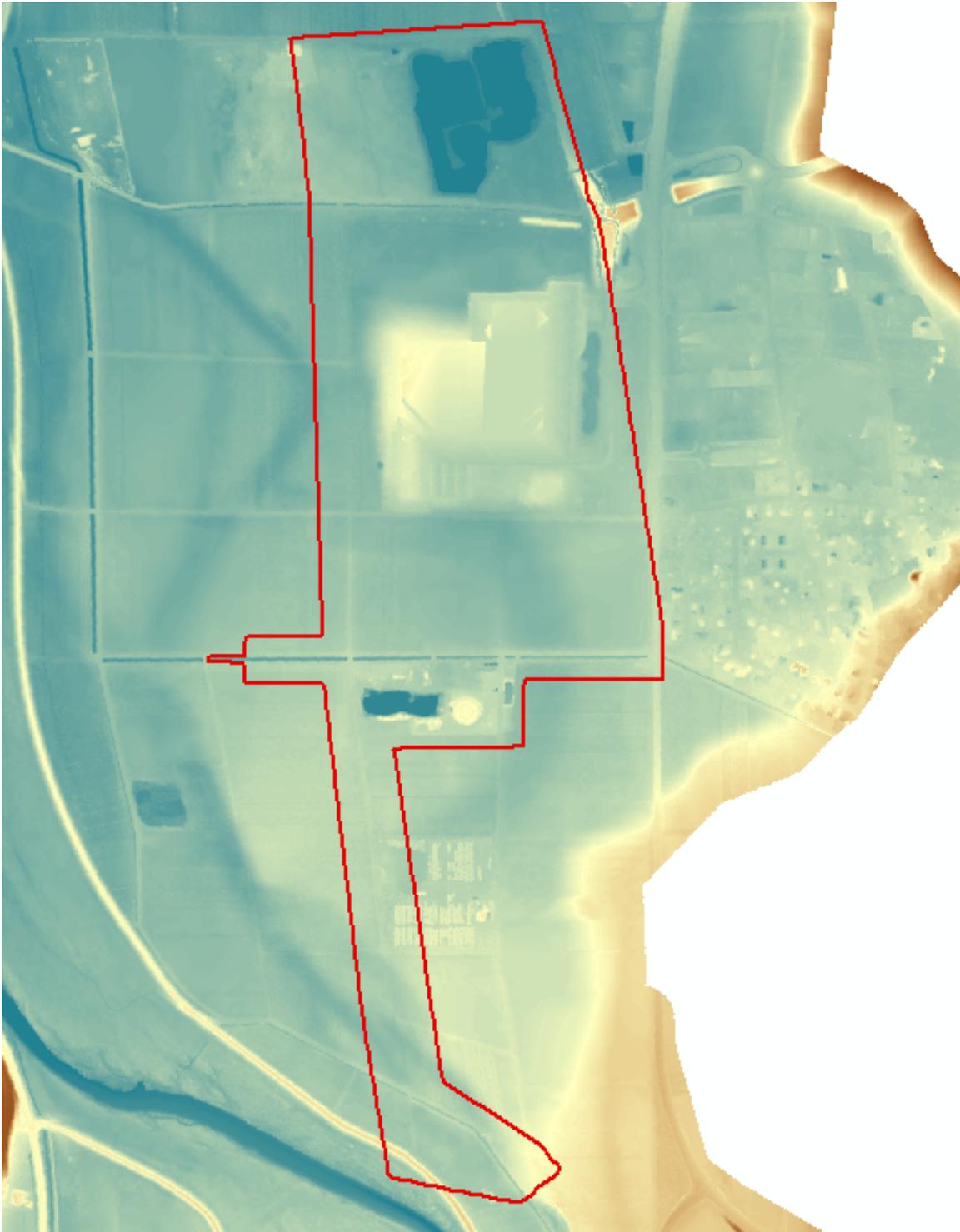


Abbildung 45: *Digitales Geländemodell des Untersuchungsgebiets*

Erstellen eines „homogenen“ DGMs

Das 3D-Gewässersystem und das Vorland-DGM wurden zu dem benötigten homogenen DGM zusammen geführt. Durch die (lage- und höhenmäßig exakte) Einarbeitung der Grenzen der Flussschläuche in das Vorland-DGM ist dies mit geringem Aufwand und passgenau möglich. Das fertige DGM wurde abschließend in das für die Berechnungen benötigte Berechnungsnetz überführt (Abbildung 46).

Einarbeitung von Bauwerken

In das Berechnungsnetz wurden die das Abflussgeschehen beeinflussenden Bauwerke mit ihrer Lage und ihren geometrischen Abmessungen eingearbeitet. Hierzu zählt neben den Brücken (mit Geometrie und Konstruktionsunterkante) und Durchlässen (vereinfacht über nodestings) im Verlauf der Gräben vor allem das in den landseitigen Deich der Hochwasserrückhaltung integrierte Schöpfwerk mit Freiauslauf und Pumpenkammer.

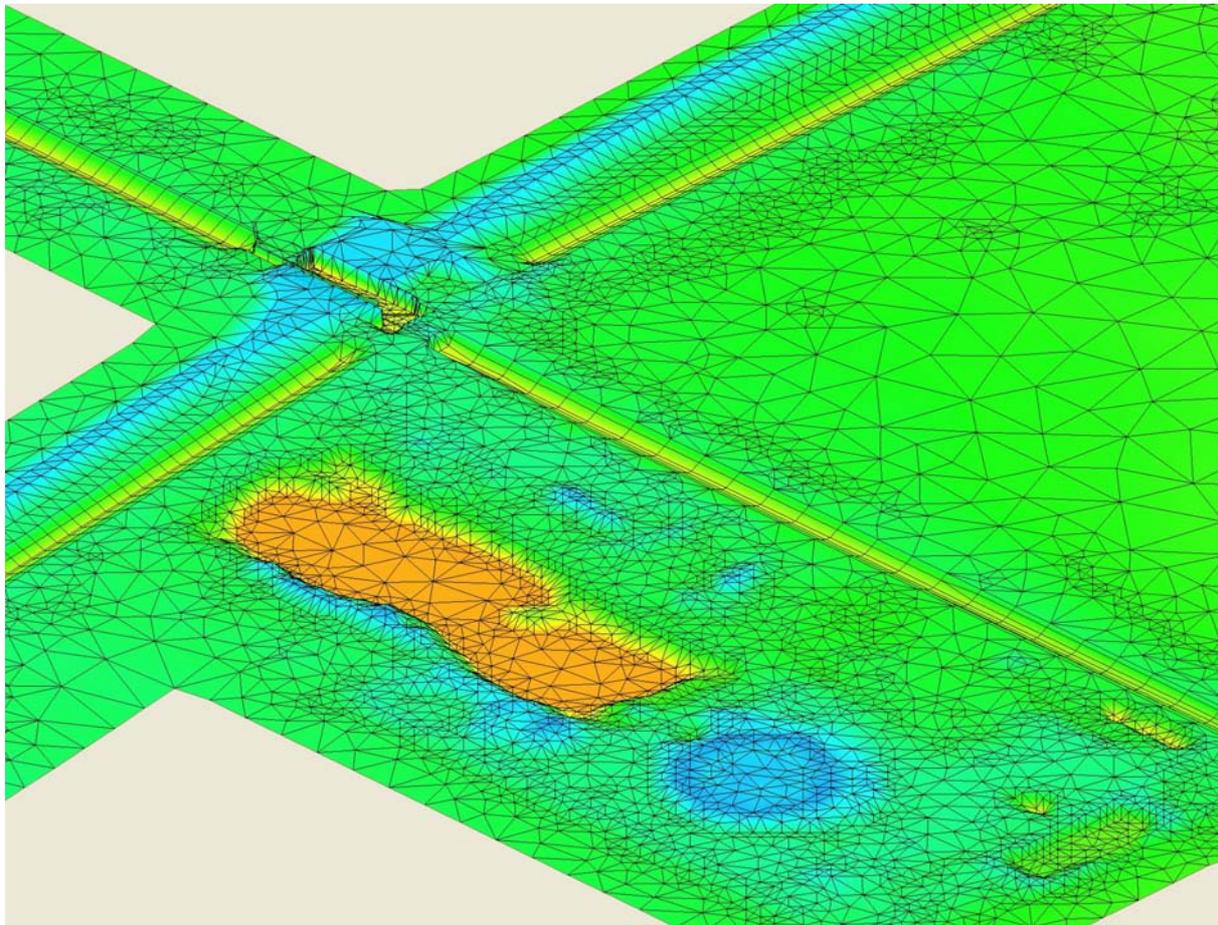


Abbildung 46: Ausschnitt aus dem Berechnungsnetz (Bereich Schöpfwerk)

Materialbelegung und Rauheiten

Über die Belegung der Netzelemente mit Materialien und die Zuweisung von Rauheiten werden bei der Berechnung die durch die Oberflächenbeschaffenheit bewirkten Fließwiderstände simuliert. Die Vorgehensweise bei der Materialbelegung von Flussschläuchen und Vor-

land ist unter den entsprechenden Punkten bereits beschrieben, Tabelle 30 fasst die den einzelnen Materialien auf der Grundlage von Erfahrungen aus vergleichbaren Projekten zugewiesenen Strickler-Beiwerte (dieser wird in Hydro_AS-2D zur Parameterisierung der Rauheitswirkung verwendet) zusammen.

Tabelle 30: Verwendete Materialien und zugehörige Strickler-Beiwerte

	Material	Rauheit in $m^{1/3}/s$
Flusschlauch	Sediment (mittelkörnig)	22,5
	Sohle (Beton)	40
	Böschung (Beton)	40
	Böschung (Gras, Regelquerschnitt)	22,5
	Böschung (Gras)	20
Vorland	Acker (bewachsen)	15
	Bebauung (locker)	17,5
	Gehölz	10
	Gewerbegebiet	17,5
	Grünland	22,5
	Grünland mit Gehölz	20
	Parkanlagen	30
	Stillgewässer	30
	Straße	45
	Verkehrsfläche	40

6.4 Maßgebende Abflüsse

6.4.1 Hydrologische Szenarien

Der Nachweis der Binnenentwässerung erfolgt für die beiden hydrologischen Szenarien:

- Freiauslauf:
der aus dem (im Hinblick auf den Abflussscheitel) maßgeblichen 100-jährlichen Niederschlag entstehende Abfluss im Binnengewässersystem trifft auf eine nicht eingestaute Hochwasserrückhaltung Sponsheim,
- Pumpbetrieb:
der aus dem (im Hinblick auf die Kombination von Abflussscheitel und Wellenfülle) maßgeblichen 100-jährlichen Niederschlag entstehende Abfluss im Binnengewässersystem trifft auf eine eingestaute Hochwasserrückhaltung Sponsheim. Bezüglich des Einstaus wird weitergehend zwischen den beiden Varianten „Einstau bei einem 100-jährlichen Ereignis“ und „Einstau bei einem Hochwasser wie 1993“ unterschieden.

Bei eingestauter Hochwasserrückhaltung tritt Qualmwasser in die entlang des landseitigen Deichs verlaufenden Gräben ein. Zudem bildet das Grabensystem die Vorflut für Maßnahmen zur lokalen Begrenzung von Grundwasseranstiegen. Die Zuflüsse zum Grabensystem hängen dabei stark von der Durchlässigkeit des Untergrunds ab. Vor diesem Hintergrund werden für das Szenario „Einstau bei einem Hochwasser wie 1993“ (dieses bewirkt aufgrund seiner größeren Dauer die größeren Qualmwasserzutritte in das Grabensystem, s. Tabelle 32) im Sinne einer Sensitivitätsanalyse die beiden Untervarianten „mittlere Durchlässigkeiten“ und „erhöhte Durchlässigkeiten“ betrachtet.

Schließlich ist zu berücksichtigen, dass die Kläranlage „Unterer Wiesbach“ zukünftig ausschließlich in das Grabensystem (geplante Einleitestelle liegt am Beginn des Grabens Süd) einleiten soll und nicht wie bisher den Trockenwetter- und einen Teil des Regenwetterabflusses über eine Rohrleitung DN 600 direkt der Nahe zuführt.

Für das hydrologische Szenario „Freiauslauf“ und jede der drei zu betrachtenden Varianten des hydrologischen Szenarios „Pumpbetrieb“ sind somit die folgenden Zuflüsse zum Grabensystem und damit letztendlich zum Durchlassbauwerk im landseitigen Deich der Hochwasserrückhaltung bzw. zum dortigen Schöpfwerk zu quantifizieren:

- Zuflüsse aus dem Binnengewässersystem (Sponsheimer Graben, Aspischer Graben, Dorfgraben),
- Abfluss der Kläranlage „Unterer Wiesbach“,
- Qualmwasserzutritte in die Gräben Mitte und Süd sowie in den Dorfgraben,
- Einleitungen aus Anlagen zur lokalen Begrenzung von Grundwasseranstiegen.

6.4.2 Zuflüsse aus dem Binnengewässersystem und der Kläranlage „Unterer Wiesbach“

Grundlage zur Berechnung der Zuflüsse aus dem Binnengewässersystem und der Kläranlage „Unterer Wiesbach“ bildet das Flussgebietsmodell aus /U4/.

Durch die geplante Aufgabe der Rohrleitung DN 600 zur Nahe wird das Binnengewässersystem zukünftig nicht nur durch die Einleitungen aus den Trenngebieten und durch die Abschläge aus der Mischkanalisation (einschließlich des auf der Kläranlage gelegenen RÜB) belastet, vielmehr fließt ihm nun auch über die Kläranlage „Unterer Wiesbach“ der in der Kanalisation verbleibende Abflussanteil (nachfolgend mit „Drosselabfluss“ bezeichnet) zu⁵.

Laut den vorliegenden Angaben des Kläranlagenbetreibers beträgt der Ablauf aus der Kläranlage bei Regenwetter bis zu 200 l/s. In einer ersten Abstimmung mit dem Vorhabensträger wurde beschlossen, diesen Wert bei den durchzuführenden Berechnungen konstant anzusetzen. In einer Vorabbetrachtung wurde die Zuflussganglinie zur Kläranlage „Unterer Wies-

⁵ Vor diesem Hintergrund wird im Folgenden zur sprachlichen Vereinfachung unter der Begrifflichkeit „Abfluss der Kläranlage Unterer Wiesbach“ die Summe aus dem Drosselabfluss des auf der Kläranlage gelegenen RÜB (= Zufluss zur Kläranlage) und der Abschläge aus diesem RÜB in den Aspischer Graben zusammengefasst. Modelltechnisch entspricht diese dem Zufluss zu diesem RÜB.

bach“ beim im hydrologischen Szenario „Pumpbetrieb“ maßgebenden (s.u.) 100-jährlichen 24 h-Ereignis überschlägig ermittelt. Das Volumen dieser Welle wurde dem Volumen unter Ansatz einer gleich langen konstanten Einleitung von 200 l/s gegenüber gestellt. Dabei stellte sich heraus, dass bei einer Einleitung von konstant 200 l/s dem Grabensystem rd. 10.000 m³ mehr zugeführt würden, als bei einem zeitlich veränderlichen Zufluss. Die Annahme einer konstanten Einleitung von 200 l/s führt somit zu einer unrealistisch hohen Mehrbelastung des Binnengewässersystems und damit des Schöpfwerks.

Vor diesem Hintergrund wurde von dem Ansatz einer konstanten Abgabe der Kläranlage „Unterer Wiesbach“ abgerückt. Stattdessen wurde das Flussgebietsmodell aus /U4/ (in dem aufgrund der damaligen Entwässerungssituation auf die Nachbildung des Drosselabflusses verzichtet werden konnte) um den „Weg des Drosselabflusses“ erweitert. In diesem Zusammenhang wurden:

- die Drosselabgaben der RÜ und RÜB mit Hilfe weiterer Transportstrecken der Fließlogik der Kanalisation folgend Richtung Kläranlage geführt,
- neben den in /U4/ angesetzten kanalisierten Flächenanteilen von Aspisheim, Sponsheim und Grolsheim (anteilig) nunmehr das gesamte kanalisierte Einzugsgebiet der Kläranlage „Unterer Wiesbach“ (zusätzlich also die verbleibenden Teile von Grolsheim, Dormersheim, Gensingen und Horrweiler) berücksichtigt,
- die „Trockenwetteranteile“ (Indirekteinleiter, Fremd- und Schmutzwasser) in Form einer Spende für jede betrachtete kanalisierte Teilfläche (Trenn- und Mischsystem) abgebildet,
- der Plan-Zustand der Ortsentwässerung laut Schmutzfrachtberechnung (/U19/) betrachtet.

Mit diesem verfeinerten Modell wurden dann für verschiedene Dauerstufen 100-jährlicher Niederschläge die Zuflusswellen zum Grabensystem berechnet. Entsprechend den Ergebnissen aus /U4/ wurden die Berechnungen für das Szenario „Freiauslauf“ unter Ansatz der Sommerniederschläge, für das Szenario „Pumpbetrieb“ unter Ansatz der Winterniederschläge durchgeführt.

Die Berechnungen für das Szenario „Freiauslauf“ haben gezeigt, dass der 100-jährliche 2 h-(Sommer)Regen⁶ den im Hinblick auf die Größe des Abflussscheitels maßgeblichen Zufluss zum Durchlassbauwerk im landseitigen Deich der Hochwasserrückhaltung bewirkt. Die entsprechenden Wellen veranschaulicht Abbildung 47.

Im Szenario „Pumpbetrieb“ liefert der 100-jährliche 24 h-(Winter)Regen den im Hinblick auf die Kombination von Abflussscheitel und Wellenfülle maßgeblichen Zufluss zum Schöpfwerk bewirkt. Die entsprechenden Wellen sind in Abbildung 48 dargestellt.

⁶ In den Berechnungen in /U4/ lieferte der 100-jährliche 6 h-(Sommer)-Regen den maßgeblichen Zufluss zum Durchlassbauwerk (Tabelle 21). Der Unterschied resultiert aus dem jetzt detailliert betrachteten „Weg des Drosselabflusses“, wodurch es zu einer Verschiebung des maßgebenden Niederschlags in Richtung der kürzeren Dauerstufen kommt.

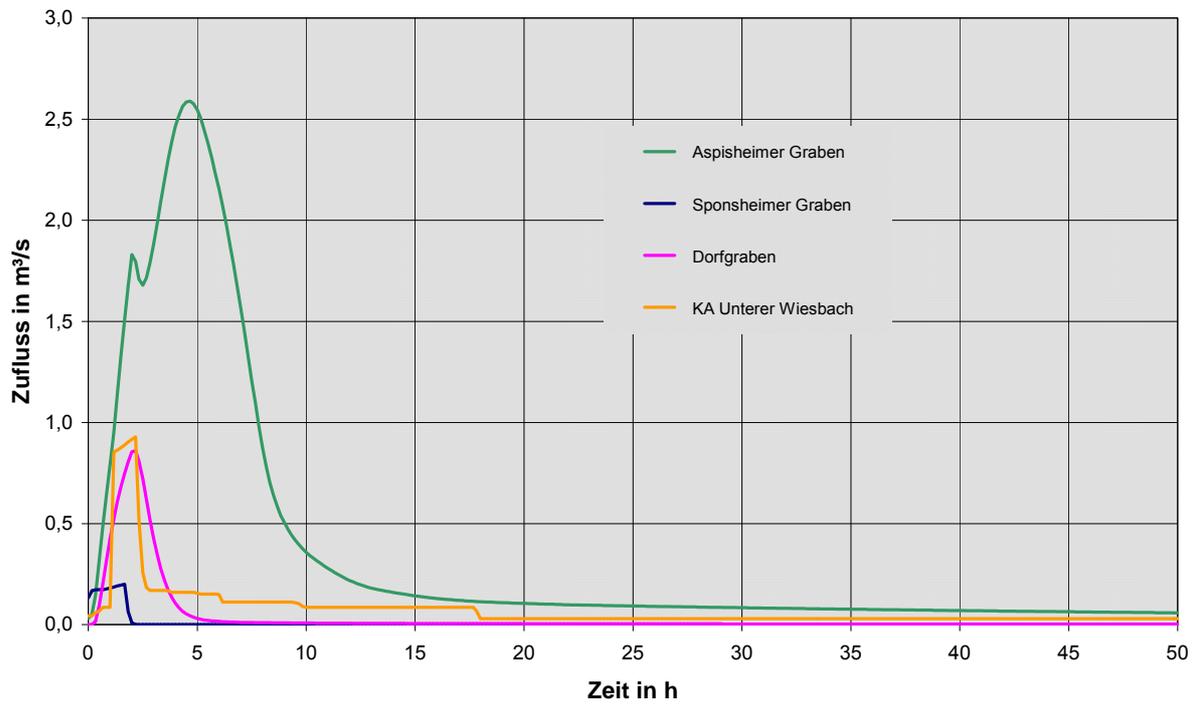


Abbildung 47: Wellen in den Binnengewässern am Rand des 2D-Wasserspiegellagenmodells und Regenwetterabfluss der KA Unterer Wiesbach aus dem 100-jährlichen 2 h-(Sommer)Niederschlag

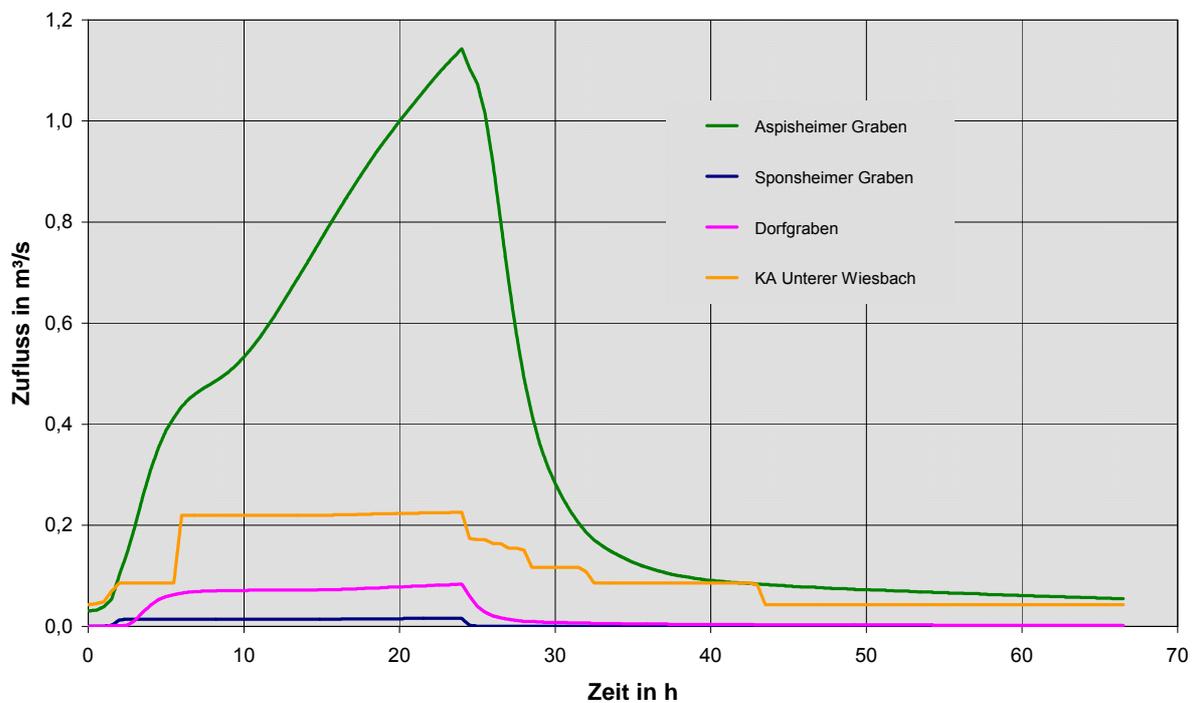


Abbildung 48: Wellen in den Binnengewässern am Rand des 2D-Wasserspiegellagenmodells und Regenwetterabfluss der KA Unterer Wiesbach) aus dem 100-jährlichen 24 h-(Winter)Niederschlag

6.4.3 Qualmwasserzutritte

Die Qualmwasserzutritte wurden in /U5/ unter Berücksichtigung der Wasserstände im Binnengewässersystem ermittelt. Da diese a priori nicht bekannt waren, erfolgte die Ermittlung iterativ unter Einbeziehung der (Zwischen-)Ergebnisse der Berechnungen zum Nachweis der Binnenentwässerung. Als Ergebnis der Iteration wurden die in Tabelle 31 zusammen gestellten Qualmwasserzutritte berechnet⁷.

Tabelle 31: maximale Qualmwasserzutritte in die Gräben östlich des landseitigen Deichs der Hochwasserrückhaltung (/U5/)

Gewässer	Qualmwasserzutritt in l/s bei		
	HQ ₁₀₀ , mittlere Durchlässigkeit	HW1993, mittlere Durchlässigkeit	HW 1993, erhöhte Durchlässigkeit
Graben Mitte	33	42	77
Graben Süd	36	36	70
Dorfgraben	47	48	93

Die Angaben in Tabelle 31 gelten für das hydrologische Szenario „Pumpbetrieb“. Im hydrologischen Szenario „Freiauslauf“ treten keine Qualmwasserzutritte zum Grabensystem auf.

6.4.4 Einleitungen aus Anlagen zur lokalen Begrenzung von Grundwasseranstiegen

Im Bereich des Umgriffs des 2D-Wasserspiegellagenmodells ist nur der Brunnen Sponsheim als Anlage zur lokalen Begrenzung von Grundwasseranstiegen vorgesehen. Die erforderliche Förderleistung wurde analog zu der in Kap. 6.4.3 beschriebenen Vorgehensweise bei Ermittlung der Qualmwasserzutritte bestimmt. Tabelle 32 fasst die Ergebnisse zusammen, wobei auch hier die gleichen Überlegungen zur zeitlichen Veränderlichkeit wie bei den Qualmwasserzutritten gelten.

Tabelle 32: Förderung des Brunnens Sponsheim (/U5/)

Anlage	Förderleistung in l/s bei		
	HQ ₁₀₀ , mittlere Durchlässigkeit	HW 1993, mittlere Durchlässigkeit	HW 1993, erhöhte Durchlässigkeit
Brunnen Sponsheim	3,5	3,5	8

Die Angaben in Tabelle 32 gelten für das hydrologische Szenario „Pumpbetrieb“. Im hydrologischen Szenario „Freiauslauf“ wird der Brunnen Sponsheim nicht betrieben.

⁷ Die Qualmwasserzutritte weisen ebenfalls einen zeitlichen Verlauf auf, die Angaben in Tabelle 31 kennzeichnen die aufgerundeten Scheitelwerte der jeweiligen Ganglinien. Die Zeitskala der Qualmwasserzutritte ist jedoch wesentlich größer als die der Zuflüsse aus dem Binnengewässersystem. Sie können deshalb vereinfacht in den Berechnungen berücksichtigt werden. Die gewählte Vorgehensweise ist in Kap. 6.7.1 näher erläutert.

6.5 Schöpfwerk mit Freiauslauf

Das Schöpfwerk soll mit 4 Pumpen ausgestattet werden (/U6/). Diese werden im Nebenschluss des Freiauslaufs in einer separaten Kammer angeordnet (Abbildung 49). Zum Schutz vor Eintrag von Geschiebe wird am Zulauf zu dieser Kammer eine Schwelle auf 85,50 müNN errichtet. Darüber hinaus wird am Zusammentreffen von Graben Mitte, Aspischer Graben und Graben Süd ein (für die durchzuführenden Berechnungen nicht relevanter) Geschiebefang angeordnet.

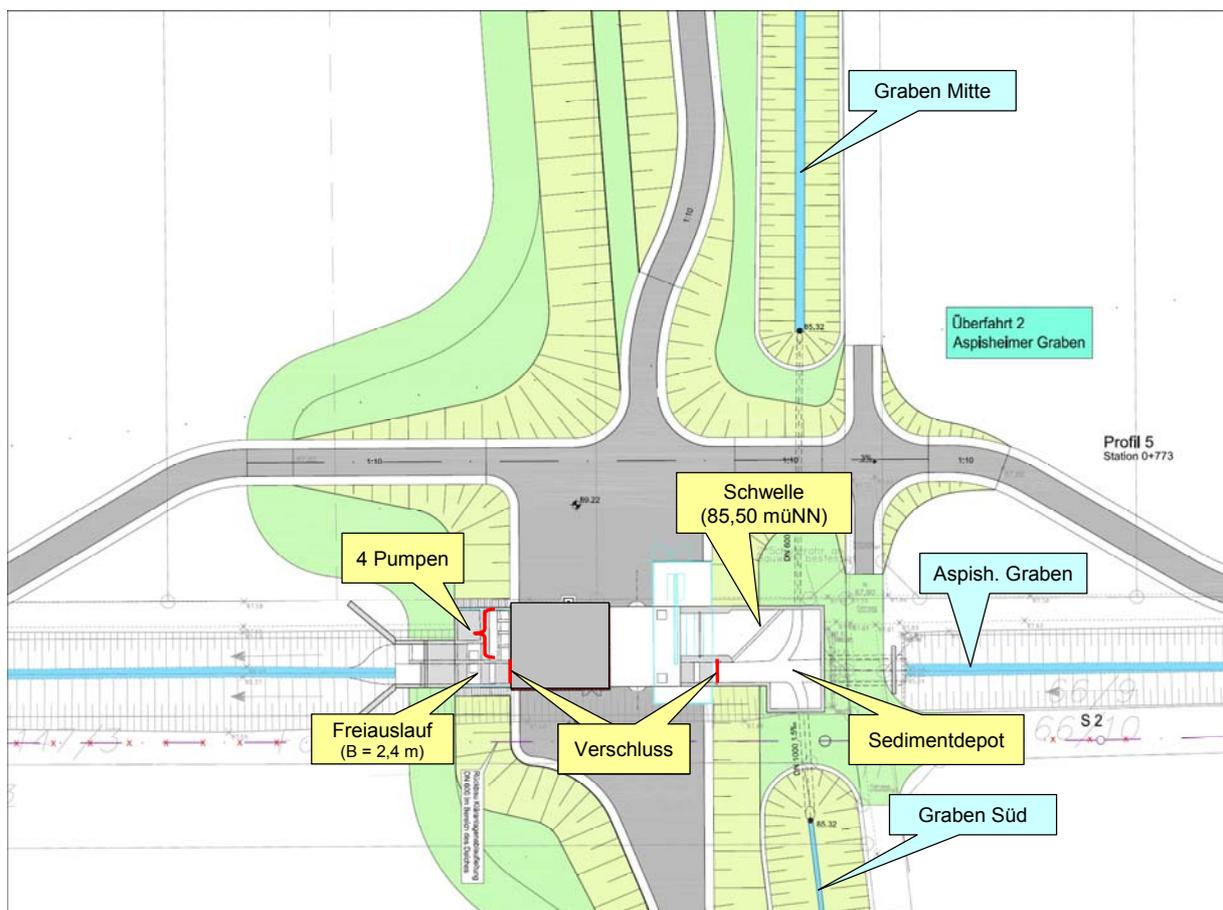


Abbildung 49: Schöpfwerk im landseitigen Deich der Hochwasserrückhaltung Sponsheim, Draufsicht (/U7/)

Förderleistungen sowie An- und Abschaltwasserstände der Pumpen wurden in mehreren Berechnungsläufen iterativ so ermittelt, dass

- ein möglichst gleichmäßiger Betrieb der einzelnen Pumpen erreicht wird,
- es nicht zu schadbringenden Ausuferungen des Grabensystems kommt.

Das zugehörige Betriebsreglement des Schöpfwerks fasst Tabelle 33 zusammen.

Tabelle 33: Betriebsreglement des Schöpfwerks an der Hochwasserrückhaltung Sponsheim

Pumpe	Förderleistung in l/s	Anschaltwasserstand in müNN	Abschaltwasserstand in müNN
1	150	85,65	85,60
2	200	85,75	85,65
3	400	85,90	85,75
4	700	86,00	85,80

Der Freiauslauf innerhalb des Schöpfwerks wird als Kanal mit einem 2,4 m breiten Rechteckquerschnitt ausgeführt. Zum Verschluss des Freiauslaufs bei Einstau der Hochwasserrückhaltung sind zwei Absperrschieber vorgesehen (Betriebs- und Ersatzschieber). Sie werden in Höhe der Pumpen bzw. am Beginn des Freiauslaufkanals angeordnet (Abbildung 49). In voll geöffnetem Zustand geben sie eine 1,8 m breite und 1,8 m hohe Öffnung frei.

6.6 Nachweisberechnungen für das hydrologische Szenario „Freiauslauf“

6.6.1 Generelle Vorgehensweise

Der Nachweis der Binnenentwässerung bei nicht eingestauter Hochwasserrückhaltung erfolgt durch instationäre Wasserspiegellagenberechnung mit dem Modell aus Kap. 6.3 unter Ansatz der aus dem 100-jährlichen 2 h-(Sommer)Regen resultierenden Zuflüsse zum Binnengewässersystem (Kap. 6.4.2, Abbildung 47). Nachzuweisen ist, dass bei diesem Ereignis keine Ausuferungen aus dem Binnengewässersystem (Sponsheimer Graben, Graben Mitte, Aspischer Graben, Graben Süd, Dorfgraben) auf die angrenzenden Flächen erfolgen. Bei den Berechnungen ist der Freiauslauf im Schöpfwerk geöffnet. Als untere Randbedingung im Aspischer Graben am Modellrand wird Normalabfluss angenommen.

6.6.2 Situation beim maßgeblichen 100-jährlichen Niederschlag

Erste Berechnungen haben gezeigt, dass das Binnengewässersystem die aus dem maßgeblichen 100-jährlichen 2 h-(Sommer)Regen resultierenden Abflüsse nicht ausuferungsfrei abführen kann. Insbesondere der Sponsheimer Graben ist zu leistungsschwach. Die Ausuferungen aus diesem Graben führen zu Überschwemmungen, die sich nach Süden bis auf das Gelände des Aldi-Zentrallagers und nach Norden auf die Flächen jenseits des gewässerbegleitenden Wegs erstrecken. Die Ausuferungen aus den anderen Gräben bewirken dagegen nur relativ kleinflächige, auf gewässernahe Geländesenken begrenzte Überschwemmungen.

Vor diesem Hintergrund wurde in Abstimmung mit dem Objektplaner und dem Vorhabensträger beschlossen, an den Ausuferungsabschnitten die Ufer mittels Geländemodellierungen zu erhöhen bzw. am Sponsheimer Graben – wo dies auf der Südseite nicht möglich ist – jenseits des gewässerbegleitenden Gehölzsaums eine Verwallung anzulegen. In Abbildung 50 sind die vorgesehenen Maßnahmen mit ihren geometrischen Eckdaten (Länge L, mittlere Erhöhung Δh , Oberkante OK) dargestellt.

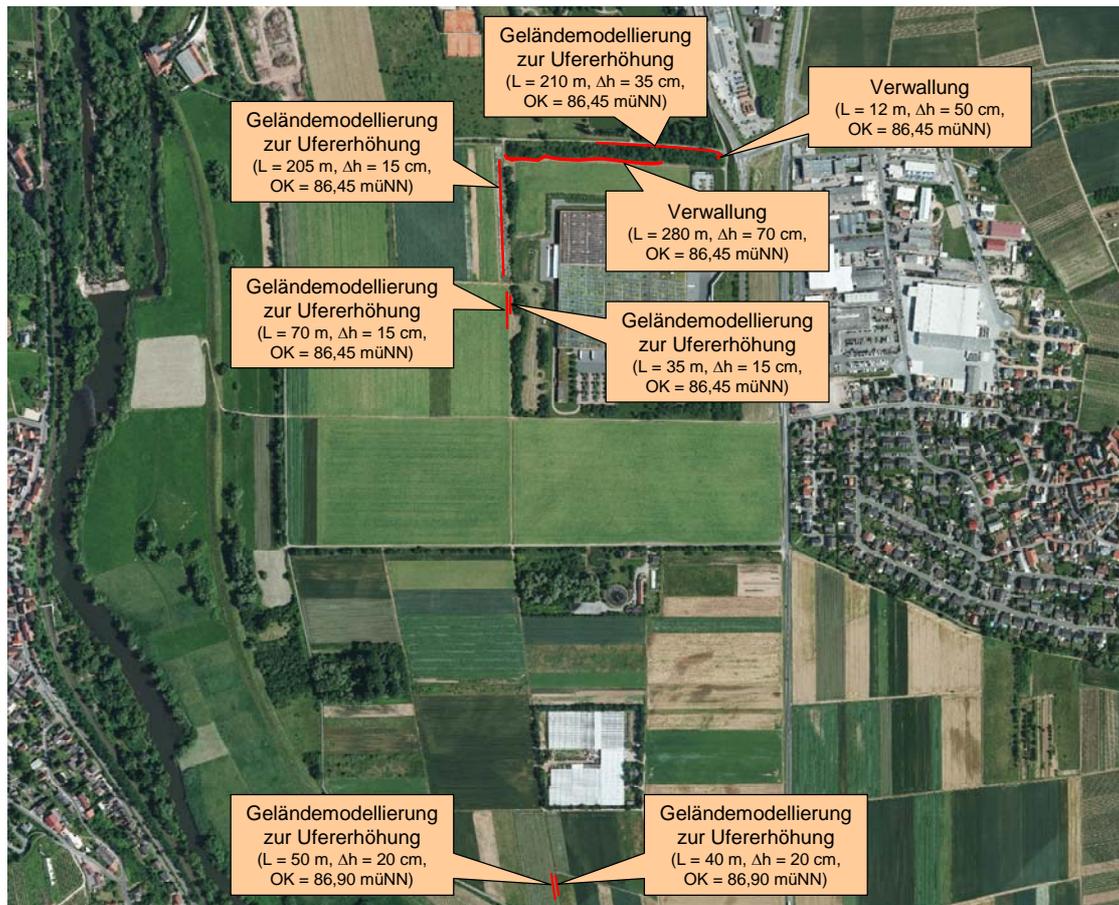


Abbildung 50: Maßnahmen zur Ertüchtigung des Binnengewässersystems

Abbildung 51 veranschaulicht die unter Berücksichtigung der oben genannten Maßnahmen berechneten 100-jährlichen Überschwemmungsflächen und Wassertiefen im Binnengewässersystem, in Abbildung 53 sind die Wasserstandsganglinien an den Kontrollpunkten (1) bis (5) in Abbildung 52 dargestellt, **Plan C-1** enthält die Längsschnitte der Gräben Süd und Mitte mit den maximalen (d.h. nicht zeitgleichen) Wasserständen. Tabelle 34 fasst die maximalen Wasserstände für alle Kontrollpunkte in Abbildung 52 zusammen.

Aus diesen Darstellungen geht hervor, dass der Freiauslauf im Schöpfwerk und das anschließende Binnengewässersystem eine ausreichende Leistungsfähigkeit besitzen, den aus dem maßgebenden 100-jährlichen Niederschlag resultierenden Hochwasserabfluss ausuferungsfrei abzuführen. Die am Dorfgraben zu beobachtenden Ausuferungen treten bereits im Ist-Zustand auf, sind also nicht in der Hochwasserrückhaltung Sponsheim begründet. Die Oberkante der Verwallung südlich des Sponsheimer Grabens ergibt sich aus den berechneten Wasserständen unter Ansatz eines Freibords von 15 cm zu dem in Abbildung 50 genannten Wert von 86,45 müNN. Hervorzuheben ist, dass die maximalen Wasserstände im Schöpfwerk und in den drei an es anschließenden Gräben unterschiedlich sind. Im Schöpfwerk liegt der maximale Wasserstand bei 86,33 müNN, in den drei Gräben im Bereich des Einlaufs zum jeweiligen Durchlass zum Schöpfwerk zwischen 86,30 müNN und 86,55 müNN. Die Erklärung für diesen Unterschied liegt in der instationären Betrachtung und den unterschiedlichen Scheitelzeitpunkten der Zuflusswellen zum Grabensystem.



Abbildung 51: Wassertiefen und Überschwemmungsflächen beim 100-jährlichen Binnenhochwasser, Freilauf an der Hochwasserrückhaltung Sponsheim



Abbildung 52: Lage der Kontrollpunkte

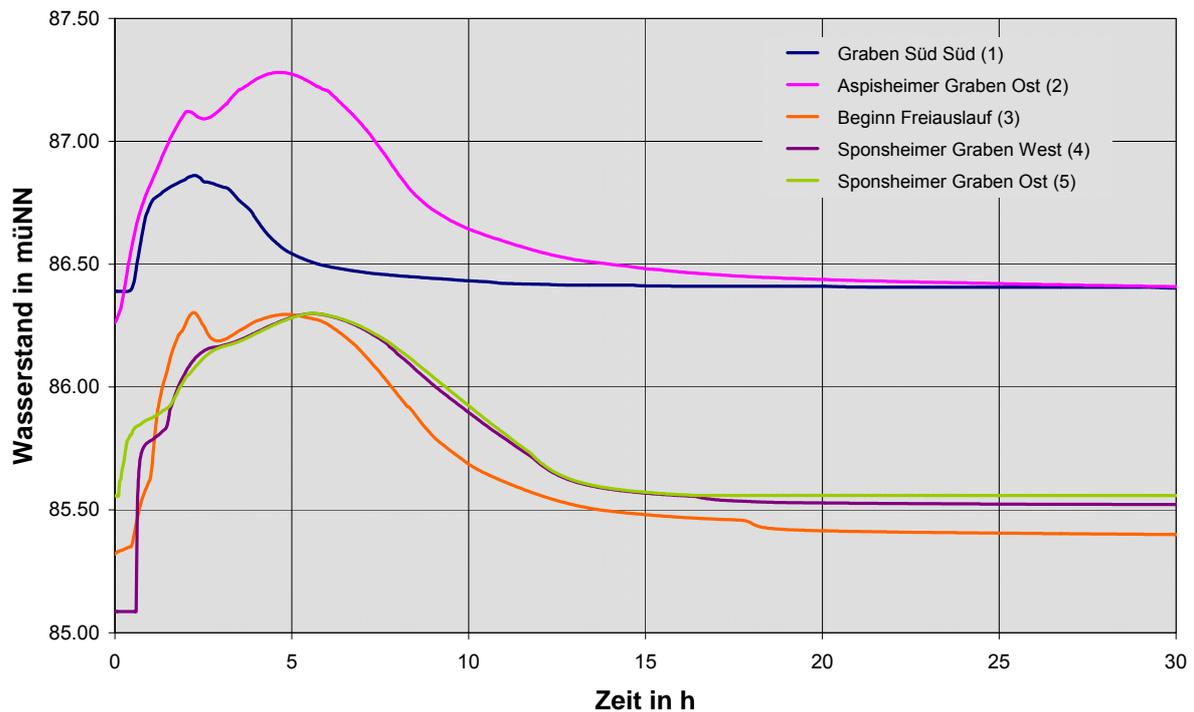


Abbildung 53: Wasserstandsganglinien an ausgewählten Punkten des Grabensystems beim 100-jährlichen Binnenhochwasser, Freiauslauf an der Hochwasserrückhaltung Sponsheim

Tabelle 34: Maximale, nicht zeitgleiche 100-jährliche Wasserstände an ausgewählten Kontrollpunkten im Binnengewässersystem bei verschiedenen Einstauszenarien der Hochwasserrückhaltung Sponsheim

Kontrollpunkt	Wasserstand in müNN im Einstauszenario ¹			
	Freiauslauf	Pumpbetrieb HQ ₁₀₀ , mittlere Durchlässigkeiten	Pumpbetrieb HW1993, mittlere Durchlässigkeiten	Pumpbetrieb HW1993, erhöhte Durchlässigkeiten
Graben Süd (1)	86,86	86,61	86,61	86,66
Graben Süd (9)	86,55	86,03	86,06	86,25
Aspischer Gr. (2)	87,33	86,97	86,97	86,97
Aspischer Gr. (8)	86,47	86,09	86,10	86,24
Schöpfwerk (3)	86,33	86,00	86,04	86,23
Graben Mitte (6)	86,30	86,01	86,05	86,24
Graben Mitte (7)	86,30	86,01	86,05	86,24
Sponsheimer Gr. (5)	86,30	86,01	86,05	86,24
Sponsheimer Gr. (4)	86,30	86,01	86,05	86,24

¹ Im Vorgriff auf die Ergebnisse in Kap. 6.7 sind hier auch die entsprechenden Wasserstände für die betrachteten Szenarien des Pumpbetriebs aufgeführt.

6.7 Nachweisberechnungen für das hydrologische Szenario „Pumpbetrieb“

6.7.1 Generelle Vorgehensweise

Aufgrund der unterschiedlich großen Einzugsgebiete von Nahe und Binnengewässersystem ist es aus hydrologischer Sicht sehr unwahrscheinlich, dass die Hochwasserscheitel beider Gewässersysteme zeitlich aufeinander treffen. Vielmehr wird das Hochwasser des kleineren Systems dem des größeren vorweg laufen.

Bei den Nachweisberechnungen wird daher davon ausgegangen, dass der Scheitel des Binnenhochwasser 6 Stunden früher auftritt, als der des Nahehochwassers. Unter Berücksichtigung der maßgebenden Niederschlagsdauer des Binnenhochwassers (24 Stunden) tritt der Scheitel des Nahehochwassers damit 30 Stunden nach Simulationsbeginn auf. Erst ab diesem Zeitpunkt werden die Qualmwasserzutritte in Tabelle 31 und die Förderung des Brunnens Sponsheim (Tabelle 32) in ihrer vollen Höhe angesetzt. Diese Werte werden dann bis zum Ende des Simulationszeitraums konstant beibehalten.

Auf der anderen Seite weist das binnenseitige Gewässersystem bei Simulationsbeginn bereits eine zu berücksichtigende Vorfüllung auf. Diese wird durch einen vorgeschalteten Rechenlauf unter Ansatz folgender Zuflüsse ermittelt:

- Binnengewässersystem: Basisabfluss (Sponsheimer Graben 0 l/s, Aspischer Graben 31 l/s, Dorfgraben 0 l/s),
- KA „Unterer Wiesbach“: Trockenwetterabfluss des Plan-Zustands der Ortsentwässerung (43 l/s),
- Qualmwasserzutritte: 50 % der Angaben in Tabelle 31,
- Förderung Brunnen Sponsheim: 50 % der Angaben in Tabelle 32.

Im Zeitraum zwischen Simulationsbeginn und der 30. Stunde werden die Qualmwasserzutritte und die Förderung des Brunnens Sponsheim aus der Vorlaufphase linear auf ihren stationären Endwert verzogen.

Da Situationen bei eingestauter Hochwasserrückhaltung betrachtet werden sollen, wird der Freiauslauf des Schöpfwerks in geschlossenem Zustand nachgebildet (modelltechnisch über disable-Elemente).

Als untere Randbedingung für die Nachweisberechnungen werden die Kennlinien der Pumpen des Schöpfwerks (s. Tabelle 33) angesetzt. Entsprechend dieser Kennlinien wird Wasser aus dem System entnommen.

Die Berechnungen erfolgen unter Ansatz der Maßnahmen zur Ertüchtigung des Binnengewässersystems gemäß Abbildung 50.

6.7.2 Einstau der Hochwasserrückhaltung Sponsheim bei einem 100-jährlichen Nahehochwasser, mittlere Durchlässigkeiten

Die für diese Variante berechneten maximalen Überschwemmungsflächen und Wassertiefen zeigt Abbildung 54, Abbildung 55 veranschaulicht die Wasserstandsganglinien an ausgewählten Punkten im Gewässersystem (zur Lage der Punkte s. Abbildung 52). Die Wasserstandsganglinie im Schöpfwerk ist in Abbildung 56 noch einmal gesondert dargestellt. Diese Abbildung enthält auch die An- und Abschaltpunkte der vier Pumpen. In Tabelle 34 sind die maximalen Wasserstände an den Kontrollpunkten in Abbildung 52 zusammen gestellt.

Danach ufert lediglich der Sponsheimer Graben nach Süden aus. Die Ausbreitung der Überschwemmungen nach Süden Richtung Aldi-Zentrallager wird durch die dort vorgesehene Verwallung aufgehalten. Bei einem Wasserstand von maximal 86,01 müNN verbleibt an der Verwallung ein Freibord von 44 cm. Der maximale Wasserstand im Schöpfwerk liegt bei rd. 86,00 müNN.

Abbildung 57 veranschaulicht den Betrieb der vier Pumpen des Schöpfwerks bei dem betrachteten Ereignis. Danach läuft die mit einer Förderleistung von 150 l/s kleinste Pumpe kontinuierlich⁸. Die zweite Pumpe (200 l/s) schaltet sich erstmals rd. 3 Stunden nach Simulationsbeginn ein und läuft dann kontinuierlich bis kurz vor der 42. Stunde. Danach läuft sie in Intervallen mit Dauern von etwa einer halben Stunde (mit der Zeit leicht abnehmend) mit Unterbrechungen von zunächst rd. 0,6 h und zunehmend auf rd. 0,8 h.

Die dritte Pumpe schaltet sich etwa zur 5. Stunde erstmals ein und geht nach zwei Betriebsintervallen etwa ab der 6. Stunde bis etwa zur 30. Stunde in einen kontinuierlichen Betrieb über. Danach läuft sie noch bis etwa zur 32. Stunde im Intervallbetrieb.

Die größte Pumpe schaltet sich etwa 9 h nach Simulationsbeginn zum ersten Mal ein. Die Dauer der Betriebsintervalle liegt zunächst nur bei wenigen Minuten, nimmt jedoch stetig zu. Zwischen Stunde 20 und Stunde 26,5 läuft dann auch diese Pumpe kontinuierlich. Danach weist sie nur noch zwei kurze Betriebsintervalle auf, etwa ab der 28. Stunde geht sie dann nicht mehr in Betrieb.

Wie bereits im hydrologischen Szenario „Freiauslauf“ sind die maximalen Wasserstände an den Einläufen der Durchlässe zum Schöpfwerk und im Schöpfwerk unterschiedlich. Die Unterschiede sind hier jedoch wesentlich geringer, was auf die vergleichmäßigende Wirkung des Pumpetriebs in Verbindung mit der längeren Dauer und damit gestreckteren Welle des maßgeblichen Binnenhochwassers zurück zu führen ist.

⁸ In der Vorlaufphase läuft diese Pumpe im Intervallbetrieb. Am Ende der dort gewählten Simulationsdauer stellen sich im Grabensystem Wasserstände ein, bei denen die Pumpe unmittelbar zu fördern beginnt. Bei einer anderen Simulationsdauer der Vorlaufphase können am Ende dieses Zeitraums aber auch tiefere Wasserstände vorherrschen (die Pumpe hat ihre Lamelle gerade leer gefördert), so dass die Pumpe erst nach einigen Zeitschritten mit der Förderung einsetzt, aufgrund der schnell ansteigenden Zuflüsse zum Grabensystem dann aber auch wieder durchgehend in Betrieb ist.



Abbildung 54: Wassertiefen und Überschwemmungsflächen beim 100-jährlichen Binnenhochwasser, Einstau der Hochwasserrückhaltung Sponsheim infolge eines 100-jährlichen Nahehochwassers und mittlerer Untergrunddurchlässigkeiten

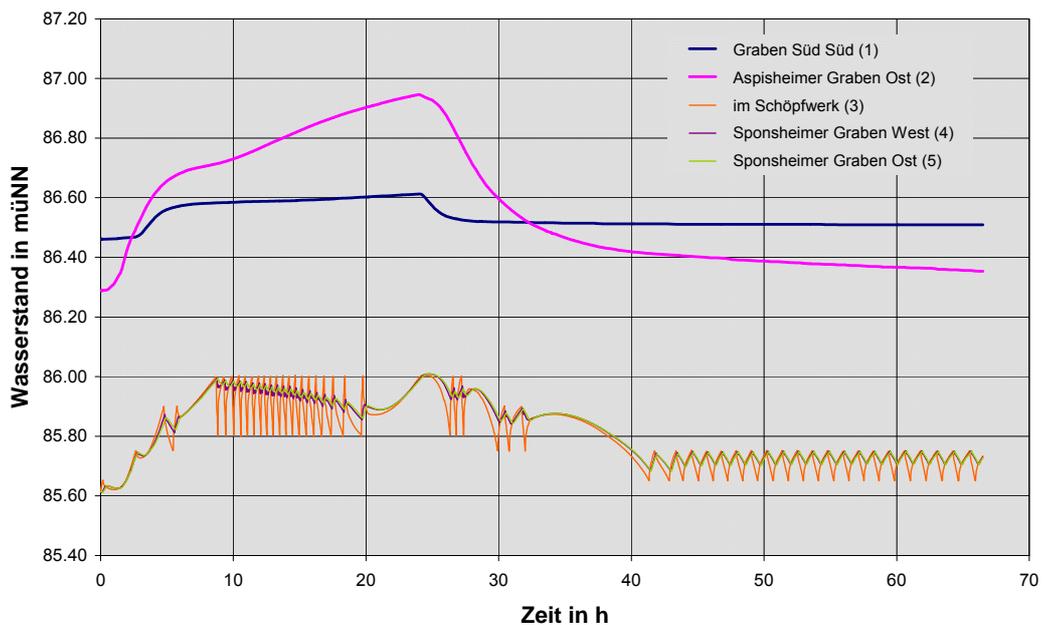


Abbildung 55: Wasserstandsganglinien an ausgewählten Punkten des Grabensystems beim 100-jährlichen Binnenhochwasser, Einstau der Hochwasserrückhaltung Sponsheim infolge eines 100-jährlichen Nahehochwassers und mittlerer Untergrunddurchlässigkeiten

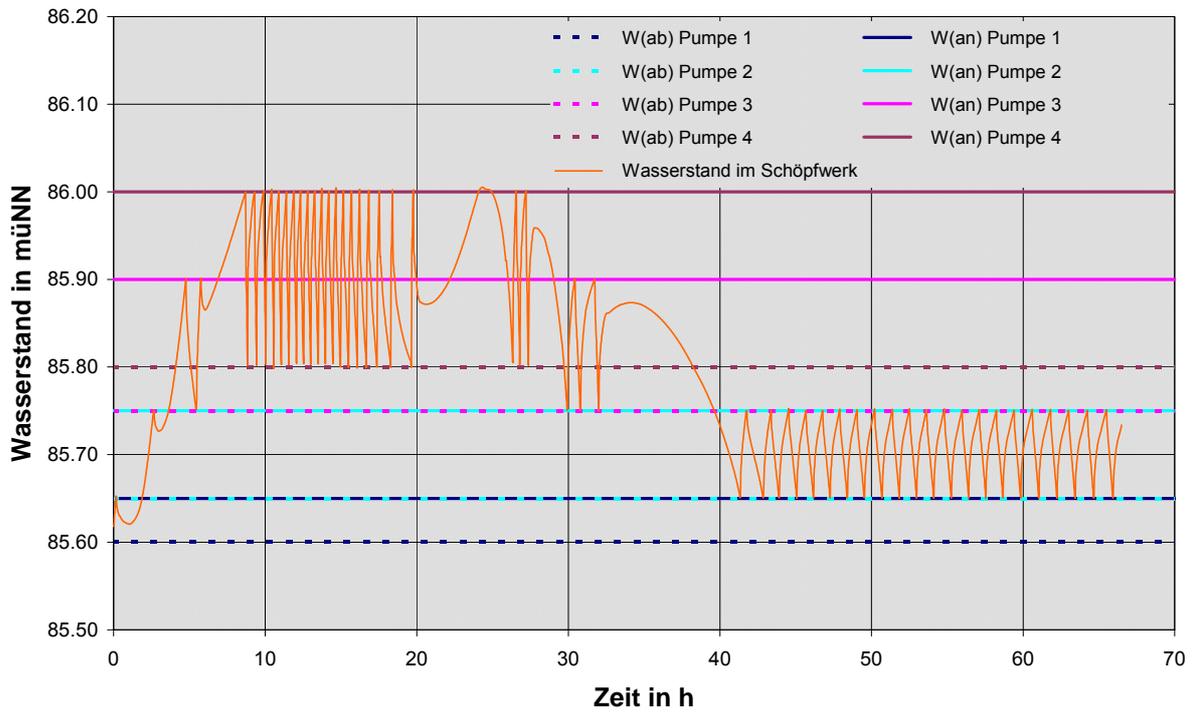


Abbildung 56: Wasserstandsganglinien im Schöpfwerk beim 100-jährlichen Binnenhochwasser, Einstau der Hochwasserrückhaltung Sponsheim infolge eines 100-jährlichen Nahehochwassers und mittlerer Untergrounddurchlässigkeiten

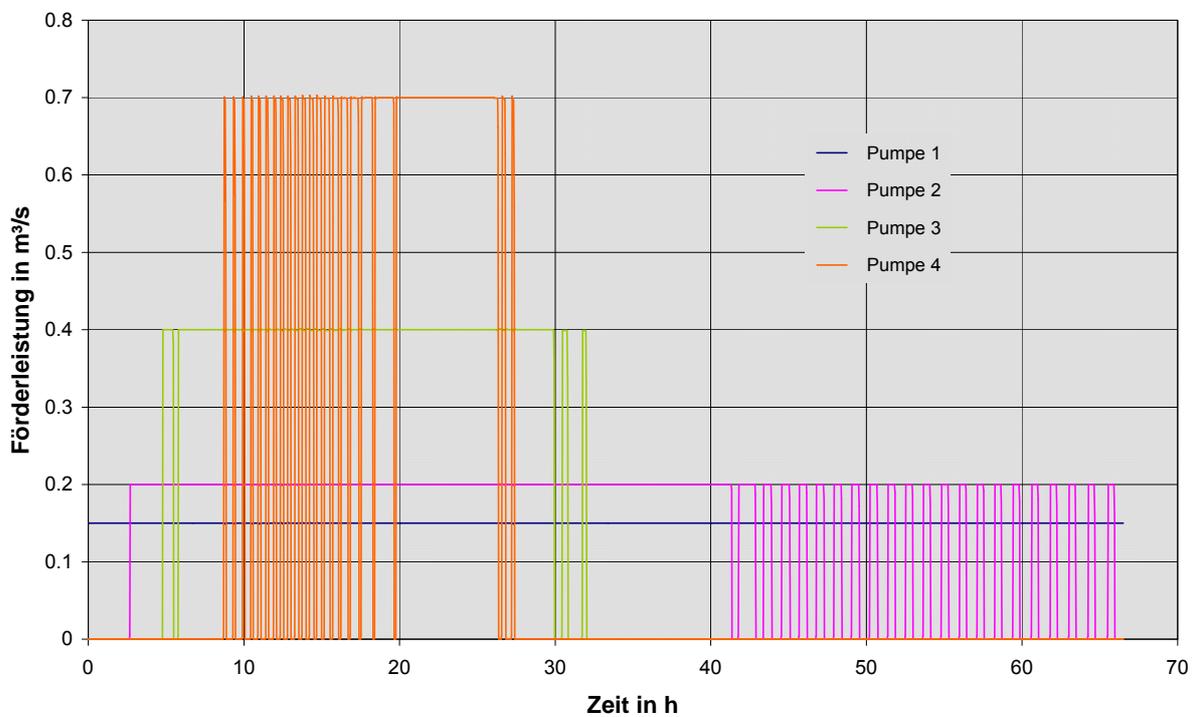


Abbildung 57: Förderganglinien der Pumpen beim 100-jährlichen Binnenhochwasser, Einstau der Hochwasserrückhaltung Sponsheim infolge eines 100-jährlichen Nahehochwassers und mittlerer Untergrounddurchlässigkeiten

6.7.3 Einstau der Hochwasserrückhaltung Sponsheim bei einem Nahehochwasser wie 1993, mittlere Durchlässigkeiten

Die für diese Variante berechneten maximalen Überschwemmungsflächen und Wassertiefen zeigt Abbildung 58, Abbildung 59 veranschaulicht die Wasserstandsganglinien an ausgewählten Punkten im Gewässersystems (zur Lage der Punkte s. Abbildung 52). Die Wasserstandsganglinie im Schöpfwerk ist in Abbildung 60 noch einmal gesondert dargestellt. Diese Abbildung enthält auch die An- und Abschaltpunkte der vier Pumpen. In Tabelle 34 sind die maximalen Wasserstände an den Kontrollpunkten in Abbildung 52 zusammen gestellt.



Abbildung 58: *Wassertiefen und Überschwemmungsflächen beim 100-jährlichen Binnenhochwasser, Einstau der Hochwasserrückhaltung Sponsheim infolge eines Nahehochwassers wie 1993 und mittlerer Untergrunddurchlässigkeiten*

Danach ufert auch in dieser Variante lediglich der Sponsheimer Graben nach Süden aus. Die Ausbreitung der Überschwemmungen nach Süden Richtung Aldi-Zentrallager wird wiederum durch die dort vorgesehene Verwallung aufgehalten. Bei einem Wasserstand von maximal 86,05 müNN verbleibt an der Verwallung ein Freibord von 40 cm. Der maximale Wasserstand im Schöpfwerk liegt bei 86,04 müNN.

Im Hinblick auf die Wasserstandsunterschiede an den Einläufen der Durchlässe zum Schöpfwerk und im Schöpfwerk gelten auch hier die Ausführungen unter Kap. 6.7.2.

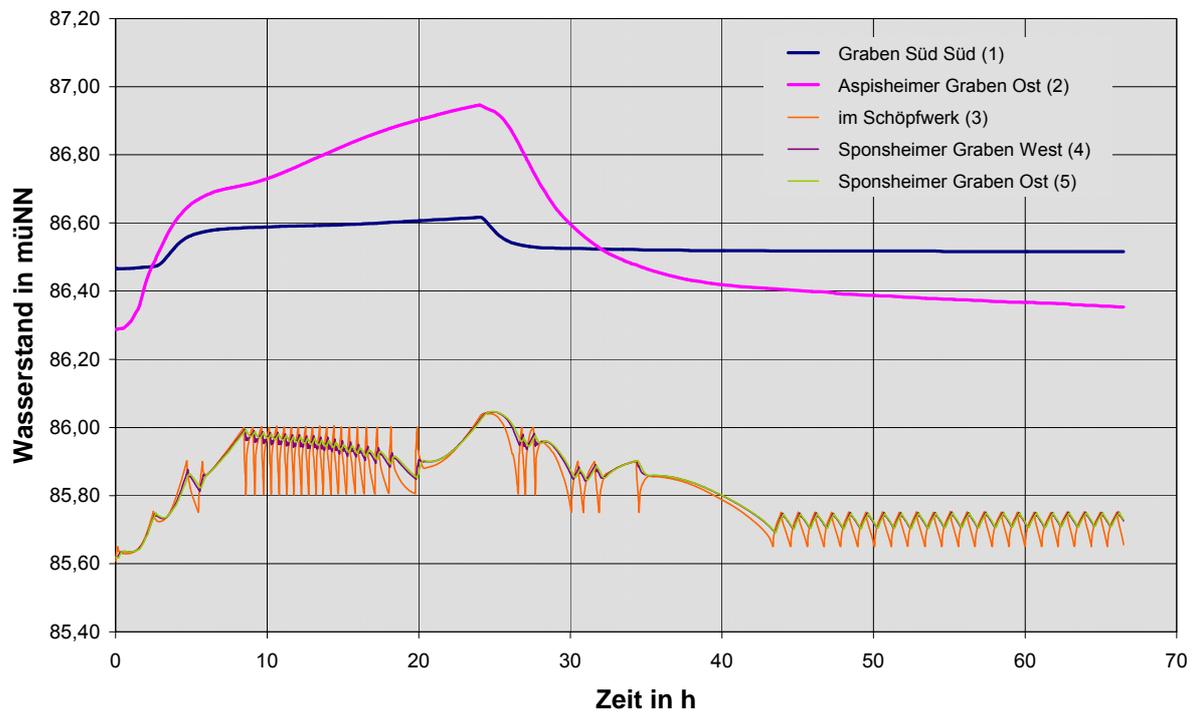


Abbildung 59: Wasserstandsganglinien an ausgewählten Punkten des Grabensystems beim 100-jährlichen Binnenhochwasser, Einstau der Hochwasserrückhaltung Sponsheim infolge eines Nahehochwassers wie 1993 und mittlerer Untergrunddurchlässigkeiten

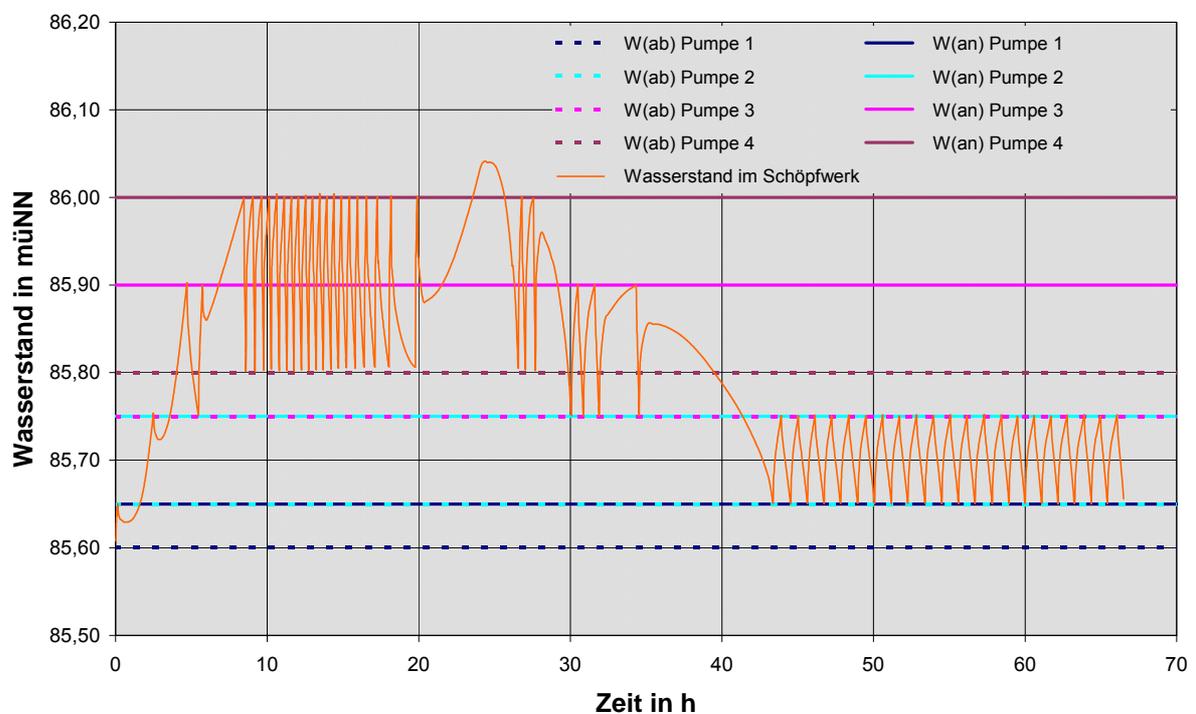


Abbildung 60: Wasserstandsganglinien im Schöpfwerk beim 100-jährlichen Binnenhochwasser, Einstau der Hochwasserrückhaltung Sponsheim infolge eines Nahehochwassers wie 1993 und mittlerer Untergrunddurchlässigkeiten

Abbildung 61 veranschaulicht den Betrieb der vier Pumpen des Schöpfwerks bei diesem Ereignis. Danach läuft die mit einer Förderleistung von 150 l/s kleinste Pumpe kontinuierlich. Die zweite Pumpe (200 l/s) schaltet sich erstmals rd. 2,5 Stunden nach Simulationsbeginn ein und läuft dann kontinuierlich bis etwa zur 43. Stunde. Danach läuft sie in Intervallen mit Dauern von etwa einer halben Stunde (mit der Zeit leicht abnehmend) mit Unterbrechungen von ebenfalls rd. einer halben Stunde (mit der Zeit leicht zunehmend).

Die dritte Pumpe schaltet sich kurz vor der 5. Stunde erstmals ein und geht nach zwei Betriebsintervallen etwa ab der 6. Stunde bis etwa zur 30. Stunde in einen kontinuierlichen Betrieb über. Danach läuft sie noch bis etwa zur 35. Stunde im Intervallbetrieb, wobei zwischen dem vorletzten und dem letzten Betriebsintervall bereits ein Zeitraum von rd. 2,5 h liegt.

Die größte Pumpe schaltet sich etwa 8,5 h nach Simulationsbeginn zum ersten Mal ein. Die Dauer der Betriebsintervalle liegt zunächst nur bei wenigen Minuten, nimmt jedoch stetig zu. Zwischen Stunde 20 und Stunde 26,5 läuft dann auch diese Pumpe kontinuierlich. Danach weist sie nur noch zwei kurze Betriebsintervalle auf, etwa ab der 28. Stunde geht sie dann nicht mehr in Betrieb.

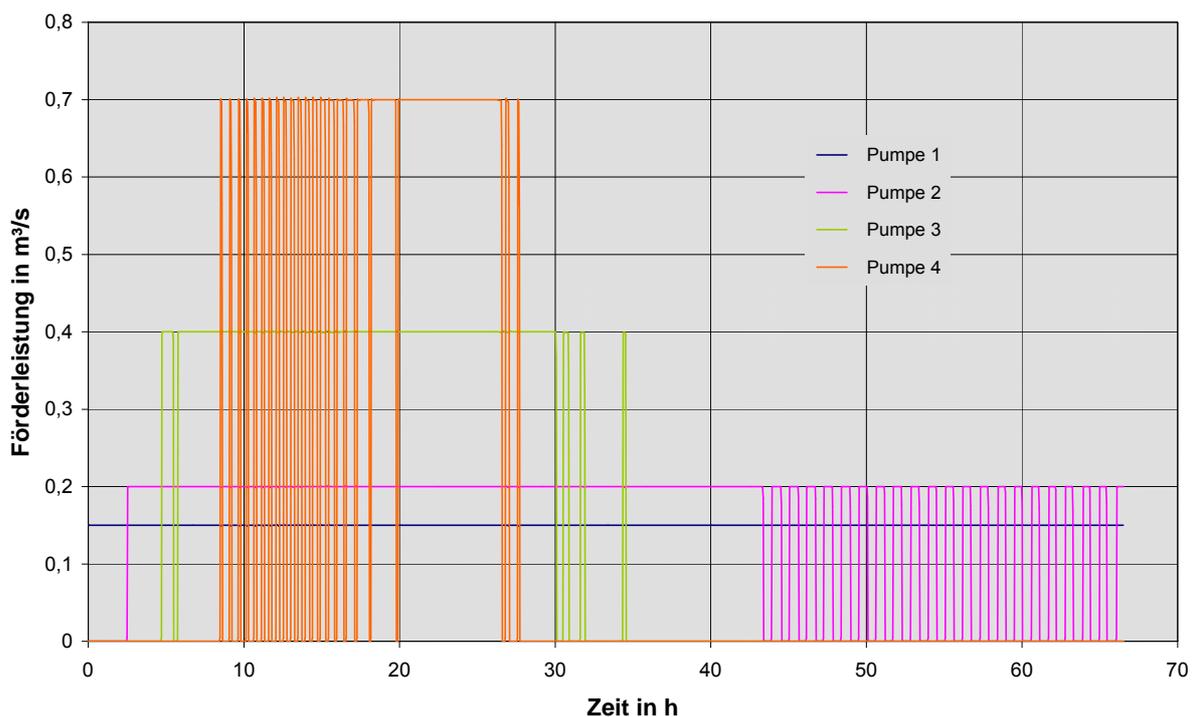


Abbildung 61: Förderganglinien der Pumpen beim 100-jährlichen Binnenhochwasser, Einstau der Hochwasserrückhaltung Sponsheim infolge eines Nahehochwassers wie 1993 und mittlerer Untergrunddurchlässigkeiten

6.7.4 Einstau der Hochwasserrückhaltung Sponsheim bei einem Nahehochwasser wie 1993, erhöhte Durchlässigkeiten

Die für diese Variante berechneten maximalen Überschwemmungsflächen und Wassertiefen zeigt Abbildung 62, Abbildung 63 veranschaulicht die Wasserstandsganglinien an ausge-

wählten Punkten im Gewässersystems (zur Lage der Punkte s. Abbildung 52). Die Wasserstandsganglinie im Schöpfwerk ist in Abbildung 64 noch einmal gesondert dargestellt. Diese Abbildung enthält auch die An- und Abschaltpunkte der vier Pumpen. In Tabelle 34 sind die maximalen Wasserstände an den Kontrollpunkten in Abbildung 52 zusammen gestellt.



Abbildung 62: *Wassertiefen und Überschwemmungsflächen beim 100-jährlichen Binnenhochwasser, Einstau der Hochwasserrückhaltung Sponsheim infolge eines Nahehochwassers wie 1993 und erhöhter Untergunddurchlässigkeiten*

Danach ufer auch hier lediglich der Sponsheimer Graben nach Süden aus. Die Ausbreitung der Überschwemmungen nach Süden Richtung Aldi-Zentrallager wird wiederum durch die dort vorgesehene Verwallung aufgehalten. Bei einem Wasserstand von maximal 86,24 müNN verbleibt an der Verwallung ein Freibord von 21 cm. Der maximale Wasserstand im Schöpfwerk liegt bei 86,23 müNN.

Im Hinblick auf die Wasserstandsunterschiede an den Einläufen der Durchlässe zum Schöpfwerk und im Schöpfwerk gelten auch hier die Ausführungen unter Kap. 6.7.2, wobei jetzt die Unterschiede im Vergleich zu den anderen Varianten des hydrologischen Szenarios „Pumpbetrieb“ am geringsten sind.

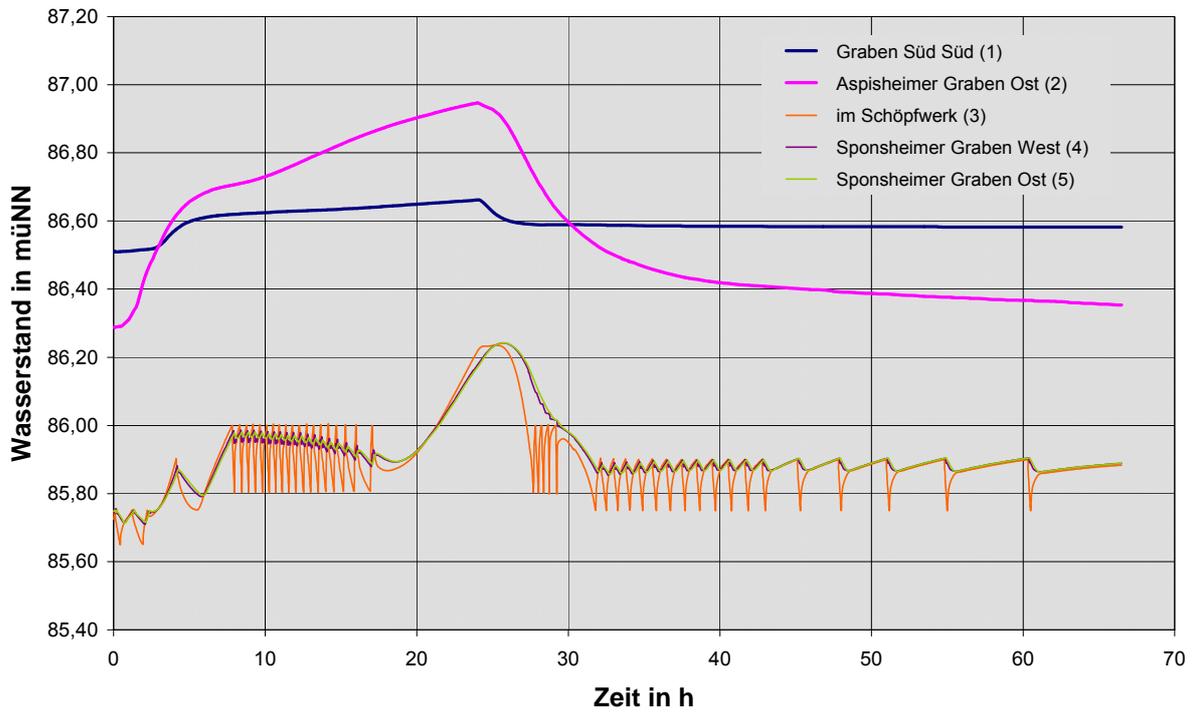


Abbildung 63: Wasserstandsganglinien an ausgewählten Punkten des Grabensystems beim 100-jährlichen Binnenhochwasser, Einstau der Hochwasserrückhaltung Sponsheim infolge eines Nahehochwassers wie 1993 und erhöhter Untergrounddurchlässigkeiten

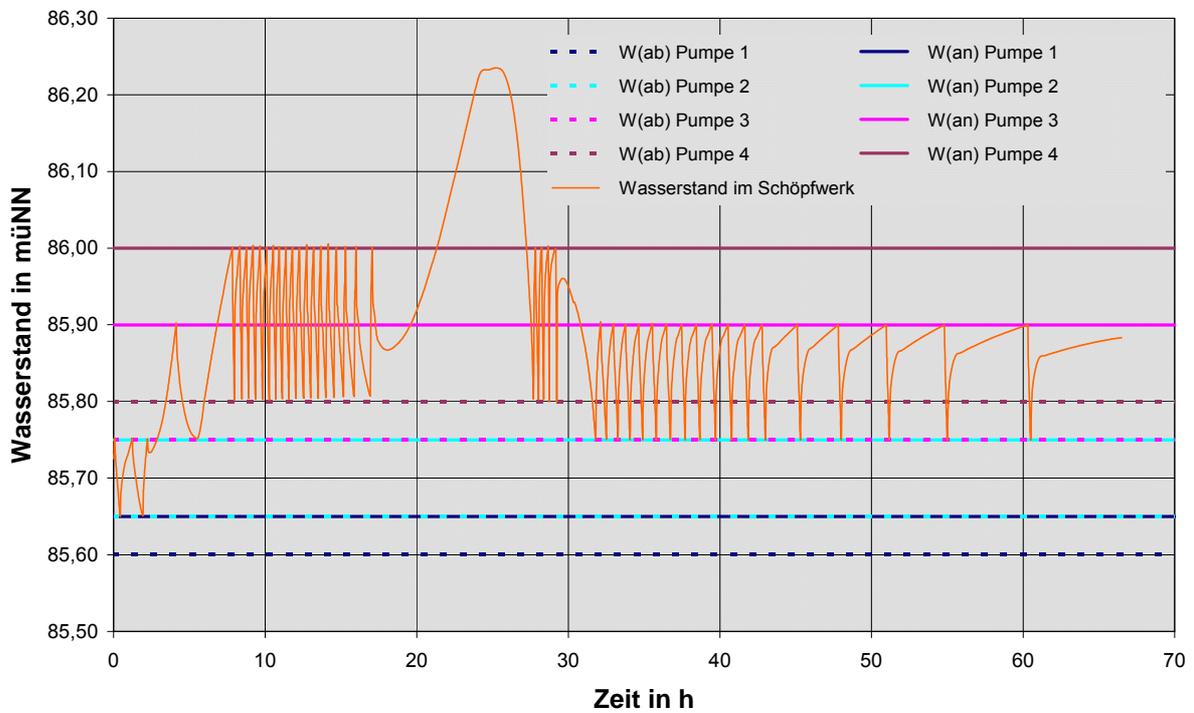


Abbildung 64: Wasserstandsganglinien im Schöpfwerk beim 100-jährlichen Binnenhochwasser, Einstau der Hochwasserrückhaltung Sponsheim infolge eines Nahehochwassers wie 1993 und erhöhter Untergrounddurchlässigkeiten

Abbildung 65 veranschaulicht den Betrieb der vier Pumpen des Schöpfwerks bei diesem Ereignis. Danach läuft die kleinste Pumpe (150 l/s) kontinuierlich. Die zweite Pumpe (200 l/s) läuft bis etwa 2,5 Stunden nach Simulationsbeginn im Intervallbetrieb (sie war auch bereits in der Vorlaufphase im Intervallbetrieb) und dann kontinuierlich bis Simulationsende. Die dritte Pumpe schaltet sich etwa zur 4. Stunde erstmals ein und läuft dann gleich kontinuierlich bis etwa zur 32. Stunde. Danach geht sie in einen Intervallbetrieb mit kürzer werdenden Betriebsphasen und zunehmenden Lücken zwischen den einzelnen Betriebsphasen über. Pumpe 4 schaltet sich erstmals zur 8. Stunde ein und geht nach einem Intervallbetrieb bis zur 17. Stunde in einen kontinuierlichen Betrieb bis etwa zur 28. Stunde über. Danach zeigt sie noch vier Betriebsintervalle bis sie sich etwa zur Stunde 29,5 endgültig abschaltet.

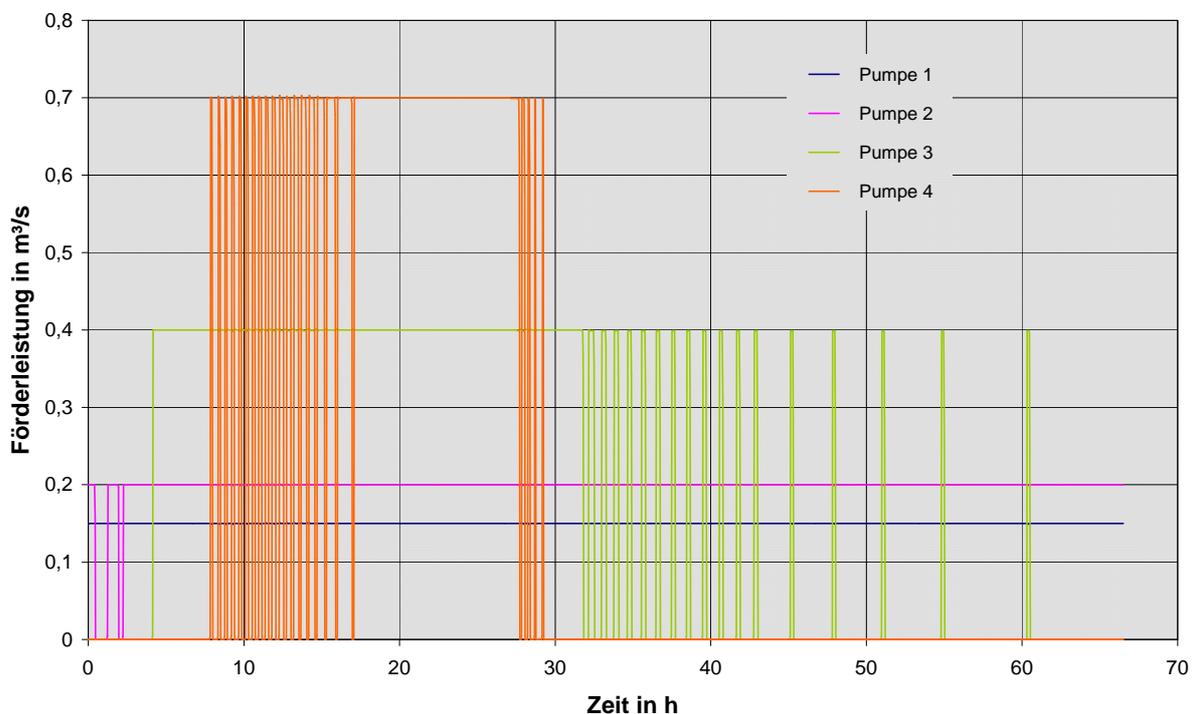


Abbildung 65: Förderganglinien der Pumpen beim 100-jährlichen Binnenhochwasser, Einstau der Hochwasserrückhaltung Sponsheim infolge eines Nahehochwassers wie 1993 und erhöhter Untergrunddurchlässigkeiten

6.8 Bewertung der Ergebnisse

Die Berechnungen in Kap. 6.6 und Kap. 6.7 haben gezeigt, dass die Binnenentwässerung durch das im landseitigen Deich der Hochwasserrückhaltung in Höhe des Aspischer Grabens vorgesehene Schöpfwerk mit Freiauslauf in Verbindung mit einer Verwallung südlich des Sponsheimer Grabens und kleineren Geländemodellierungen nördlich des Sponsheimer Grabens sowie an den Gräben Süd und Mitte beim 100-jährlichen Binnenhochwasser sicher gestellt ist, sowohl bei freier als auch bei eingestauter Hochwasserrückhaltung. Durch ihren Bau ist somit keine Verschlechterung der binnenseitigen Hochwassersituation zu befürchten. Maßgebend für die Auslegung der Gräben sind dabei die Berechnungsergebnisse für das hydrologische Szenario „Freiauslauf“.

7 ZUSAMMENFASSUNG

Als ein Baustein der Maßnahmen zur Verbesserung des Hochwasserschutzes an der Unteren Nahe und am Mittelrhein plant die Struktur- und Genehmigungsdirektion Süd, Regionalstelle WAB Mainz („Vorhabensträger“) den Bau einer Hochwasserrückhaltung im Bereich der Ortslage Sponsheim.

Die Hochwasserrückhaltung Sponsheim soll westlich der Ortslage Sponsheim rechtsseitig der Nahe errichtet werden. Sie erstreckt sich von der Autobahn A 61 im Norden rd. 2 km nach Süden bis kurz vor die Ortslage Grolsheim. Etwa 450 m östlich des bestehenden Nahedeichs wird ein neuer Deich errichtet, der die Hochwasserrückhaltung nach Osten abschließt. Der bestehende Nahedeich bleibt als Trenndeich erhalten.

Im Zusammenhang mit diesem Vorhaben waren aus Sicht der Oberflächengewässer folgende Fragestellungen zu bearbeiten:

- Wasserwirtschaftlicher Nachweis der Hochwasserrückhaltung Sponsheim,
- Aufstellung eines Konzeptes zur Sicherstellung der Binnenentwässerung bei Einstau der Hochwasserrückhaltung,
- Wasserwirtschaftlicher Nachweis der Binnenentwässerung.

Die wasserwirtschaftlichen Nachweise begleitend zur Planung der Hochwasserrückhaltung Sponsheim wurden mittels instationärer 2D-Wasserspiegellagenberechnung geführt. Aus den TIMIS-Daten des Landes Rheinland-Pfalz und ergänzenden terrestrischen Vermessungen wurde das Berechnungsmodell für den Ist-Zustand aufgebaut. In dieses wurden die Maßnahmen der maßgebenden Varianten der Vorplanung eingearbeitet und so für jede dieser Varianten ein eigenes Berechnungsmodell erzeugt.

Durchgeführt wurden die Nachweise für drei historische (Januar 1982, Dezember 1993, Januar 1995) sowie für das 100-jährliche Nahehochwasser. In Abstimmung mit dem Vorhabensträger und dem Objektplaner wurde untersucht, wie sich Größe des Rückhalterums, Höhe des landseitigen Deichs und des als Trenndeich verbleibenden heutigen Nahedeichs, Lage und Höhenniveau der Zulaufscharte, Lage, Länge und Höhenlage der Überlaufscharte auf die zu erzielende Wellenabminderung auswirken. Darüber hinaus wurde der Verlauf der Restentleerung der Hochwasserrückhaltung nach Passieren der Hochwasserwelle untersucht.

Durch Vergleich der Ergebnisse für die untersuchten Planungsvarianten untereinander und mit den Ergebnissen des Ist-Zustands im Hinblick auf die zu erzielende Wellenabminderung wurde unter Einbeziehung weiterer Aspekte, z.B. Verfügbarkeit von Flächen, Nähe zu Altstandorten, eine Vorzugsvariante als Abschluss der Vorplanung festgelegt. Ihre wesentlichen Aspekte sind:

Rückhalteraum

- Ausdehnung in Nord-Süd-Richtung von der Autobahn A 61 bis rd. 300 m südlich der Gärtnerei Eich,
- Ausdehnung in West-Ost-Richtung vom heutigen Nahedeich bis vor eine durch nord-süd verlaufende Wirtschaftswege gebildete Linie,
- Aussparung der Sponsheimer Mühle und der Tennisanlage westlich des Mühlensees,
- Verzicht auf die sog. Nord-Ost-Erweiterung.

Zulaufscharte

- Lage nördlich von Grolsheim,
- Höhenlage auf HW₁₀ (88,80 müNN),
- Länge 182,5 m.

Überlaufscharte

- Lage nördlich der Sponsheimer Mühle,
- Höhenlage bei 87,95 müNN,
- Länge 300 m.

landseitiger Deich

- keine Nordosterweiterung,
- Verlauf gemäß Darstellung in Plan A-1,
- Höhenlage der Krone auf 89,22 müNN,
- Integration eines Schöpfwerks mit Freiauslauf in Höhe des Aspischer Grabens zur Sicherstellung der Binnenentwässerung.

Trenndeich (heutiger Nahedeich)

- Erhöhung zwischen Sponsheimer Mühle und BAB A 61 auf 88,45 müNN,
- Integration eines Bauwerks nördlich der Sponsheimer Mühle zur Restentleerung des Rückhalteraums.

Die wasserwirtschaftlichen Nachweise für die mit diesen Eckdaten genehmigungsreif geplante Hochwasserrückhaltung Sponsheim haben gezeigt, dass in ihr bei den drei betrachteten historischen Ereignissen zwischen 1,32 Mio. und 1,58 Mio. m³ Rückhalteraum aktiviert und so die Wellen zwischen 42 und 57 m³/s abgemindert werden können. Bei diesen Ereignissen wirkt sich die Hochwasserrückhaltung auch positiv auf die Hochwasserabflüsse des Rheins unterhalb der Nahe aus. Durch die Abminderung der Nahewelle kann der Anstieg der Rheinwelle über einen Zeitraum von etwa 10 h verlangsamt und so ein zusätzliches Zeitfenster von etwa 1 h zur Vorbereitung der Gefahrenabwehr geschaffen werden. Die Einstaudauern der Hochwasserrückhaltung liegen dabei zwischen 22 und 52 Stunden, wobei diese zum

einen abhängig vom Ereignis, aber mehr noch abhängig von der betrachteten Stelle im Rückhalteraum sind: die Einstaudauern nehmen von Süden nach Norden signifikant ab. Die berechneten Einstaudauern stehen auch in engem Zusammenhang mit dem angesetzten Betriebsreglement der Restentleerung. Hier wurde davon ausgegangen, dass die Restentleerung einsetzt, wenn der Zufluss zur Hochwasserrückhaltung über die Zulaufscharte endet. Bei diesem Reglement erfolgt die Restentleerung jedoch noch in die ansteigende Welle eines Rheinhochwassers hinein, wodurch die positive Wirkung der Hochwasserrückhaltung (zeitversetzt) aufgehoben wird. Dieser Effekt lässt sich durch ein anderes, die Abflusssituation im Rhein berücksichtigendes Betriebsreglement vermeiden.

Die Berechnungen haben auch gezeigt, dass die Hochwasserrückhaltung Sponsheim beim 100-jährlichen Nahehochwasser nur noch wenig wirksam ist. Die Fülle der 100-jährlichen Welle ist so groß, dass das im Rückhalteraum zur Verfügung stehende Volumen bereits vor Eintreffen des Wellenscheitels gefüllt ist (aktiviert wird ein Rückhalteraum von rd. 1,82 Mio. m³) und somit nicht mehr zu dessen Dämpfung zur Verfügung steht. Eine gewisse Dämpfung wird dann nur durch den Effekt der Seeretention für den durch die Hochwasserrückhaltung abfließenden Teilabfluss der Nahewelle erreicht.

Durch den Bau der Hochwasserrückhaltung Sponsheim wird sich auch das Binnenentwässerungssystem verändern: der landseitige Deich kreuzt Dorfgraben, Aspischer Graben und Sponsheimer Graben. Für diese Gräben muss somit eine neue Vorflut geschaffen werden. Vor diesem Hintergrund wurden mehrere Varianten zur zukünftigen Sicherung der Binnenentwässerung erarbeitet und mittels Modellrechnungen hinsichtlich ihrer Wirksamkeit untersucht. Betrachtet wurden die beiden folgenden Hauptvarianten:

- Aufnahme der drei binnenseitigen Gräben in einem am landseitigen Fuß des landseitigen Deichs nach Norden führenden Grabensystem, Querung der Autobahn A 61 und Einleitung in die Nahe im Bereich des heute bereits bestehenden Schöpfwerks der Autobahnentwässerung.
- Durchführung des Aspischer Grabens durch den landseitigen Deich der Hochwasserrückhaltung und Beibehaltung der Einleitung nördlich der Sponsheimer Mühle, Aufnahme von Sponsheimer Graben und Dorfgraben in einem am landseitigen Fuß des landseitigen Deichs nach Süden bzw. Norden führenden Graben und Einleitung in den Aspischer Graben vor dessen Durchführung durch den landseitigen Deich.

Die wasserwirtschaftlichen Nachweise für diese beiden Varianten erfolgten mittels eines Flussgebietsmodells, das unter Verwendung terrestrisch vermessener Gewässer- und Bauwerksprofile, Höheninformationen aus Digitalen Geländemodellen und Kartenwerken, Informationen zu Flächennutzung und Bodeneigenschaften aus digitalen Kartenwerken und Informationen zur Ortsentwässerung aus einer Schmutzfrachtberechnung erstellt wurde. Mit diesem Modell wurden die binnenseitigen Hochwasserabflüsse für 5,- 10,- 20- und 100-jährliche Niederschläge unterschiedlicher Dauerstufen berechnet. In Überlagerung mit vorläufigen Zahlen zu den Qualmwasserzutritten in die binnenseitigen Gräben bei eingestauter

Hochwasserrückhaltung bildeten die 100-jährlichen Abflüsse dann die Grundlage für die Nachbildung des in beiden Varianten im Falle eines Nahehochwassers erforderlichen Schöpfwerkbetriebs.

Als Ergebnis dieser Variantenstudie wurde beschlossen, die heutige Einleitstelle des Binnengewässersystems beizubehalten und Sponsheimer Graben und Dorfgraben mittels neu anzulegender Gräben entlang des landseitigen Deichs der Hochwasserrückhaltung dem Aspischer Graben zuzuführen.

Die genehmigungsreife Planung dieser Vorzugsvariante des Binnenentwässerungssystems wurde detailliert mittels instationärer 2D-Wasserspiegellagenberechnung untersucht. Das hierfür erforderliche Berechnungsmodell wurde aus vorliegenden Gewässervermessungen, einem Digitalen Geländemodell und der Planung von Hochwasserrückhaltung und Binnenentwässerungssystem aufgebaut. Betrachtet wurde die Situation bei eingestauter und bei nicht eingestauter Hochwasserrückhaltung (Freiauslauf).

Bei nicht eingestauter Hochwasserrückhaltung erfolgte der Nachweis unter Ansatz des aus dem maßgeblichen 100-jährlichen Niederschlag resultierenden Hochwasserabflusses im Binnensystem und des zukünftig gänzlich in den Aspischer Graben einzuleitenden Ablaufs der Kläranlage Unterer Wiesbach. Zur Ermittlung dieser Zuflüsse wurde das Flussgebietsmodell der Voruntersuchung aktualisiert und weiter verfeinert. Bei eingestauter Hochwasserrückhaltung wurden zusätzlich die – jetzt mittels eines Grundwassermodells unter Berücksichtigung der Wechselwirkungen zwischen Grund- und Grabenwasserstand berechneten – Qualmwasserzutritte in das Grabensystem und Förderleistungen einer Anlage zur Begrenzung von Grundwasseranstiegen angesetzt. Im Hinblick auf die beiden letztgenannten Zuflusskomponenten wurde zwischen verschiedenen Einstauzuständen der Hochwasserrückhaltung und Untergrunddurchlässigkeiten unterschieden. Für diese verschiedenen Zuflusskonstellationen wurde der Schöpfwerksbetrieb in Abstimmung mit dem Vorhabensträger und dem Objektplaner im Hinblick auf die Förderleistung der vier vorgesehenen Pumpen sowie ihrer An- und Abschaltpunkte optimiert.

Die Berechnungen haben gezeigt, dass die Binnenentwässerung durch das im landseitigen Deich der Hochwasserrückhaltung in Höhe des Aspischer Grabens vorgesehene Schöpfwerk mit Freiauslauf in Verbindung mit einer Verwallung südlich des Sponsheimer Grabens und kleineren Geländemodellierungen nördlich des Sponsheimer Grabens sowie an den beiden Gräben am landseitigen Fuß des landseitigen Deichs (in der Genehmigungsplanung berücksichtigt) beim 100-jährlichen binnenseitigen Hochwasser sicher gestellt ist, sowohl im Betriebsfall „Freiauslauf“ als auch im Betriebsfall „Schöpfwerksbetrieb“. Durch Bau der Hochwasserrückhaltung Sponsheim ist somit keine Verschlechterung der binnenseitigen Hochwassersituation zu befürchten. Maßgebend für die Auslegung der Gräben sind dabei die Ergebnisse der Berechnungen für das hydrologische Szenario „Freiauslauf“.