

Erläuterungsbericht

**Genehmigungsantrag § 68 und § 70 WHG
– Planfeststellungsverfahren –
Neubau und Betrieb eines Hochwasser-
rückhaltebeckens oberhalb von Nieder-
scheid**



Auftraggeber

Stadt Dillenburg

Essen, September 2017

Wir danken allen Beteiligten für die Hilfestellungen bei der Bearbeitung und die jederzeit freundliche und kooperative Zusammenarbeit.

Projektbearbeitung

Dipl.-Ing. Martin Dornseifer
Dipl.-Ing. Gunnar Gerber

Redaktion

M.A. Geogr. Birgitt Charl

Das Titelbild zeigt einen Sohlabsturz im zukünftigen Beckenraum des HRBs.

Essen, September 2017

(Dipl.-Ing. Martin Dornseifer)

(Dipl.-Ing. Gunnar Gerber)

© Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH
Kaiser-Otto-Platz 13
D-45276 Essen

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

Projektnummer	P1396
Anzahl der Ausfertigungen	11
Ausfertigungsnummer	- 11
Auflage	1

Inhaltsverzeichnis

Abbildungsverzeichnis	IV
Tabellenverzeichnis	V
Anlagenverzeichnis	V
Abkürzungsverzeichnis	VI
Zusammenfassung	VII
1 Veranlassung und Einleitung	1
2 Allgemeines und Grundlagen	2
2.1 Lokale Gegebenheiten, Hochwasserereignisse und Gegenmaßnahmen.....	2
2.2 Hydrologie, Wasserwirtschaft, Ökologie	3
2.2.1 Wasserhaushalt des Einzugsgebiets und Ermittlung der Hochwasserbemessungsabflüsse	3
2.2.2 Maßgeblicher Abfluss aus dem Hochwasserrückhaltebecken	5
2.2.3 Erstellung des hydrologischen Niederschlag-Abfluss-Modells	6
2.2.3.1 Böden.....	6
2.2.3.2 Topografie	6
2.2.3.3 Landnutzung.....	7
2.2.4 Hochwasserrückhalt und Wirkungsräume	8
2.2.4.1 Ziel des Hochwasserrückhalts und Wirkung im Beckenraum	8
2.2.4.2 Wirkung im Unterwasser.....	9
2.2.4.3 Verbleibende Hochwassergefahr.....	10
2.2.5 Wasserwirtschaftliche Bemessung und Stauziel festlegung	11
2.2.6 Hochwassersicherheit (Hochwasserbemessungsfälle 1 und 2)	11
2.2.7 Hochwasserschutz (Hochwasserbemessungsfall 3)	12
2.2.8 Freibordbemessung	12
2.2.8.1 Grundlagen.....	12
2.2.8.2 Streichlänge	13
2.2.8.3 Bemessungswind	13
2.2.8.4 Ausreifzeit	14
2.2.8.5 Wellenkennwerte und Wellenauflauf.....	14
2.2.8.6 Windstau	15
2.2.8.7 Sicherheitszuschlag.....	15
2.2.8.8 Berechnung Mindestfreibord.....	15
2.2.9 Wasserwirtschaftsplan	16
2.3 Systeme von Hochwasserrückhaltebecken	17
2.4 Ökologische Randbedingungen	18
2.5 Untergrund	21

2.5.1	Untersuchungsphase 1	21
2.5.2	Untersuchungsphase 2 und Nachweise EC 7	22
2.5.3	Empfehlungen des Bodengutachters.....	23
2.6	Varianten der Vorplanung und Wahl der Vorzugsvariante	23
3	Einteilung und Klassifizierung des Beckens	26
3.1	Klassifizierung, Lage und Einordnung des Beckens	26
3.2	Anschluss an den Straßendamm.....	28
4	Damm und Absperrbauwerk	30
4.1	Aufbau und Wegeföhrung.....	30
4.2	Trag- und Standsicherheitsnachweise.....	31
5	Einbauten und Technik	32
5.1	Allgemeine Betriebs- und Messeinrichtungen.....	34
5.2	Betriebsauslass und Grundablass	34
5.2.1	Betriebsauslass.....	34
5.2.2	Grundablass.....	36
5.3	Hochwasserentlastung	37
5.4	Leistungsfähigkeit des Absperrbauwerks	38
5.5	Nachweis der Leistungsfähigkeit der Absperrreinrichtungen.....	39
5.6	Restrisikobetrachtung.....	40
5.7	Grobrechen	40
5.8	Energieumwandlungsanlagen	40
5.9	Messeinrichtungen	41
5.10	Elektrische Anlagen.....	42
6	Betrieb	44
6.1	Allgemeines zum Betrieb des Hochwasserrückhaltebeckens	44
6.2	Betriebsvorschrift	44
6.3	Betriebstagebuch	45
6.4	Betriebspersonal	45
6.5	Probestau und Inbetriebnahme	45
6.6	Beckenüberwachung.....	45
6.6.1	Bauwerksüberwachung.....	45
6.6.2	Betriebsüberwachung.....	46
7	Kenndaten des Beckens	47
8	Kostenberechnung	48
9	Literaturverzeichnis	51

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1-1:	Schadensbild an der Schelde 2006 (18.06.2006)	1
Abbildung 2-1:	Teileinzugsgebiete im Schelde-Einzugsgebiet	4
Abbildung 2-2:	Digitales Geländemodell (DGM20) der Schelde; überhöhte Darstellung.....	6
Abbildung 2-3:	Landnutzung im Einzugsgebiet der Schelde und Beckenstandort HRB Niederscheld	7
Abbildung 2-4:	TIN des geplanten HRBs Niederscheld mit Staulinie vor der Katasterkarte.....	8
Abbildung 2-5:	Beckeninhalt und Stauffläche HRB Niederscheld	9
Abbildung 2-6:	Auszug aus: Hydrologischer Längsschnitt der Schelde	9
Abbildung 2-7:	Vergleich Einstauflächen 237,50 (blau, BHQ ₂) und 237,60 (rot) in m ü. NHN vor TIN und Kataster	10
Abbildung 2-8:	Freibordanteile gemäß DVWK-Merkblatt	12
Abbildung 2-9:	Staulinie des HRBs Niederscheld und ermittelte Streichlängen	13
Abbildung 2-10:	FFH-Schutzzone im Beckenstandort HRB Niederscheld	19
Abbildung 2-11:	Vorhandener Sohlabsturz im Beckenraum	20
Abbildung 2-12:	Sondierstellen Voruntersuchung HRB Niederscheld.....	21
Abbildung 2-13:	Sondierstellen Hauptuntersuchung HRB Niederscheld.....	22
Abbildung 2-14:	Dammvarianten der Vorplanung.....	23
Abbildung 2-15:	Istzustand Beckenraum sowie Dammvarianten 1 und 2 (v. l. n. r.) der Vorplanung.....	24
Abbildung 2-16:	Vorzugsvariante HRB Niederscheld mit Staulinien Vollstau (grün) und BHQ ₂ (blau) vor TIN des Beckenraums und dem Kataster	25
Abbildung 3-1:	Klassifizierung von Hochwasserrückhaltebecken (Deutsches Institut für Normung e. V. DIN 2004b)	26
Abbildung 3-2:	Luftbild des Dammstandorts für das geplante HRB Niederscheld, © Google Earth	27
Abbildung 3-3:	Beckenraum geplantes HRB Niederscheld – Blick vom Straßendamm der L3042	27
Abbildung 3-4:	Straßendamm L3042 und Durchlass Eibach (rechts) – Blick von Süden ...	28
Abbildung 3-5:	Abgestufte Dammbasis und Entwässerungsmöglichkeit zwischen Absperr- und Straßendamm	29
Abbildung 3-6:	Höhen Unterkante Straßenoberbau und Staulinie BHQ ₂ vor DGM	29
Abbildung 4-1:	Aufbau Kronenweg (schematisch).....	30
Abbildung 5-1:	Damm und Zuwegungen HRB Niederscheld	33
Abbildung 5-2:	Leistungsfähigkeit des Betriebsauslasses	36
Abbildung 5-3:	Leistungsfähigkeit des Grundablasses	37
Abbildung 5-4:	Abflussmengen über die Hochwasserentlastung	38
Abbildung 5-5:	Einzelabflüsse und theoretisch möglicher Maximalabfluss	39
Abbildung 5-6:	Pegellatte mit Anprallschutz und Messrohr (Beispielfoto)	41
Abbildung 5-7:	Schrank für Messtechnik, hier mit Solarpanel (Beispielfoto)	42
Abbildung 6-1:	Abflüsse durch Grundablass und Betriebsauslass für eine Anströmgeschwindigkeit von 2,3 m/s	44

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2-1:	Wiederkehrzeiten, Abflüsse und Volumina des HRBs Niederscheld	5
Tabelle 2-2:	Freibordermittlung HWBF ₂ Niederscheld	16
Tabelle 2-3:	Ermittlung der erforderlichen Freibordhöhen in unterschiedlichen Lastfällen.....	16
Tabelle 2-4:	Zu- und Abflüsse sowie Stauvolumina und Einstaudauern nach Jährlichkeit	17
Tabelle 2-5:	Ermittlung des wirksamsten Beckens oberhalb des HRBs Niederscheld ...	18
Tabelle 5-1:	Parameter zur Berechnung Abfluss Betriebsauslass	35
Tabelle 5-2:	Parameter Berechnung Abfluss Grundablass	37
Tabelle 5-3:	Anzusetzende Auslassöffnungen nach Bemessungsfällen	39
Tabelle 5-4:	Wasserspiegel und Abflüsse am Absperrbauwerk.....	40
Tabelle 7-1:	Kenndaten Vorzugsvariante HRB Niederscheld	47
Tabelle 8-1:	Kostenermittlung Herstellung und Betrieb HRB Niederscheld	48

Anlagenverzeichnis

Anlage 1	Übersichtskarte
Anlage 2	Lageplan HRB Niederscheld
Anlage 3	Lageplan Maßnahmen
Anlage 4	Detailplan/Schnitte Auslaufbauwerk
Anlage 5	Schnitte Damm
Anlage 6	Hydrologischer Längsschnitt
Anlage 7	Übersicht Flurstücke
Anlage 8	Berechnung Freibordhöhen
Anlage 9	Vergleichsberechnung der HW-Abflüsse im Zusammenhang mit den Niederschlägen DWD-KOSTRA 2010

Abkürzungsverzeichnis

BA	Betriebsauslass
BHQ	Bemessungshochwasserabfluss
DGM	Digitales Geländemodell
DLM	Digitales Landschaftsmodell
DPM	Mittelschwere Rammsondierung
DWD	Deutscher Wetterdienst
ELF	Elementarfläche
EZG	Einzugsgebiet
FFH	Flora-Fauna-Habitat
FK	Feldkapazität
GA	Grundablass
GIS	Geografisches Informationssystem
HGM	Hydrologisches Gebietsmodell
HRB	Hochwasserrückhaltebecken
HWE	Hochwasserentlastung
HWBF	Hochwasserbemessungsfall
HWSK	Hochwasserschutzkonzept
KOSTRA	Koordinierte Starkniederschlags-Regionalisierungs-Auswertungen
LF	Lastfall
LRT	Lebensraumtyp
N-A-Modell	Niederschlag-Abfluss-Modell
RKS	Rammkernsondierung
TEZG	Teileinzugsgebiet
TIN	Triangulated Irregular Network, unregelmäßiges Dreiecksnetz
USV-Anlage	Anlage mit unabhängiger Stromversorgung
UVP	Umweltverträglichkeitsprüfung
UVPG	Gesetz zur Umweltverträglichkeitsprüfung
WHG	Wasserhaushaltsgesetz
ZFL	Zeitflächenfunktion

Zusammenfassung

Die Stadt Dillenburg stellt gemäß § 68 WHG und § 70 WHG einen Antrag auf Planfeststellung für den Neubau und den Betrieb eines Hochwasserrückhaltebeckens nordöstlich der Ortslage Niederscheld. Dazu soll in entlang eines vorhandenen Straßendamms ein Damm errichtet werden, der das Wasser im Hochwasserfall aufstaut. Das so entstehende Becken mit einem Stauvolumen von ca. 13.900 m³ soll als Trockenbecken im Hauptschluss der Schelde errichtet werden. Es handelt sich damit gemäß der Größeneinordnung der DIN 19700 um ein kleines Becken.

Die Hochwasserentlastung erfolgt über ein kombiniertes Bauwerk mit Grundablass und Betriebsauslass sowie einer Hochwasserentlastung über eine Betonschwelle. Das Absperrbauwerk wird als homogener Erddamm mit wasserseitiger Dichtungsschicht (Zonendamm) ausgeführt und eine Höhe von etwa 5,3 m aufweisen. Es ist als Vorschüttdamm vor einem Straßendamm konzipiert und wird sich mit einer Böschungsneigung von 1 : 2 (luft- und wasserseitig) gut in die vorhandene Landschaft einpassen. Die Anbindung der Dammkrone (Betriebsweg) an das umgebende Gelände erfolgt mit Rampen, bestehende Wegeverbindungen werden nicht eingeschränkt.

Der Abfluss aus dem Becken erfolgt tendenziell über ungesteuerte Schütze. So ist ein gezieltes Kappen des Hochwasserscheitels möglich. Die Leistungsfähigkeit der Drosselorgane wurde so bemessen, dass zum Schutzziel HQ₁₀₀ kein Abfluss über die Hochwasserentlastungsschwelle abgeführt werden muss.

Basis der Bemessungen stellt ein detailliertes hydrologisches Gebietsmodell dar. Die hydraulische Leistungsfähigkeit des Auslaufbauwerks ist für die geforderten Belastungsszenarien (BHQ₁ – BHQ₃) nachgewiesen. Die Anforderungen an das HRB ergeben sich aus der DIN 19700 (Teile 10 und 12). Dieser Erläuterungsbericht orientiert sich in der Gliederung an den in der Norm behandelten Inhalten.

Eine größtmögliche ökologische Durchgängigkeit des Gewässers wird dadurch gewährleistet, dass der Grundablass mit einem Ökogerinne naturnah gestaltet wird. Der Damm wird im Bereich des Auslaufbauwerks unterbrochen, um eine offene Führung des Gewässers durch das neue Absperrbauwerk zu ermöglichen. Ab einem HQ₁₀ wird der Grundablass über ein automatisiertes Schütz geschlossen, um ein Ausspülen des Sohlsubstrates im Ökogerinne zu verhindern und der Auslauf aus dem Becken erfolgt über den Betriebsauslass.

Zusätzlich zur den hydrologischen und hydraulischen Betrachtungen wurden geotechnische und ökologische Fachgutachten erarbeitet, die ebenfalls Bestandteil der Antragsunterlagen sind.

1 Veranlassung und Einleitung

Die Region im Bereich des Lahn-Dill-Berglandes wurde am Abend des 17. September 2006 aufgrund schwerer Regenfälle von einem Hochwasser großen Ausmaßes betroffen. Die Schadensbilanz betroffener Privathaushalte und der öffentlichen Infrastruktur war erheblich, siehe Abbildung 1-1. Da es sich hierbei um ein regionales Starkregenereignis handelte, kann das Schadensumfeld in etwa östlich des Oberlaufs der Dill in den Gemeinden bzw. Gemarkungsbereichen „Östliches Haiger“, „Eschenburg“, „Dietzhölzthal“, „Angelburg“ und „Dillenburg“ angesiedelt werden.



Abbildung 1-1: Schadensbild an der Schelde 2006 (18.06.2006)

In Kooperation mit dem Regierungspräsidium wurde das Ingenieurbüro Hydrotec von der Stadt Dillenburg am 07. April 2009 beauftragt, ein Hochwasserschutzkonzept (HWSK) für die Schelde und ihre Nebengewässer zu erstellen (Hydrotec 2010). Dazu gehören neben der Schelde auch der Eibach und die Tringensteiner Schelde, auch Irrschelde genannt. Im Rahmen der Erstellung dieses HWSKs wurde für das Einzugsgebiet ein Niederschlag-Abfluss-Modell (N-A-Modell) aufgestellt. Mit diesem hydrologischen Modell konnten lokale Gefahrenstellen genau identifiziert werden. Für die Gemeinde Dillenburg wurden neben kurzfristig umsetzbaren Schutzmaßnahmen auch solche Maßnahmen vorgeschlagen, die einen langfristigen Hochwasserschutz sicherstellen sollen.

Die durchgeführte Kosten-Nutzen-Analyse der vorgeschlagenen Maßnahmen zeigte eine hohe Effektivität. Die Stadt Dillenburg hat daher nun mit der schrittweisen Umsetzung der vorgeschlagenen Umbauten zum Hochwasserschutz begonnen.

Eine Maßnahme des erarbeiteten Konzepts stellt die Errichtung eines Hochwasserrückhaltebeckens an der Schelde nordöstlich der Ortslage von Niederscheld dar. Im Konzept handelte es sich um die Maßnahme mit der Bezeichnung „M14“, siehe Anlage 1. Für dieses Becken wurden im Rahmen einer Vorplanung verschiedene Standorte und Höhen von Absperrdämmen in einer Variantenuntersuchung betrachtet. Für die Vorzugsvariante, die auf einen Vollstau bei einem hundertjährigen Hochwasserereignis optimiert wurde, wird durch die Stadt Dillenburg ein Planfeststellungsverfahren gemäß § 68 Wasserhaushaltsgesetz (WHG) beim Regierungspräsidium in Gießen beantragt. Dieses Becken soll ein Retentionsvolumen von 13.900 m³ haben.

2 Allgemeines und Grundlagen

2.1 Lokale Gegebenheiten, Hochwasserereignisse und Gegenmaßnahmen

Die Analyse der vergangenen Hochwasserereignisse im Einzugsgebiet der Schelde zeigt, dass in der Vergangenheit häufiger Hochwasserereignisse mit erheblichen Schadensfolgen aufgetreten sind. In den Ortslagen befindet sich dichte Bebauung nahe am Gewässer oder innerhalb der Überflutungsflächen, teilweise auch in durch Hangabfluss gefährdeten Gebieten. Aufgrund dieser Erfahrungen ist das Hochwasserrisiko in den umliegenden Ortslagen als hoch einzuschätzen.

Die Betrachtungen im Rahmen des HWSK beinhalteten hydrologische Untersuchungen zur Bestimmung der maßgeblichen Hochwasserabflüsse und Wirkungsnachweise für die geplanten Maßnahmen sowie hydraulische und hydrodynamische Untersuchungen zur Berechnung der jeweiligen Hochwasserstände und Überflutungsflächen. Außerdem wurde die Leistungsfähigkeit von Verrohrungen untersucht und Untersuchungen zu vergangenen und künftig möglichen Schäden für den heutigen Gebiets- und Gewässerzustand angestellt, mögliche Schutzmaßnahmen entwickelt und diese in Bezug auf Wirksamkeit und Wirtschaftlichkeit untersucht.

Mit den vorgeschlagenen Maßnahmen lassen sich die Schäden im gesamten Einzugsgebiet (EZG) der Schelde bei einem HQ_{100} um etwa 2,7 Mio. € bzw. 80 % reduzieren. Bei den kleineren Jährlichkeiten liegt die Schadensminderung zwischen 80 % und 96 %. Das Kosten-Nutzen-Verhältnis in Bezug auf die Schadenserwartung liegt bei 0,6 – 0,8 und zeigt, dass die Investitionen unter ökonomischen Gesichtspunkten sinnvoll sind.

Je nach Gefährdung und den örtlichen Verhältnissen entsprechend wurden erforderliche Maßnahmen zum Hochwasserschutz vorgeschlagen. Für den Hochwasserschutz kommen grundsätzlich drei verschiedene Maßnahmentypen in Frage:

- Rückhaltmaßnahmen (bspw. Flächenrückhalt, Auenrückhalt, technischer Rückhalt)
- Verbesserung der Abflussverhältnisse der beteiligten Gewässer (bspw. Beseitigung von Engpässen, Herstellung von höheren Leistungsfähigkeiten)
- Schadensmindernde Maßnahmen (bspw. Schutzmaßnahmen entlang der Gewässer, Objektschutz, Warnung der betroffenen Anwohner)

Bei diesen Maßnahmentypen wird zwischen kurz-, mittel- und langfristig umsetzbaren Maßnahmen unterschieden.

Die Wirksamkeit der vorgeschlagenen Rückhaltmaßnahmen wurde mit dem N-A-Modell untersucht, die Wirkung der abflussverbessernden Maßnahmen auf die Überflutungssituation mit hydraulischen bzw. hydrodynamischen Modellen.

Als kurzfristig umzusetzende Maßnahmen werden hauptsächlich Maßnahmen an der Schelde vorgeschlagen, mit denen die Leistungsfähigkeit der Verrohrungsabschnitte erhöht wird (M05 und M07 – M09 des HWSKs). Hiermit kann zwar kein Hochwasserschutz für seltene Hochwasser erreicht werden, aber es kann mit diesen schnell umzusetzenden und vergleichsweise preiswerten Maßnahmen eine Verminderung der Schäden für kleine Jährlichkeiten erreicht werden. Diese Maßnahmen sind bereits durchgeführt worden oder befinden sich bereits in Umsetzung.

Mittelfristig soll das Schadenspotenzial durch gezielte Information der Bürger zu vorhandenen Gefahrenzonen sowie zu Gebieten mit möglichem Hangabfluss und den Möglichkeiten der Eigenvorsorge vermindert werden. Die Sicherung von natürlichen Retentionsräumen verhindert eine weitere Zunahme der Gefährdung.

Eine wesentliche Minderung der Hochwassergefahren ist aber nur durch den Bau einer überörtlichen Retentionsmaßnahme in Form eines Hochwasserrückhaltebeckens (HRB) erreichbar. Diese Maßnahme wird als langfristig umsetzbar eingestuft.

Im Rahmen der hydrologischen Untersuchungen des HWSKs wurde die Landnutzung auf Grundlage eines digitalen Landschaftsmodells (DLM) in einem geografischen Informationssystem (GIS) aufbereitet und zusammen mit den Teilgebieten und den Bodendaten zu sogenannten Elementarflächen (ELF) verschnitten.

Fast 95 % der Einzugsgebietsfläche sind mit Wald bewachsen (75 %) oder werden landwirtschaftlich genutzt (ca. 19 %). Lediglich ca. 6 % sind Siedlungsfläche.

Durch den hohen Waldanteil werden die Oberflächenabflüsse bei Starkregenereignissen bereits jetzt wirkungsvoll gedämpft. Eine Abkopplung von versiegelten Flächen hätte dementsprechend nur geringen Einfluss auf die Scheitelwerte der Hochwasserabflüsse.

Aufgrund des hohen Längsgefälles des Oberlaufs der Schelde bis zum Beckenstandort und der Geländeneigung der Vorländer wären Gewässeraufweitungen mit großen Erdbewegungen verbunden. Um im Gewässer ein adäquates Retentionsvolumen bzw. eine entsprechende Retentionswirkung herzustellen, herrscht jedoch ein deutlich größerer Flächenbedarf als beim Bau eines HRBs. Flächen- und Auenrückhalt sind daher im Untersuchungsraum keine geeigneten Alternativen, um den Hochwasserschutz bei hohen Jährlichkeiten zu gewährleisten.

Maßnahmen mit mobilen Schutzeinrichtungen, die erst kurz vor oder im Hochwasserfall aufgebaut werden, sind bei den sehr kurzen Fließzeiten im Einzugsgebiet der Schelde und der damit verbundenen sehr kurzen Vorwarnzeit generell nicht sinnvoll.

Des Weiteren sind größere Gewässerausbaumaßnahmen in den Ortslagen zur Verbesserung der Hochwasserableitung nur mit erheblichen Eingriffen in die bestehende Baustruktur denkbar und deswegen kaum realisierbar.

Die Errichtung eines HRBs stellt somit die effektivste Maßnahme zum Schutz der Ortslagen von Niederscheld dar.

2.2 Hydrologie, Wasserwirtschaft, Ökologie

2.2.1 Wasserhaushalt des Einzugsgebiets und Ermittlung der Hochwasserbemessungsabflüsse

Die Schelde entspringt südlich der Ortschaft „Hirzenhain“ und fließt in südwestlicher Richtung nach „Oberscheld“, wo sich der Bach hinter einem verrohrten Abschnitt der „Tringensteiner Schelde“ mit diesem Fluss vereinigt. Im weiteren Verlauf mündet die Schelde in „Niederscheld“ in die Dill. Im Rahmen der Erstellung des HWSKs von 2010 ist das gesamte EZG der Schelde bis zur Mündung in die Dill in einem hydrologischen Gebietsmodell (HGM) abgebildet worden. Abbildung 2-1 zeigt die Lage der Teileinzugsgebiete des N-A-Modells der Schelde und ihrer Nebengewässer.

Das Einzugsgebiet der Schelde und ihrer Nebengewässer liegt etwa 4 km südlich von Dillenburg und ist Teil des Einzugsgebiets Nr. 258456 des Flächen- und Gewässerverzeichnisses Hessen. Die Einzugsgebietsfläche der Schelde beträgt insgesamt ca. 34,5 km².

Der Beckenstandort befindet sich im TG 67900, das oberhalb gelegene Einzugsgebiet von Schelde und Eibach weist zusammen eine Größe von 33,7 km² auf.

Das Untersuchungsgebiet liegt zum überwiegenden Teil auf dem Gebiet der Stadt Dillenburg mit den Stadtteilen „Niederscheld“, „Oberscheld“ und „Eibach“. Kurze Abschnitte der Oberläufe der Bäche verlaufen im Lahn-Dill-Kreis.

Die Geländehöhen bewegen sich zwischen 230 m ü. NHN (Dillenburg) bis ca. 680 m ü. NHN in den oberen Bereichen der Einzugsgebiete. Die Talhänge der Gewässer sind weitgehend

bewaldet, während die Siedlungen in den Talauen liegen und Acker- und Wiesennutzung vorherrscht.

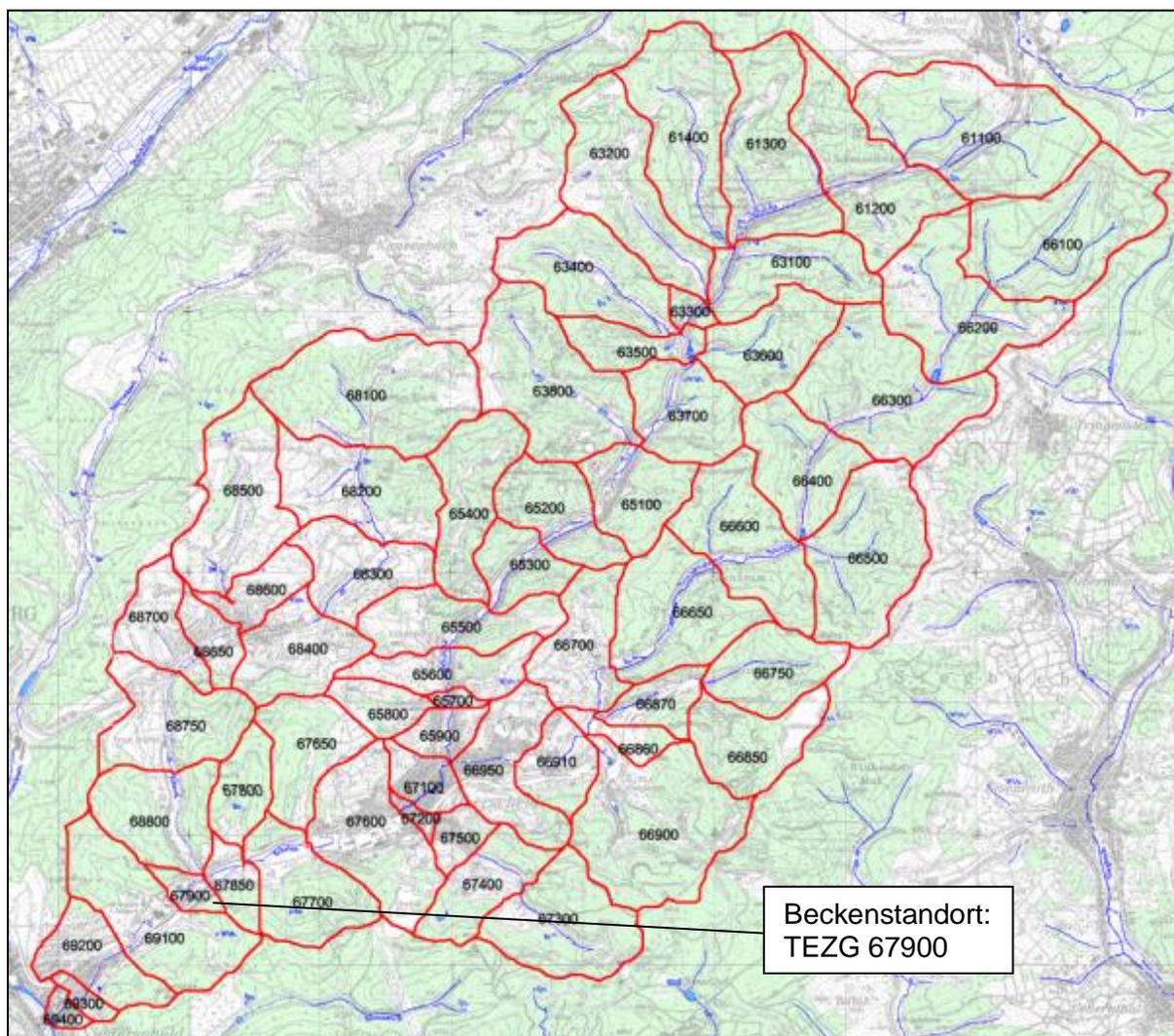


Abbildung 2-1: Teileinzugsgebiete im Schelde-Einzugsgebiet

Die Ermittlung der Hochwasserbemessungsabflüsse sowie der Wirkungsnachweis der geplanten Maßnahmen, mit denen das Rückhaltevermögen des Einzugsgebiets und das Abflussverhalten der Gewässer gezielt beeinflusst werden kann, erfolgte mit dem hauseigenen Simulationsprogramm NASIM.

Grundsätzlich können mit einem N-A-Modell im betrachteten Einzugsgebiet an allen Gewässerknoten die Abflüsse berechnet werden, wie sie sich als Folge von gemessenen oder synthetisch generierten Niederschlägen bei definierten Gebietsbedingungen ergeben.

Die Niederschlagsbelastung für das N-A-Modell Schelde wurde auf Basis der KOSTRA-Niederschläge (Mai – September) für die Wiederkehrzeiten $T = 1, 2, 5, 10, 20, 25, 50$ und 100 Jahren und den Belastungsdauern von 5 Minuten bis 72 Stunden gewählt. Zusätzlich wurden aus den KOSTRA-Grunddaten des Deutschen Wetterdienstes (DWD) für $T = 200, 500, 1.000, 5.000, 10.000$ und 100.000 Jahren weitere Wiederkehrzeiten extrapoliert (DWD-Abteilung Hydrometeorologie 2005).

Im Hochwasserschutzkonzept (Hydrotec 2010) wird auf Seite 10 dargelegt, dass das N-A-Modell aufgrund fehlender Pegeldata nicht im üblichen Sinne kalibriert werden konnte. Wohl aber wurde das Modell anhand der aufgetretenen historischen Ereignisse verifiziert und zusammen mit dem HLNUG (Dr. Brahmer) plausibilisiert. Die verwendeten Modellparameter stammen zum Teil aus den Eingangsdaten selbst (Bodendaten, Landnutzung, Teilge-

bietsgeometrie und Gefälle) und sind hydrologisch plausibel. Die Aussagekraft des N-A-Modells beruht auf den üblichen verwendeten hydrologischen Grundlagendaten und den anerkannten physikalischen Gleichungen zur Wasserbilanz. Die Verwendung von in der Nähe befindlichen Niederschlagsstationen ist gängige Praxis, wenn sich im EZG selbst keine Niederschlagsstation befindet.

In Anlage 9 sind die Ergebnisse von hydrologischen Variantenuntersuchungen enthalten. Es wurden verschiedene Ansätze zur Einbeziehung der aktualisierten Version des KOSTRA-Atlas sowie einer Änderung von Feldkapazität und Anfangsbodenfeuchte untersucht. Die Ergebnisse unter Verwendung der neuen Werte des KOSTRA-DWD 2010 stellten sich allerdings als nicht plausibel heraus. Somit behalten die im Rahmen der Entwurfsplanung verwendeten Daten, die bei den anderen geplanten HRB ebenfalls Verwendung gefunden haben, ihre Gültigkeit.

Aufgrund der geringen Einzugsgebietsgröße der Schelde wurde keine Abminderung des Niederschlags vorgenommen. Als Anfangsbodenfeuchte wurde 50 % der Feldkapazität (FK) gewählt, wie dies in etwa einem trockenen Boden im Sommer entspricht.

Als Ergebnis liegen für alle untersuchten Gebietsvarianten (Istzustand und Planzustände) und Wiederkehrzeiten an allen Gewässerknoten die Abflussdaten vor.

Tabelle 2-1: Wiederkehrzeiten, Abflüsse und Volumina des HRBs Niederscheld

T_n in Jahren	Zufluss in m^3/s	Abfluss Drossel in m^3/s	Überlauf HWE in m^3/s	Stau- volumen in m^3	Überlauf- menge in m^3
HQ ₅	7,5	7,5	0,0	0	0
HQ ₁₀	12,6	12,6	0,0	0	0
HQ ₂₀	16,1	16,1	0,0	1.041	0
HQ ₂₅	17,6	16,6	0,0	2.341	0
HQ ₅₀	21,1	18,9	0,0	7.587	0
HQ ₁₀₀	24,1	20,9	0,0	13.870	0
HQ ₂₀₀	26,9	23,1	1,8	16.400	3.669
HQ ₅₀₀	31,1	25,4	3,8	19.181	22.500
HQ _{5.000}	61,0	48,0	12,9	30.282	111.208
HQ _{10.000}	66,8	52,8	13,9	31.442	130.242

Für das Becken gelten folgende Bemessungsjährlichkeiten und -zuflüsse:

- BHQ₁ = HQ₅₀₀ = 31,1 m^3/s
- BHQ₂ = HQ_{5.000} = 61,0 m^3/s
- BHQ₃ = HQ₁₀₀ = 24,1 m^3/s
- Q_{max} = HQ_{10.000} = 66,8 m^3/s

2.2.2 Maßgeblicher Abfluss aus dem Hochwasserrückhaltebecken

Im HWSK wurde ermittelt, dass der sich kurz unterhalb des geplanten HRBs Niederscheld anschließende Verrohrungsstrecke in Niederscheld eine Leistungsfähigkeit von etwa 29 m^3/s aufweist. Im Istzustand entspricht dieser Wert ungefähr einem HQ₅₀ (Hydrotec 2010).

Für den sich direkt unterhalb des Beckens anschließenden Straßendurchlass unter der L3042 bei km 1,536 wurde im HWSK unter Berücksichtigung eines Einstaus eine Leistungsfähigkeit von über 70 m^3/s ermittelt, bei Vollenfüllung des Durchlasses wird eine verbleibende Leistungsfähigkeit von 45 m^3/s erreicht (Hydrotec 2010).

Diese Abflüsse sind in die Bestimmung der Regelabgabe des Beckens einfließen zu lassen.

2.2.3 Erstellung des hydrologischen Niederschlag-Abfluss-Modells

2.2.3.1 Böden

Im Einzugsgebiet der Schelde herrschen vornehmlich Braunerden (Böden aus lösslehmhaltigen Solifluktsdecken mit basischen Gesteinsanteilen vor, die Bodenart ist meist lehmiger Sand bis sandiger Schluff, skeletthaltig) mit teilweise nur geringer Mächtigkeit (< 1 m). Diese haben eine geringe bis mittlere nutzbare Wasserspeicherkapazität. Die gesättigte Wasserleitfähigkeit (k_f -Wert) ist im Mittel gering (ca. 10 mm/h). In Gewässernähe finden sich in den obersten Bodenschichten meist Aueböden als schluffig-sandiger Lehm bis toniger Lehm mit ebenfalls geringer Wasserleitfähigkeit.

Der Boden im Einzugsgebiet eignet sich i. d. R. nicht für Versickerungsmaßnahmen von Niederschlagswasser der versiegelten Flächen.

2.2.3.2 Topografie

Das digitale Geländemodell (DGM20, 20-x-20-m-Raster), mit dem die Zeitflächenfunktion (ZFL) für das N-A-Modell berechnet wurde, wurde vom Hessischen Landesamt für Bodenmanagement und Geoinformation bereitgestellt. In ArcGIS wurde das Einzugsgebiet für die weiteren Berechnungsschritte aufbereitet. Über die ZFL können im GIS Fließzeiten und -wege im für die Simulationsprogramme benötigten Übergabeformat TAPE20 ermittelt werden.

Das Einzugsgebiet der Schelde weist i. Allg. ein sehr hohes Gefälle auf. Das mittlere Gewässergefälle für die Schelde beträgt ca. 1,6 %, das mittlere Gebietsgefälle beträgt ca. 2,4 %. Über 6,0 % der Einzugsgebietsfläche weisen ein Gefälle von mehr als 2,0 % auf. Eine überhöhte 3D-Darstellung des EZGs der Schelde ist in Abbildung 2-2 zu sehen.

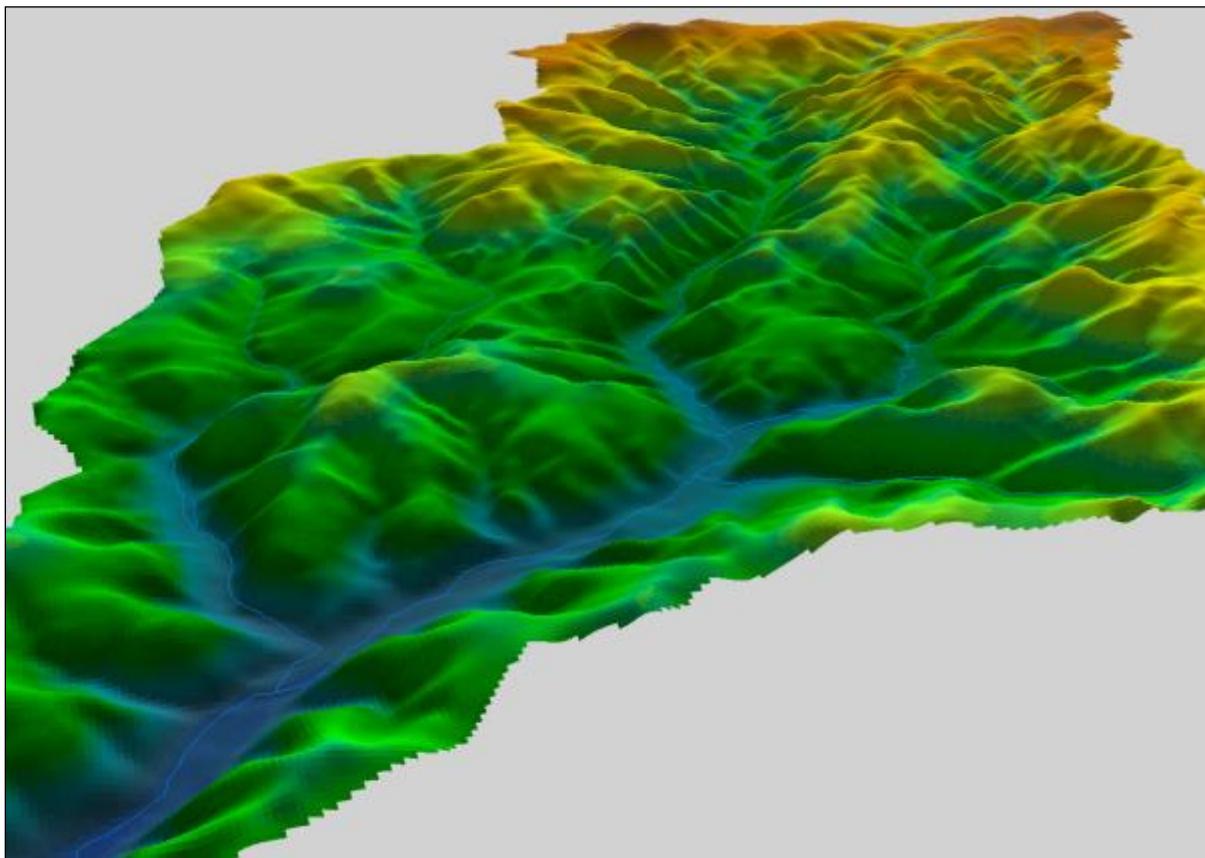


Abbildung 2-2: Digitales Geländemodell (DGM20) der Schelde; überhöhte Darstellung

Das DGM₂₀ wurde nicht für die Ermittlung der Überschwemmungsflächen verwendet. Die Genauigkeit des DGM20 liegt bei $\pm 1 - 3$ m und ist damit im bebauten Bereich für die Berechnung der Überschwemmungsflächen ungeeignet. Deshalb wurde aus den Querprofilen ein DGM für die Schelde erzeugt, das durch Höhen von Schachtdeckeln aus dem Kanal-kataster ergänzt wurde, um ein genaueres Raster zu erstellen. Da die Höhenpunkte nur linienhaft aus den vermessenen Profilen vorliegen, ist zwischen den Linien von Ungenauigkeiten auszugehen.

Die Inhaltlinie des geplanten HRBs (siehe Abbildung 2-5) wurde aus Daten einer detaillierten terrestrischen Vermessung abgeleitet.

2.2.3.3 Landnutzung

Die Landnutzung wurde auf der Grundlage des ATKIS-Basis-DLM im GIS aufbereitet und zusammen mit den Teilgebieten und den Bodendaten zu Elementarflächen verschnitten.

Etwa 75 % der Einzugsgebietsfläche sind mit Wald bewachsen, ca. 16 % werden landwirtschaftlich als Grünland genutzt und ca. 6 % sind Siedlungsfläche. Ackerflächen machen nur 3 % der Gesamtfläche des EZGs aus, siehe Abbildung 2-3.

Der geplante Beckenstandort des HRBs Niederscheld ist mit einem roten Kreis markiert. Das oberhalb gelegene Einzugsgebiet ($A = 33,7$ km²) weist nur einen sehr geringen Anteil an versiegelten Flächen auf.

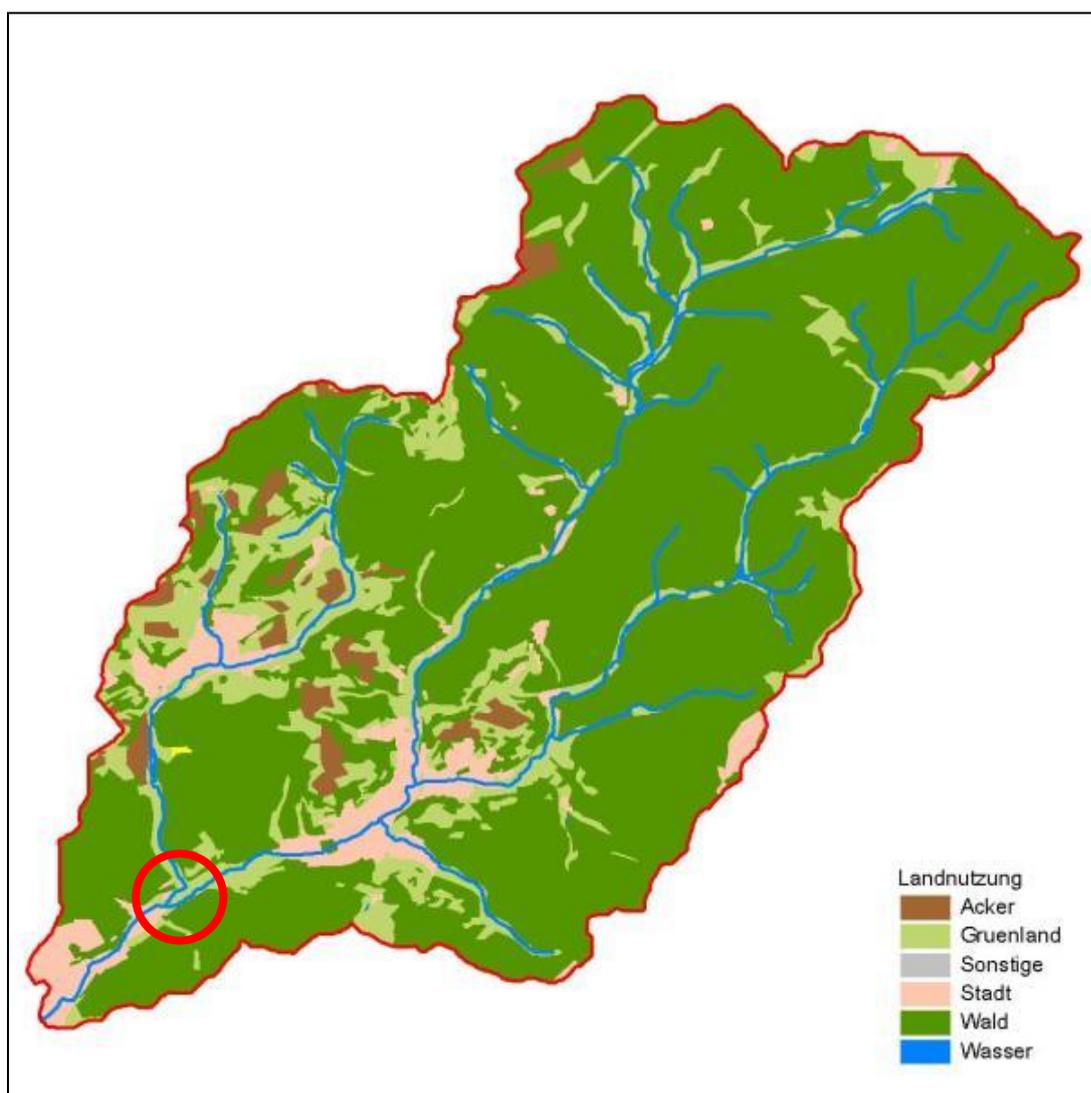


Abbildung 2-3: Landnutzung im Einzugsgebiet der Schelde und Beckenstandort HRB Niederscheld

2.2.4 Hochwasserrückhalt und Wirkungsräume

Die Festlegung der Stauziele erfolgt gemäß DIN 19700–10 (Deutsches Institut für Normung e. V. DIN 2004a) und ist in den folgenden Kapiteln beschrieben. Die maßgeblichen jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeiten sind der DIN 19700–12 für ein mittleres Becken entnommen (Deutsches Institut für Normung e. V. DIN 2004b).

2.2.4.1 Ziel des Hochwasserrückhalts und Wirkung im Beckenraum

Der gewöhnliche Hochwasserrückhalteraum ist für einen Hochwasserschutzgrad HQ_{100} als Hochwasserbemessungsfall 3 (HWBF₃) ausgelegt. Der Vollstau mit einem Volumen von etwa 13.900 m³ liegt bei einem Wasserspiegel von 235,50 m ü. NHN. Dieser WSP stellt damit auch die Höhe der Hochwasserentlastungsschwelle (HWE-Schwelle) dar. Bei Abflüssen größerer BHQ₃ wird Wasser gezielt über eine Betonschwelle abgeführt.

Im GIS wurde über die einzelnen Höhenpunkte des DGMS ein unregelmäßiges Dreiecksnetz (TIN) gebildet. Auf dieser Grundlage konnte der geplante Absperrdamm in seiner Lage und mit seinen Abmessungen (Kronenhöhe, Kronenbreite, Dammneigung) im Planzustand dargestellt werden.

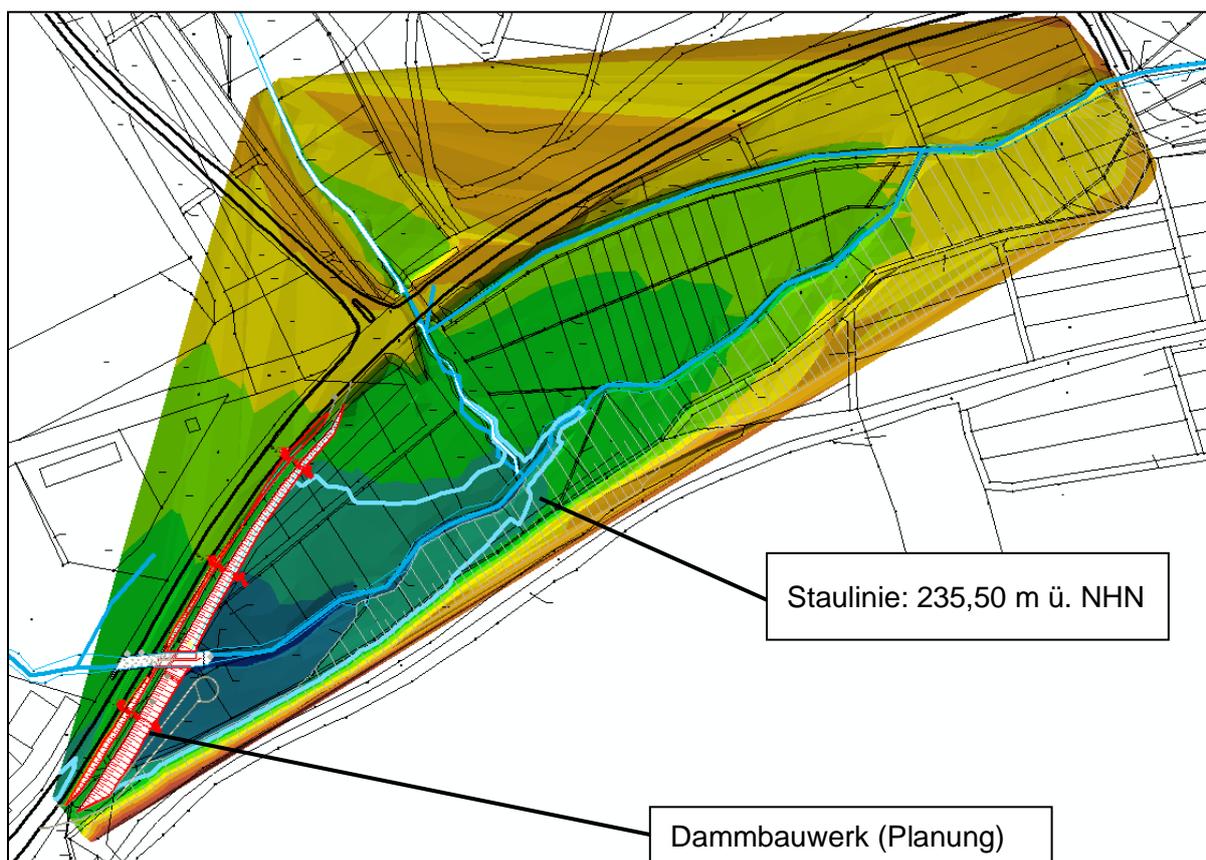


Abbildung 2-4: TIN des geplanten HRBs Niederscheld mit Staulinie vor der Katasterkarte

Die Staulinie für den HWBF₃ ist in Abbildung 2-4 sowie in Anlage 2 und Anlage 3 abgebildet. Dieses Geländemodell wurde zur Ermittlung von Beckeninhalte und -volumen in Bezug zum Wasserspiegel verwendet.

Abbildung 2-5 zeigt das eingestaute Volumen und die zugehörige Stauoberfläche abhängig vom Wasserstand.

Die Einstauvolumina und die zugehörigen Einstauzeiten sind in Kapitel 2.2.9 näher erläutert. Einstauzeiten im Bereich von wenigen Stunden können durch die großen Aus- bzw. Abflüsse realisiert werden. Das erforderliche Stauvolumen und die überstaute Fläche werden gering

gehalten. Nach einer kurzen Entleerungszeit steht das Rückhaltevolumen für ein erneutes Ereignis zur Verfügung. Selbst bei Ablauf eines extremen Hochwasserereignisses (HQ_{10.000}) ist je nach Situation im Unterwasser eine zügige Entleerung des Staauraums über das kombinierte Auslaufbauwerk möglich. In dieser Zeit gewährleistet die wasserseitige Dichtungsschicht, dass kaum Wasser in den Dammkörper einsickern kann. Dies trägt maßgeblich zur Standsicherheit des Absperrbauwerks bei, wie im geotechnischen Fachgutachten von SL-Geotechnik beschrieben.

Die nur kurze Belastung der im Beckenraum vorhandenen Vegetation ist ebenfalls vorteilhaft. Dies wird im ökologischen Fachbeitrag des Büros AVENA detaillierter beschrieben.

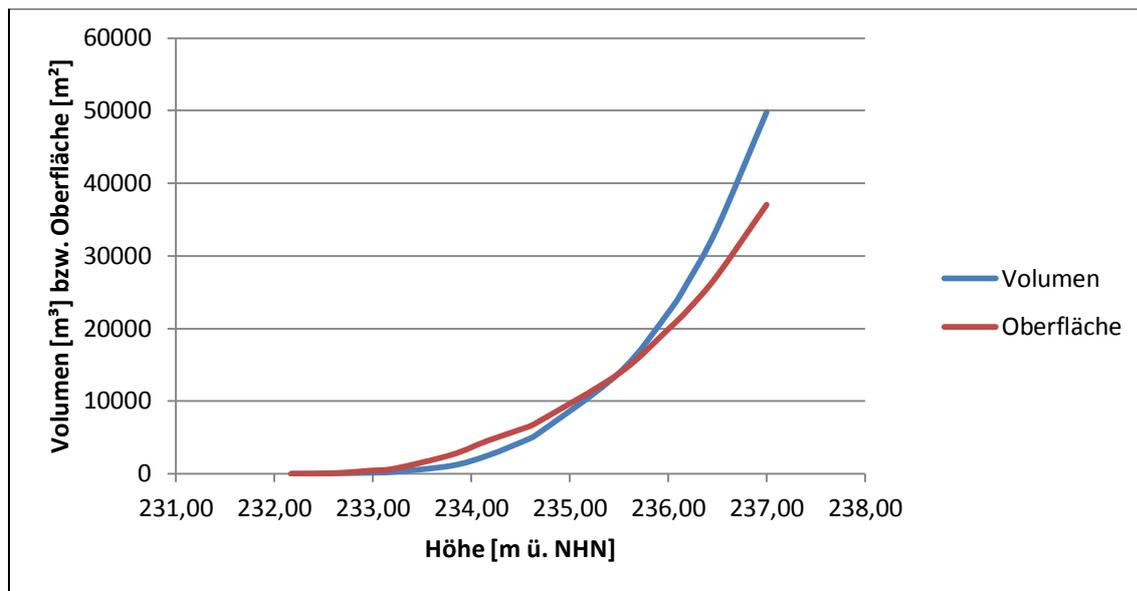


Abbildung 2-5: Beckeninhalt und Stauffläche HRB Niederscheid

2.2.4.2 Wirkung im Unterwasser

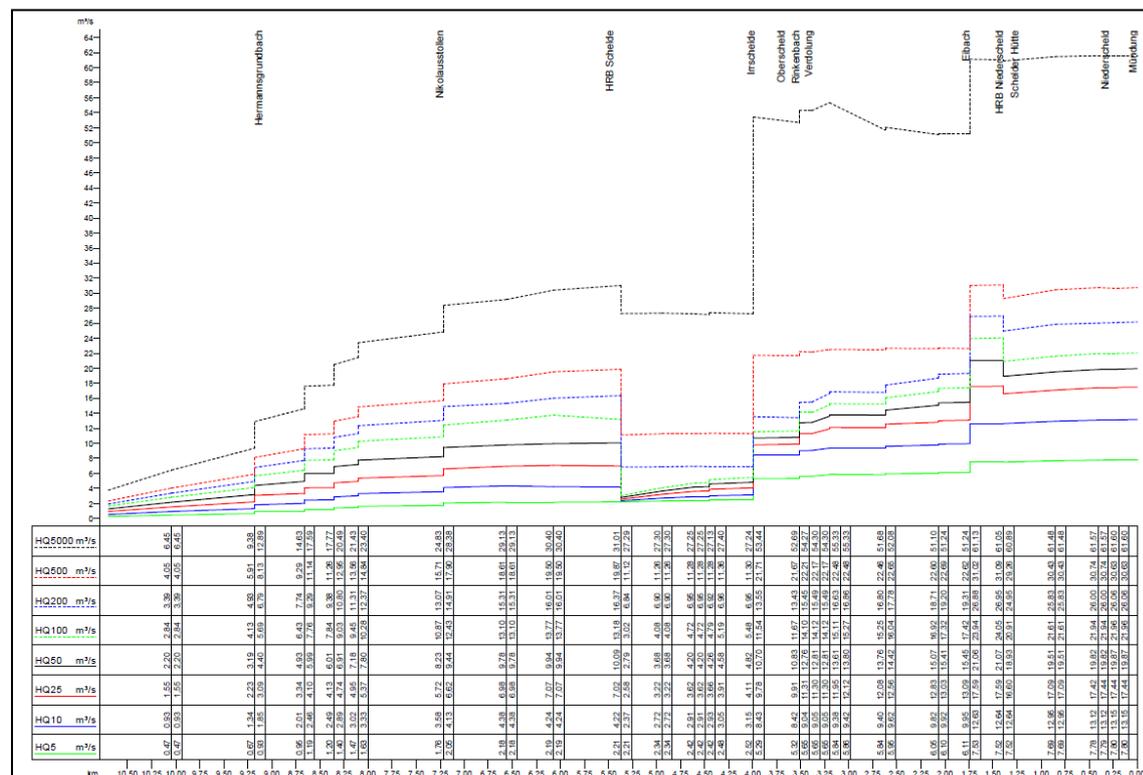


Abbildung 2-6: Auszug aus: Hydrologischer Längsschnitt der Schelde

Im HWSK wurde ermittelt, dass die Verrohrung unterhalb des Beckens mit 29,0 m³/s fast ein HQ₅₀ abführen kann (Hydrotec 2010). Der Basisabfluss des Beckens wurde für den Vollstau daher mit 21,0 m³/s angesetzt. Der hydrologische Längsschnitt (Abbildung 2-6) zeigt die Wirkung des Beckens. Bis zum HQ₁₀₀ fließen aus dem Becken nicht mehr als 21,0 m³/s ab. Der Längsschnitt ist in Anlage 6 größer dargestellt.

Eine weitere Drosselung des Abflusses würde aufgrund der ungesteuerten Drosseln zu unverhältnismäßig großem Einstau führen. Dies bezieht sich nicht nur auf die eingestaute Fläche im Beckenraum, die wesentlich größer wird, sondern auch auf die Einstauhöhe. Aus den Nebenbestimmungen (Hessen.mobil) geht hervor, dass wegen der gewählten Bauweise eines Vorschüttdamms der maximale Wasserstand im Becken unterhalb der Höhe des Straßenkörpers im Damm liegen soll. Würde sich der Wasserstand durch eine Vergrößerung der Einstauhöhe erhöhen, so kann diese Bestimmung nicht mehr gehalten werden. Einen Vergleich zwischen der Einstaufläche beim BHQ₂ und einem potenziell erhöhten Einstau um 10 cm zeigt Abbildung 2-7.

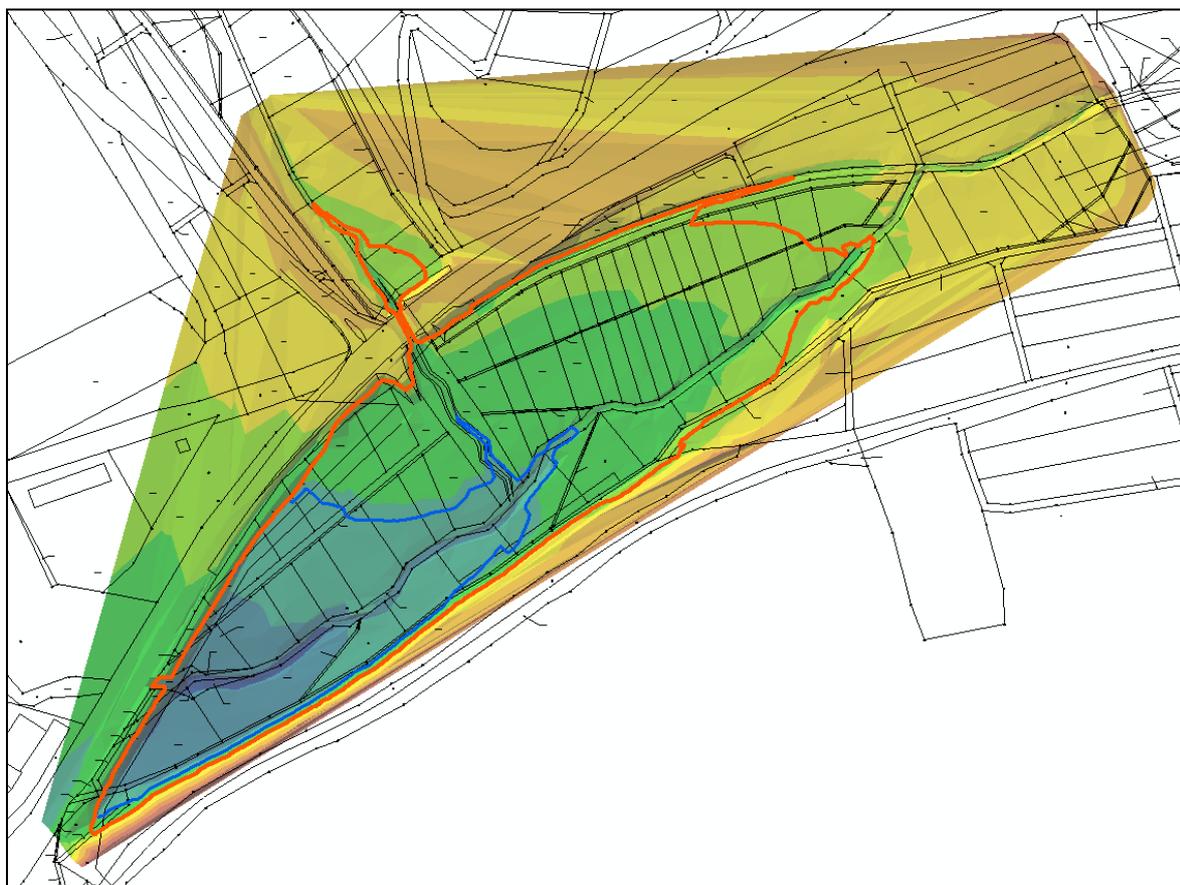


Abbildung 2-7: Vergleich Einstauflächen 237,50 (blau, BHQ₂) und 237,60 (rot) in m ü. NHN vor TIN und Kataster

2.2.4.3 Verbleibende Hochwassergefahr

Die geplanten Maßnahmen bewirken einen Schutz bei Hochwasser bis zu einer festgelegten Wiederkehrzeit (HQ₁₀₀). Wird diese Wiederkehrzeit überschritten, können wieder Überschwemmungen und damit Schäden entlang des Gewässers auftreten, die aber geringer ausfallen als ohne die geplanten Maßnahmen.

Bei einem extremen Hochwasserereignis, vergleichbar zum HW im Sept. 2006 (> HQ_{1.000}), kann das Becken den Abfluss nicht auf ein unschädliches Maß drosseln. Trotzdem zeigen die geplanten Maßnahmen auch bei einem Extremereignis noch Wirkung. Das Hochwasserrisiko für die Bewohner in Niederscheld wird dadurch auch bei Extremereignissen merklich sinken.

Absperr- und Auslaufbauwerk werden so errichtet, dass Abflüsse des BHQ_2 ($HQ_{5.000}$) ohne Versagen der Anlage abgeführt werden können. Die Regelorgane und die HWE-Schwelle sind hydraulisch so dimensioniert, dass größere Abflüsse ($< HQ_{10.000}$) über das kombinierte Auslaufbauwerk abgeleitet werden können, um das Risiko eines Versagens des Absperrbauwerks zu minimieren. Beim Nachweis der hydraulischen Leistungsfähigkeit (s. Kapitel 5.2 und 5.3) wurde ein maximaler Abfluss von $HQ_{10.000} = 66,8 \text{ m}^3/\text{s}$ angesetzt, vgl. Tabelle 2-1.

Durch den Bau des HRBs selbst entstehen aufgrund des Versagensrisikos des Damms zwar neue, jedoch sehr geringe Risiken. Vorgeschriebene, genehmigte Betriebsweisen und regelmäßige Sicherheitsprüfungen vermindern dieses Risiko auf ein Minimum.

Die Unterlieger werden durch die Stadt Dillenburg über die verbleibende Hochwassergefahr informiert, wie im HWSK erläutert. Durch die leichte Erhöhung des geplanten Drosselabflusses von $20 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $21 \text{ m}^3/\text{s}$ steigt die Hochwassergefahr nicht signifikant an. Alle Profile, die $20 \text{ m}^3/\text{s}$ abführen können, sind auch für $21 \text{ m}^3/\text{s}$ ausreichend leistungsfähig. Die den Abfluss begrenzenden Brücken in der Ortslage Niederscheld sollen in Zukunft umgebaut werden. Auch an dem offenen Profil 0+558 direkt oberhalb der Brücke Bitzenstraße kann im Rahmen des Brückenumbaus eine ausreichende Leistungsfähigkeit hergestellt werden.

2.2.5 Wasserwirtschaftliche Bemessung und Stauzielfestlegung

Mit dem N-A-Modell wurden die Zuläufe zum Becken für die unterschiedlichen Bemessungsabflüsse ermittelt. Auch die Auswirkungen auf den HW-Abfluss nach Errichtung des Beckens wurden mit dem N-A-Modell abgebildet. Die Ergebnisse sind in einem hydrologischen Längsschnitt dargestellt, siehe Anlage 6. Die Abflüsse der einzelnen Jährlichkeiten steigen in Fließrichtung stufenförmig an. Sprünge nach oben ergeben sich durch einmündende Nebengewässer, die geplanten Becken senken den Abfluss.

Der Abfluss aus dem Becken erfolgt ungesteuert. Neben dem Grundablass steht dazu ein Betriebsauslass zur Verfügung. Beide weisen Rechteckprofile mit elektrisch angetriebenen Schützen auf, die im Betrieb eine Optimierung der Öffnungsgrößen zulassen. Die Hochwasserentlastung erfolgt über eine ausgerundete Betonschwelle ($b = 5,0 \text{ m}$), die sich oberhalb der Schütze im kombinierten Auslaufbauwerk aus Stahlbeton befindet.

Bei größeren Hochwasserereignissen ($> BHQ_3$) kommt es zur Überströmung der Betonschwelle der Hochwasserentlastung. Zur Berechnung des maximalen Wasserspiegels wurde der Abfluss gemäß Poleni (Bollrich und Preißler 1992) ermittelt.

2.2.6 Hochwassersicherheit (Hochwasserbemessungsfälle 1 und 2)

Im Hinblick auf die Hochwassersicherheit der Stauanlage werden zwei HWBF unterschieden:

Hochwasserbemessungsfall 1: Bemessung der Hochwasserentlastungsanlage

Es ist für die Bemessung der HWE ein Bemessungswasserzufluss

$$BHQ_1 = HQ_{500} = 31,1 \text{ m}^3/\text{s}$$

festgelegt worden.

Die Entlastung erfolgt dabei über eine Betonschwelle und den Betriebsauslass. Der Grundablass, der leistungsfähiger als der Betriebsauslass ist, wird beim hydraulischen Nachweis gemäß der (n-1)-Regel nicht zum Ansatz gebracht.

Hochwasserbemessungsfall 2: Nachweis bei Extremhochwasser

Für den Nachweis der Anlagensicherheit wird der Zufluss

$$BHQ_2 = HQ_{5.000} = 61,0 \text{ m}^3/\text{s}$$

angesetzt.

Ein BHQ_2 muss die Stauanlage ohne globales Versagen überstehen. Die Standsicherheit des Absperrbauwerks darf nicht gefährdet sein.

Die Entlastung erfolgt über die HWE, den Grundablass und den Betriebsauslass. Die (n-1)-Regel ist im HWBF₂ nicht anzuwenden, es werden beim Nachweis alle Auslässe angesetzt.

Restrisikobetrachtung: Nachweis bei Extremhochwasser HQ_{10.000}

Zusätzlich zu den HWBF₁ und HWBF₂ wird zur Beurteilung der Anlagensicherheit noch ein extremer Zufluss als Belastung angesetzt:

$$HQ_{\text{extrem}} = HQ_{10.000} = 66,8 \text{ m}^3/\text{s}$$

Die Entlastung erfolgt, wie beim HWBF₂, über die HWE, den Grundablass und den Betriebsauslass. Die (n-1)-Regel ist nicht anzuwenden, es werden beim Nachweis alle Auslässe angesetzt.

2.2.7 Hochwasserschutz (Hochwasserbemessungsfall 3)

Der HWBF₃ dient der Bemessung des gewöhnlichen Hochwasserrückhalteriums. Er entspricht mit dem HQ₁₀₀ dem Hochwasserschutzgrad des zu schützenden Gebiets:

$$BHQ_3 = HQ_{100} = 24,1 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.2.8 Freibordbemessung

2.2.8.1 Grundlagen

Der Freibord ist der lotrechte Abstand zwischen der Krone des Absperrbauwerks und dem höchsten Stauziel (DIN 19700 Teil 10). Die Freibordhöhe f beinhaltet im Bemessungsfall den Wellenauflauf h_{Au} , den Windstau h_{Wi} und gegebenenfalls den Eisstau h_{Ei} und erforderliche Sicherheitszuschläge h_{Si} (siehe Abbildung 2-8). Die Ermittlung der erforderlichen Freiborde erfolgt gemäß dem DVWK-Merkblatt 246/1997 (ATV-DVWK 1997).

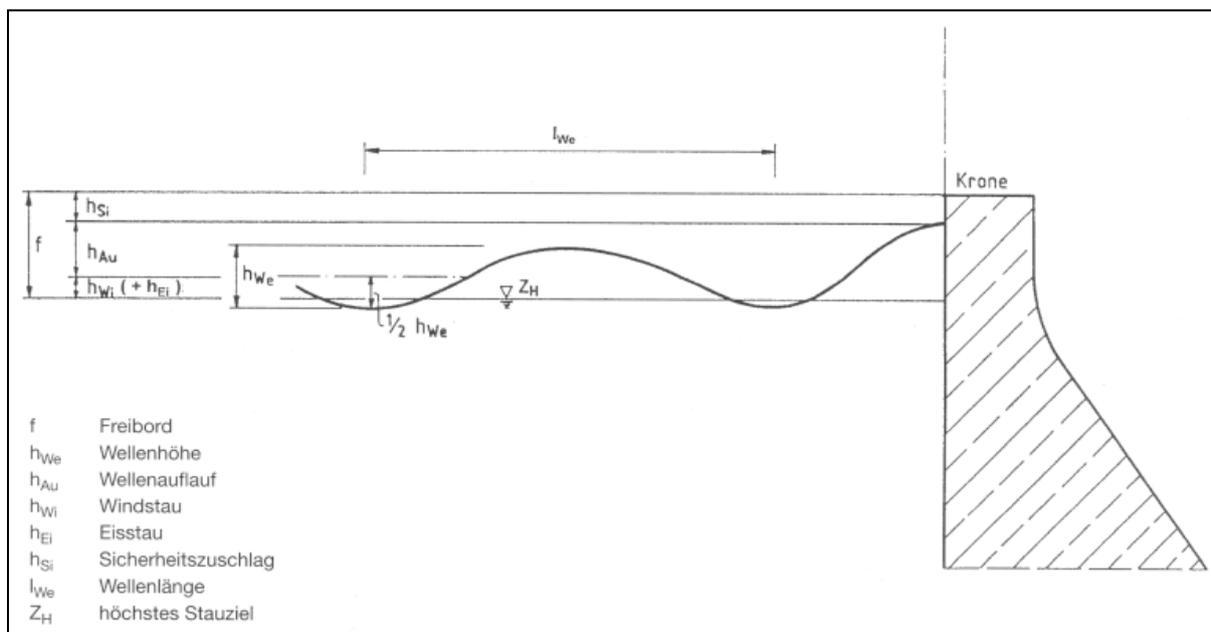


Abbildung 2-8: Freibordanteile gemäß DVWK-Merkblatt

Der notwendige Freibord errechnet sich durch Addition der einzelnen Kompartimente:

$$f = h_{Au} + h_{Wi} + h_{Si} + (h_{Ei}) [m]$$

Im Regelfall schließen sich Einflüsse aus Eis und Einflüsse aus Wellenauflauf oder Windstau gegenseitig aus.

In den folgenden Kapiteln werden zur Ermittlung von Wellenauflauf und Windstau zunächst die Eingangsgrößen für den maßgeblichen HWBF₂ ermittelt und abschließend wird die erforderliche Freibordhöhe bestimmt.

derliche Freibordhöhe berechnet. Verweise auf Tabellen und Formeln in diesem Kapitel beziehen sich, sofern nicht anders angegeben, auf das DVWK-Merkblatt 246/1997.

2.2.8.2 Streichlänge

Die Streichlänge S ist die horizontale Strecke in Windrichtung, auf der durch auf die Wasseroberfläche übertragene Windschubspannungen Wellen und Windstau erzeugt werden. Die Windrichtung senkrecht zum Absperrbauwerk ist als maßgebend anzusetzen, da sie den größten Wellenaufbau verursacht und seltene Windereignisse richtungsunabhängig sind.

Abbildung 2-9 zeigt die vier gewählten Sektoren der Staulinie im Vollstau mit den Winkelangaben und den zugehörigen Streichlängen. Demnach treten mit etwa 100 m die größten Streichlängen in Sektor 3 auf.

$$S_{max} = 100 \text{ m} = 0,10 \text{ km}$$

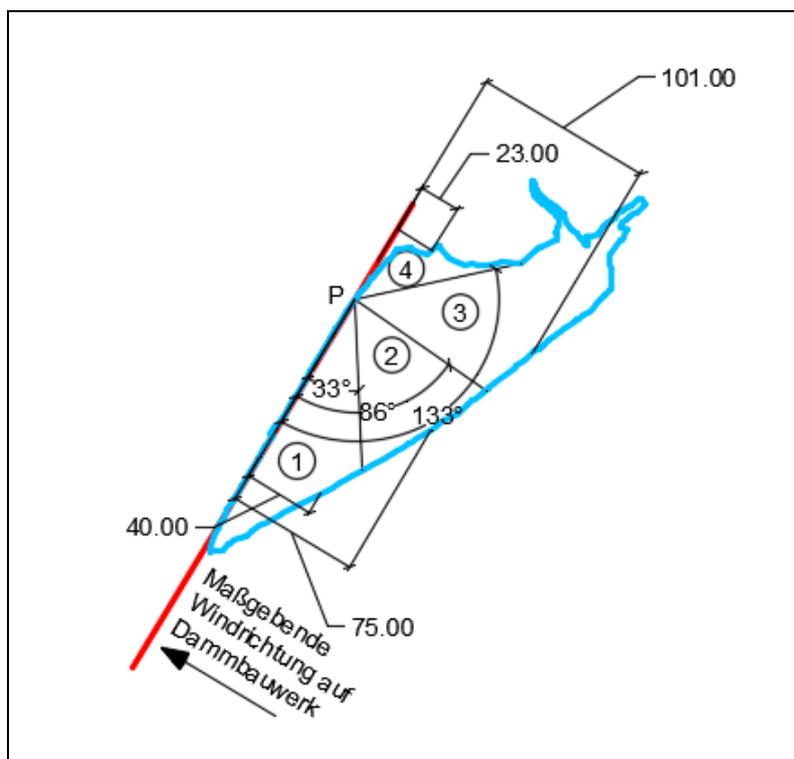


Abbildung 2-9: Staulinie des HRBs Niederscheld und ermittelte Streichlängen

2.2.8.3 Bemessungswind

Die Bemessungswindgeschwindigkeit w_{10} ist die auf das Absperrbauwerk einer Stauanlage gerichtete Windgeschwindigkeit in einer Höhe von 10 m über der Wasseroberfläche. Es wird angenommen, dass sie gleichzeitig mit dem maßgebenden Bemessungswasserstand eintritt.

Nach Beginn der Windeinwirkung auf eine Gewässeroberfläche wird der Seegang nach und nach angeregt, bis nach der Ausreifzeit t_{wi} die Wellenkennwerte nicht mehr zunehmen. Maßgebend wird die während der Ausreifzeit mit einer bestimmten Wiederholungszeitspanne zu erwartende mittlere Windgeschwindigkeit w_{10} betrachtet.

Für das Stundenmittel der Windgeschwindigkeiten werden die Tabellenwerte der Tabelle 1 für eine Wiederholungszeitspanne > 25 Jahre und eine „normale“ Lage des Talraums abgelesen und ein Wert gewählt:

$$20 \leq w_{10} \leq 25 \text{ [m/s]} \text{ für eine Höhe von 200 m}$$

$$21 \leq w_{10} \leq 26 \text{ [m/s]} \text{ für eine Höhe von 400 m}$$

$$\rightarrow \text{Gewählt: } w_{10} = 21 \text{ m/s}$$

2.2.8.4 Ausreifzeit

Die Ausreifzeit t_{wi} wurde nach Formel 2 näherungsweise berechnet und ergibt sich zu

$$t_{wi} = 10 * S \text{ [min]}$$

$$\rightarrow t_{wi} = 10 * 0,10 = 1,0 \text{ [min]}$$

2.2.8.5 Wellenkennwerte und Wellenaufbau

Die zu ermittelnden maßgebenden Wellenkennwerte sind

- die mittlere Wellenhöhe h_{we}
- die mittlere Wellenperiode T_{we}
- die mittlere Wellenlänge l_{we}

Für die Ermittlung der Wellenkennwerte gibt es in der Literatur eine Vielzahl von Verfahren, die sich u. a. hinsichtlich der berücksichtigten Einflussgrößen und der Bedingungen, unter denen sie abgeleitet wurden, unterscheiden.

Dem Merkblatt liegt das Verfahren nach Krylov (Krylov, Strekalov und Tsyplukhin 1976) zugrunde, welches auch hier Verwendung fand. In die Ermittlung der einzelnen Berechnungsfaktoren fließen geometrische Aspekte und ein Rauheitsansatz für die Dammböschung ein. Mit Gleichung 4 wurden die mittleren partiellen Wellenhöhen für die vier Sektoren ermittelt. Unter Verwendung der Spektralfaktoren a_i wurde aus den mittleren partiellen Wellenhöhen die mittlere Wellenhöhe h_{we} im zu untersuchenden Punkt P bestimmt.

$$h_{we,i} = \frac{w_{10}^2 * 0,16}{g} * \left\{ 1 - \frac{1}{[1 + 0,006 * \sqrt{s_i^*}]^2} \right\} * \tanh \left\{ 0,625 * \frac{(d_i^*)^{0,8}}{1 - \frac{1}{[1 + 0,006 * \sqrt{s_i^*}]^2}} \right\}$$

Mit $d_i^* = \frac{g * d_i}{w_{10}^2}$

$$s_i^* = \frac{g * S_i}{w_{10}^2}$$

Aus den mittleren partiellen Wellenhöhen $h_{we,i}$ lässt sich h_{we} wie folgt berechnen:

$$h_{we} = \sqrt{\sum_{i=1}^n (a_i * h_{we,i}^2)}$$

Die mittlere Wellenperiode wird berechnet zu:

$$T_{we} = \frac{6,2 * w_{10} * \pi}{g} * \left[\frac{g * h_{we}}{w_{10}^2} \right]^{0,625}$$

Die mittlere Wellenlänge l_{we} kann näherungsweise in Abhängigkeit von der mittleren Wellenperiode T_{we} und der Wassertiefe d am Absperrbauwerk iterativ bestimmt werden (Gleichung 8):

$$l_{we} \approx \frac{g * T_{we}^2}{2 * \pi} * \tanh \left(\frac{2 * \pi * d}{l_{we}} \right)$$

Wellen können entweder schwingen oder branden. Beide Arten des Wellenaufbaus sind zu bestimmen und in unterschiedlichen Lastfällen (LF) zu einem maximal benötigten Freibord zusammenzurechnen.

2.2.8.5.1 Schwingende Wellen

Für geneigte und/oder raue Wände mit Neigungen steiler als 1 : 0,2 lässt sich die Auflauhöhe bei orthogonal anlaufenden, schwingenden Wellen nach (Wagner 1974) bestimmen:

$$h_{Au,x \%} = \frac{0,5 * h_{We,x \%} * (\sqrt{2} * \cos \alpha + 1) * (1 + R)}{\frac{1}{\cos B} - 2 * \pi * \frac{h_{We}}{l_{We}} * (\sqrt{2} * \cos \alpha + \tan B) * \cot \alpha}$$

Mit $B = 1,11 * \cos \alpha$

$$R = k_D * d_R * \tanh \left[\frac{0,1 * \tan^2 \alpha}{\frac{h_{We}}{l_{We}}} \right]$$

Oberfläche der wasserseitigen Böschung: Rasen

→ $k_D * k_R = 0,8$; Tabelle 5

Dammneigung: 1 : 2

→ $\alpha = 26,57^\circ$

2.2.8.5.2 Brandende Wellen

Für den orthogonalen Wellenaufbau bei brandenden Wellen lässt sich die Auflauhöhe aufgrund der Energiedissipation in der Brandungszone nur durch empirische Beziehungen angeben. Der Wellenaufbau wurde nach Formel 11 (Hunt 1959) berechnet.

$$h_{Au,x \%} = k_D * k_R * k_x * \sqrt{h_{We} * l_{We}} * \tan \alpha$$

Oberfläche der wasserseitigen Böschung: Rasen

→ $k_D * k_R = 0,8$; Tabelle 5

Dammneigung: 1 : 2

→ $\alpha = 26,57^\circ$

Es wurde bei der Berechnung der mittleren Wellenlänge l_{We} ein Umrechnungsfaktor von 2,4 (für Erddämme) bei einer einprozentigen Überschreitungswahrscheinlichkeit für die Wellenhöhe aus Tabelle 4 entnommen.

2.2.8.6 Windstau

Für den Windstau konnte keine Pauschale angesetzt werden, da die in Tabelle 7 angegebenen Verhältnisse ($S < 1.500 \text{ m}$, $d > 6 \text{ m}$) nicht gegeben sind.

Daher wurde der Windstau mit der sog. Zuiderseeformel berechnet, nach der sich die Freibordhöhe wie folgt ergibt:

$$h_{Wi} = \frac{w_{10}^2 * S * \cos \beta}{4861110 * d}$$

Mit β = Winkel zwischen der maßgebenden Windrichtung und der angesetzten Streichlänge
 d = mittlere Wassertiefe

2.2.8.7 Sicherheitszuschlag

Der Sicherheitszuschlag h_{Si} im Freibord f soll Unwägbarkeiten abdecken und wurde bei der Berechnung der erforderlichen Freibordhöhe mit $h_{Si} = 0,5 \text{ m}$ berücksichtigt.

2.2.8.8 Berechnung Mindestfreibord

Der erforderliche Freibord setzt sich am Standort Niederscheld aus Wellenaufbau, Windstau und einem Sicherheitszuschlag zusammen. Auf den Ansatz von Eisstau wurde verzichtet, da

es sich um ein Trockenbecken handelt und die bisher aufgetretenen Hochwasserereignisse allesamt im Sommer auftraten, vgl. HWSK (Hydrotec 2010). In Tabelle 2-2 ist die Berechnung der einzelnen Teilbeiträge der Freibordhöhen für den HWBF₂ tabellarisch dargestellt. Größer zu sehen ist die Berechnung in Anlage 8.

Tabelle 2-3 zeigt das Ergebnis der Berechnung des Mindestfreibords in unterschiedlichen Lastfällen und die Prüfung, ob die geplanten Freibordhöhe ausreichend ist.

Tabelle 2-2: Freibordermittlung HWBF₂ Niederscheld

								Dammitte		
								5		
w_{10} (s. Tab.1)	$K_{h_{we}}$ (s. Tab.4)	Sektor	Winkel [°]	a_i^*	a_i	S_i	S_i^*	d_i^*	$h_{we,i}$	$a_i^*h_{we,i}^2$
normale Lage			0	0,0000						
21	2,4	1			0,0379	40	0,8895	0,11119	0,0807	0,0002
300 m ü. NHN			33	0,0379						
α	β	2			0,4177	75	1,6678	0,11119	0,1102	0,0051
1 : 2			86	0,4556						
26,57	0	3			0,4420	101	2,2460	0,11119	0,1277	0,0072
			133	0,8977						
$k_D^* k_R$ (s. Tab.5)	k_X (s. Tab.6)	4			0,1023	23	0,5115	0,11119	0,0614	0,0004
			180	1,0000						
0,8	2,4									
d		Summe [m ²]								0,0129
a.d. Staumauer		h_{we} [m]								0,11
4,5		T_{we} [s]								0,99
		l_{we} [m]								1,54
		$h_{we,1\%}$ [m]								0,27
B	R	$h_{Au,1\%}$ [m] brandende Wellen								0,40
0,1478	0,261	$h_{Au,1\%}$ [m] schwingende Wellen								0,46
		h_{wi} [m] pauschaler Ansatz								0,05
S_i max	h_{si}	h_{wi} [m] Zuiderseeformel								0,00
101	0,50									

Tabelle 2-3: Ermittlung der erforderlichen Freibordhöhen in unterschiedlichen Lastfällen

Kompartiment	LF 1	LF 2
$h_{Au,1\%}$ in m (brandende Wellen)	0,40	
$h_{Au,1\%}$ in m (schwingende Wellen)		0,46
h_{wi} in m (Zuiderseeformel)	0,00	0,00
h_{si} in m	0,50	0,50
f_{gesamt} in m	0,90	0,96
f _{vorhanden}	1,00	1,00
Prüfung	O.K.	O.K.

2.2.9 Wasserwirtschaftsplan

Bei HRB ist die Erstellung eines Wasserwirtschaftsplans in der Regel nur bei HRB mit Dauerstau und mit steuerbaren Auslässen erforderlich. Beim HRB Niederscheld handelt es sich um ein Trockenbecken ohne Dauerstau. Der Drosselabfluss $Q_{Drossel}$ wird über fest eingestellte Schütze an Betriebsauslass und Grundablass abgegeben. Eine Veränderung der Schützstellungen kann aufgrund von Erfahrungen im Betrieb des Beckens erforderlich werden und ist dann ohne baulichen Aufwand möglich.

Tabelle 2-4 zeigt, dass erst beim Erreichen des Stauziels (Schutzgrad $HQ_{100} = BHQ_3$) ein Basisabfluss von rund $21,0 \text{ m}^3$ abgegeben wird. Damit ist auch die Einhaltung des in Kapitel 2.2.2 geforderten maximalen Abflusses von nicht mehr als $29 \text{ m}^3/\text{s}$ Rechnung getragen.

Tabelle 2-4: Zu- und Abflüsse sowie Stauvolumina und Einstaudauern nach Jährlichkeit

Jährlichkeit a	Zufluss m^3/s	Abfluss m^3/s	Volumen m^3	Einstaudauer h
HQ ₅	7,5	7,5	0	
HQ ₁₀	12,6	12,6	0	
HQ ₂₀	16,1	16,1	1.041	01:35
HQ ₂₅	17,6	16,6	2.341	01:50
HQ ₅₀	21,1	18,9	7.587	02:10
HQ ₁₀₀	24,1	20,9	13.870	02:25
HQ ₂₀₀	26,9	23,1	16.400	03:55
HQ ₅₀₀	31,1	25,4	19.181	04:10
HQ _{5.000}	61,0	48,0	30.282	04:50
HQ _{10.000}	66,8	52,8	31.442	04:55

Um eine größtmögliche ökologische Durchgängigkeit des Absperrbauwerks zu erreichen, ist der Grundablass (Ökogerinne) beim Normalabfluss permanent vollständig geöffnet. Bei höheren Abflüssen und einem damit verbundenen Einstau wird der Grundablass bei einem Wasserstand von 90 cm automatisiert geschlossen werden, sodass der Abfluss aus dem Becken über den Betriebsauslass erfolgt.

Für den abgestimmten Betrieb und die zentrale Steuerung der drei anderen HRB im Einzugsgebiet werden die hydrologischen Verhältnisse im Gesamtgebiet und die Betriebsdaten aller Einzelbecken zeitnah erfasst, verfügbar gehalten und aufeinander abgestimmt. Die im Beckenraum ermittelten Messwerte des Wasserstandspegels werden online an einen Daten-server der Stadt Dillenburg übertragen. Neben einer Dokumentation von Einstauereignissen am Standort Niederscheld ist so eine gezielte Steuerung der Drosselorgane der oberhalb gelegenen HRB möglich (vgl. Kapitel 5 und 6).

Das vorliegende detaillierte Flussgebietsmodell kann als Grundlage für einen optimierten Betrieb verwendet werden. Mit einer Rechenzeit von nur wenigen Minuten sind eine verlässliche Vorhersage und eine schnelle Reaktion auf die hydrologischen Gegebenheiten möglich.

2.3 Systeme von Hochwasserrückhaltebecken

Systeme von Hochwasserrückhaltebecken bestehen aus mehreren HRB, die hydrologisch als Einheit mit dem Ziel zusammenwirken, auch bei unterschiedlichen Belastungen einen sich gegenseitig ergänzenden, flächenhaften optimalen Hochwasserschutz sicherzustellen.

Gemäß DIN 19700–12 sind für die $HWBF_1$ und $HWBF_2$ bei Systemen von mehreren Hochwasserrückhaltebecken die Auswirkungen des Ausfalls der Retentionswirkung einer oberstrom liegenden Anlage zu bewerten. So ist es möglich, bei der Ermittlung des BHQ_1 in einem Verbund das wirksamste Becken des Systems als nicht wirksam anzusetzen. Bei der Ermittlung des BHQ_2 hingegen können alle Becken angesetzt werden, um sowohl die Versagensrisiken während der Planung weiterer Becken zu berücksichtigen, als auch einen möglichst effektiven Hochwasserschutz zu erzielen.

Für den Standort Niederscheld sind oberhalb drei weitere Rückhaltebecken (HRB Eibach, Tringensteiner Schelde, Schelde) geplant. Daher ist bei der Ermittlung der Hochwassersicherheit eines Verbunds eines dieser Becken als nicht wirksam anzusetzen.

Dazu wurde der theoretische Mehrzufluss von oberhalb für den Fall ermittelt, dass eines der Becken nicht wirksam arbeitet.

Dem HRB Niederscheld fließen im Planzustand bei einem HQ_{500} 31,1 m³/s zu.

Tabelle 2-5: Ermittlung des wirksamsten Beckens oberhalb des HRBs Niederscheld

Name HRB oberhalb	Volumen geplant m ³	Zufluss m ³ /s		Drosselmenge m ³ /s	Mehrzufluss m ³ /s		Fiktiver Zufluss Niederscheld m ³ /s	
		HWBF ₁	HWBF ₂		HWBF ₁	HWBF ₂	HWBF ₁	HWBF ₂
Eibach	11.700	5,3	8,4	1,3	4,0	7,1	35,1	38,2
Tringensteiner Schelde	40.000	19,4	31,6	5,0	14,4	26,6	45,5	57,7
Schelde	69.000	19,9	31,0	2,0	17,9	29,0	49,0	60,1

Laut Tabelle 2-5 ist das HRB Schelde nicht nur das größte Becken, sondern bedingt bei einem Ausfall auch den größten Mehrzufluss. Dennoch liegt der neue sich einstellende, fiktive Zufluss im HWBF₁ zum HRB Niederscheld unterhalb des HWBF₂ des Beckens.

Der Zufluss liegt auch unterhalb des maximal betrachteten Zulaufs $HQ_{10.000}$ (66,8 m³/s).

Sollte die Steuerung eines oberhalb liegenden Beckens versagen und eine fast ungedrosselte Abflussschwelle zum HRB Niederscheld geleitet werden, kann somit der erhöhte Zufluss gedrosselt abgeleitet werden. Der Nachweis der Leistungsfähigkeit der Drosselorgane ist in Kapitel 5.5 enthalten.

In diesem Zusammenhang ist die Restrisikobetrachtung der HRB zu berücksichtigen. Schutzziel der Anlagen ist das HQ_{100} , höhere Abflüsse werden nur geringfügig abgemindert und können weiterhin zu Hochwasserschäden führen (s. a. Kapitel 2.2.6). Einen umfassenden Schutz vor Hochwasser kann es nicht geben.

Auch für Systeme von HRB gelten die im vorigen Kapitel angesprochenen Vorgaben zur Erfassung und Online-Bereitstellung der Betriebsdaten sowie der zentralen Steuerung der Drosselorgane der beteiligten HRB.

2.4 Ökologische Randbedingungen

Es soll ein homogener Erddamm als Vorschüttdamm errichtet werden, der wasserseitig begrünt ist und sich mit seiner Böschungsneigung von 1 : 2 gut in das Landschaftsbild einpasst.

Um die ökologische Durchgängigkeit des Gewässers am Beckenstandort zu gewährleisten, soll das kombinierte Auslaufbauwerk offen ausgeführt werden und mit einem Ökogerinne mit naturraum-typischem Sohlssubstrat versehen werden. Ein Schnitt durch das Auslaufbauwerk ist in Anlage 4 zu finden.

Die Abbildung 2-10 (Quelle: Hessisches Ministerium für Umwelt, Klimaschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz HMUKLV, online: <http://natura2000-verordnung.hessen.de>) zeigt, dass der gewählte Beckenstandort innerhalb eines Flora-Fauna-Habitat-Gebiets (FFH-Gebiet 5215-306 „Dill bis Herbom-Burg mit Zuflüssen“) liegt. Die im Beckenraum vorhandenen, ökologisch wertvollen Strukturen, wie der gewässerbegleitende Gehölzsaum, sind weitestgehend zu erhalten. Weitere Informationen zum FFH-Gebiet und den damit verbundenen Einschränkungen sind in den Ausführungen des Büros AVENA zu finden.

Damit der Eingriff in den Naturraum so gering wie möglich ausfällt, ist das Material zur Aufschüttung des Damms nicht aus dem Beckenraum zu entnehmen. Der Standort des Damms liegt auf landwirtschaftlich genutzter Fläche. Ein Auswaschen von Kalk aus dem für den Dammbau verwendeten Zementbinder ist zu unterbinden.

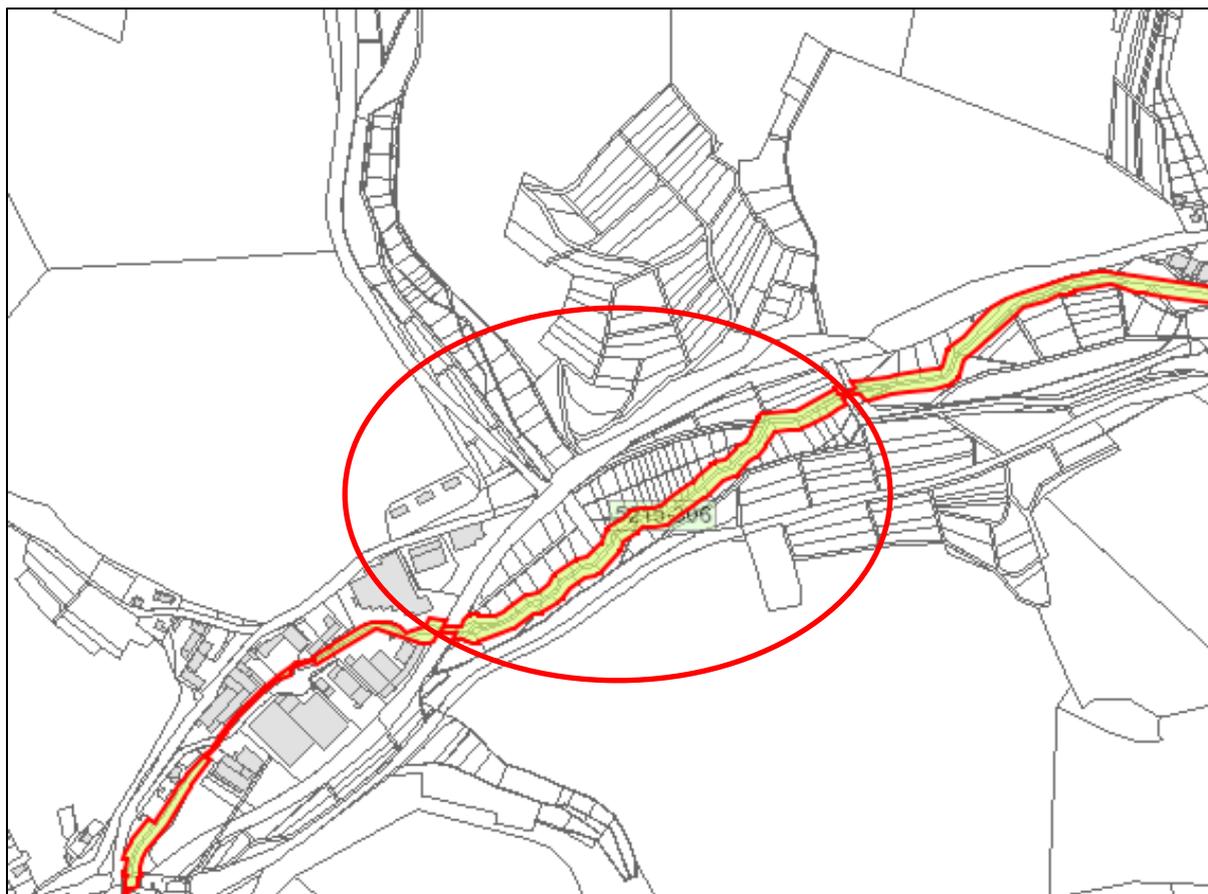


Abbildung 2-10: FFH-Schutzzone im Beckenstandort HRB Niederscheld

Zur Verbesserung der aquatischen Durchgängigkeit können zudem drei im Beckenraum vorhandene, teilweise verfallene Sohlabstürze rückgebaut werden, siehe Deckblatt und Abbildung 2-11.

Für eine solche Baumaßnahme ist grundsätzlich zu prüfen, ob eine Umweltverträglichkeitsprüfung (UVP) durchgeführt werden muss. Folgende Punkte sind zur Prüfung einer UVP-Pflicht für ein Vorhaben zu betrachten:

- die Merkmale des Bauvorhabens
- die Situation im Istzustand des betroffenen Gebiets
- die Auswirkungen des Vorhabens auf Schutzgüter im Planungsraum

Grundlage dafür bildet das Gesetz über die Umweltverträglichkeitsprüfung (UVPG), hier insbesondere § 3 zur Feststellung der UVP-Pflicht. Eine ausführliche Beschreibung des Istzustands und eine Bewertung der Auswirkungen eines Beckenbaus am gewählten Standort sind in der separaten Vorprüfung zur Umweltverträglichkeitsprüfung gemäß § 3 UVPG untersucht worden. Die Ergebnisse sind in den entsprechenden Fachbeiträgen des Büros AVENA enthalten.

Demnach können zusammenfassend erhebliche Beeinträchtigungen für die Erhaltungsziele des Lebensraumtyps (LRT) 3260 (Fließgewässer¹) ausgeschlossen werden. Die LRT 6431 (Hochstaudenfluren) und 6510 (Mähwiesen) sowie der prioritäre LRT *91E0 (Erlen-Eschenwälder) werden wahrscheinlich erheblich beeinträchtigt.

¹ Hier werden lediglich Kurzformen der einzelnen Lebensraumtypen zur Verständlichkeit des Nachweises genannt. Genaue Bezeichnungen und die zugehörigen Beschreibungen sind der FFH-Vorprüfung zu entnehmen.

Eine erhebliche Beeinträchtigung der Zielart Groppe (*Cottus gobio*) ist bei Berücksichtigung der in der „Artenschutzrechtlichen Vorprüfung“ genannten Minimierungsmaßnahmen nicht gegeben.

Zusammenfassend kommt die FFH-Verträglichkeitsvorprüfung für das FFH-Gebiet „Dill bis Herborn-Burg mit Zuflüssen“ (5215-306) zu der Ergebnisaussage, dass erhebliche Beeinträchtigungen für die Erhaltungsziele des FFH-Gebiets nicht ausgeschlossen werden können. Im Rahmen der Erstellung des landschaftlichen Begleitplans werden daher Kohärenzmaßnahmen für die LRTs 6431, 6510 und *91E0 entwickelt. Bei Durchführung dieser Kohärenzmaßnahmen ist mit einer erheblichen Beeinträchtigung der Erhaltungsziele des genannten FFH-Gebiets nicht zu rechnen.

Bauzeitlich unvermeidbare, nachteilige Auswirkungen auf nahezu alle Schutzgüter treten zwar auf, werden aber nach Abschluss der Bauarbeiten und wirksamer Umsetzung der vorgeschlagenen Kompensationsmaßnahmen in nahezu allen Fällen ausgeglichen.

Kurzzeitige, bauzeitliche Gefährdungen der Gewässerqualität sind im Rahmen der Ausführungsplanung zu identifizieren, ein Auftreten während der Bauzeit auszuschließen. Entsprechende Maßnahmen zur Vermeidung von bauzeitlichen oder baubedingten Gefährdungen sind im allgemeinen Bestandteil der Nebenbestimmungen der Plangenehmigung, bzw. der Planfeststellung.

Insgesamt ist das Vorhaben somit unter Auflagen umweltverträglich.



Abbildung 2-11: Vorhandener Sohlabsturz im Beckenraum

2.5 Untergrund

Im Rahmen der geotechnischen Hauptuntersuchung zum Dammbauprojekt Niederscheld wurden durch das Büro SL-Geotechnik, Gießen, Untersuchungen zum Baugrund des Damms durchgeführt. Die Unterlagen zur Untersuchung (Text und Anlagen) sind ebenfalls Teil der Antragsunterlagen.

2.5.1 Untersuchungsphase 1

Ziel der ersten Untersuchungsphase war die geotechnische/geohydraulische Erkundung der Untergrund- bzw. Grundwasserverhältnisse im Bereich der geplanten Dammaufstandsfläche sowie des luft- und wasserseitigen Beckenraums. Die Voruntersuchungen umfassten die Durchführung von zehn Rammkernsondierungen (RKS), acht mittelschweren Rammsondierungen (DPM) sowie eine schichtorientierte Probennahme der anstehenden Erdstoffe.

Die Sondierstellen sind in Lage und Höhe aufgemessen und in Karten dargestellt worden. Einen Ausschnitt des Lageplans zeigt Abbildung 2-12.

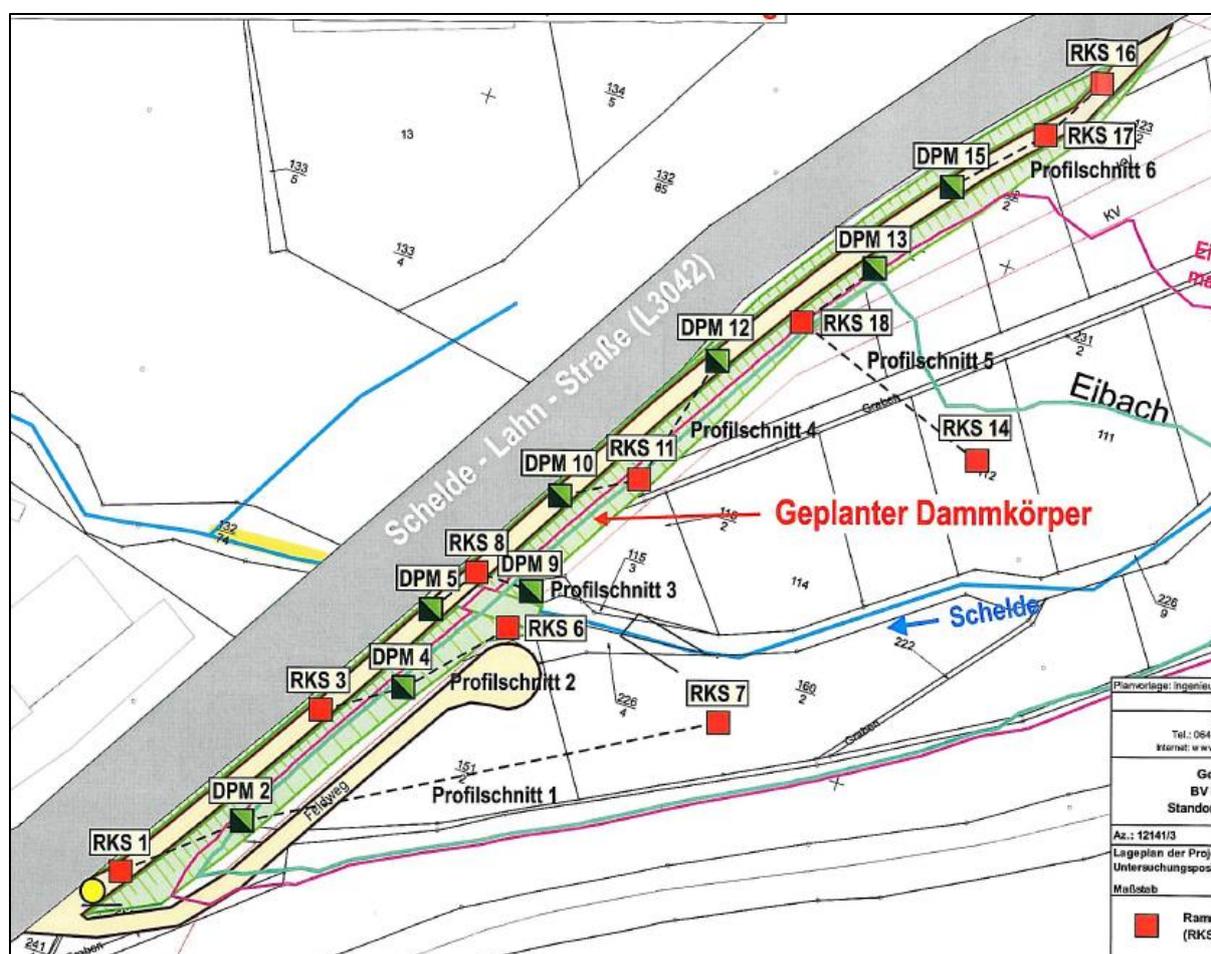


Abbildung 2-12: Sondierstellen Voruntersuchung HRB Niederscheld

An ausgewählten Bodenproben wurden bodenmechanische Laborversuche durchgeführt und folgende Parameter bestimmt:

- Wassergehalt
- Glühverlust
- Zustandsgrenzen
- Kornverteilung

Die geologische Basis wird im Bereich des Damms von devonischen, marinen Basalten und Basalttuffen gebildet. Oberflächennah ist der Basalt/Basalttuff i. d. R. stark verwittert bis zersetzt. Über den Verwitterungsprodukten liegen quartäre Terrassen- sowie Hangschuttablagerungen in größerer Mächtigkeit. Darüber liegen i. d. R. humose Auenlehme.

Im Bereich der Dammsohle wurden fast an allen Untersuchungspositionen (Ausnahmen: RKS 1, 6) natürliche Lehme vorgefunden. In den RKS 1 und 6 stehen zuoberst Auffüllungen in Form von Erdaushub, Felsbruch sowie geringe Anteile an Bauschutt und Ziegelbruch an. Die Sondierstellen wurden auf Grund- und Schichtenwasser untersucht.

2.5.2 Untersuchungsphase 2 und Nachweise EC 7

Die für die geotechnischen Standsicherheitsnachweise erforderlichen Informationen konnten aus den Sondierergebnissen der Untersuchungsphase 1 nur überschlägig abgeleitet werden. Es wurden in einer zweiten Phase Zusatzerkundungen vorgenommen, um weiterführende Erkenntnisse zum Aufbau des Grundgebirges (Felsbeschaffenheit, Wasserwegsamkeit) und zur hydraulischen Durchlässigkeit der Deckschichten (Lehm und Hangschutt) zu gewinnen.

Dazu wurden neben zwei Kernbohrungen (bis 15 m unter GOK), zwei weitere RKS, eine DPM, vier Versickerungstests, zwei Baggerschurfe, vier Versickerungstests und ergänzende bodenmechanische Versuche (u. a. Bestimmung der Scherfestigkeit und des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts, Ermittlung von Zustandsgrenzen) durchgeführt. Die Sondierstellen der Hauptuntersuchung wurden ebenfalls in Lage und Höhe aufgemessen und in Karten dargestellt, siehe Abbildung 2-13.

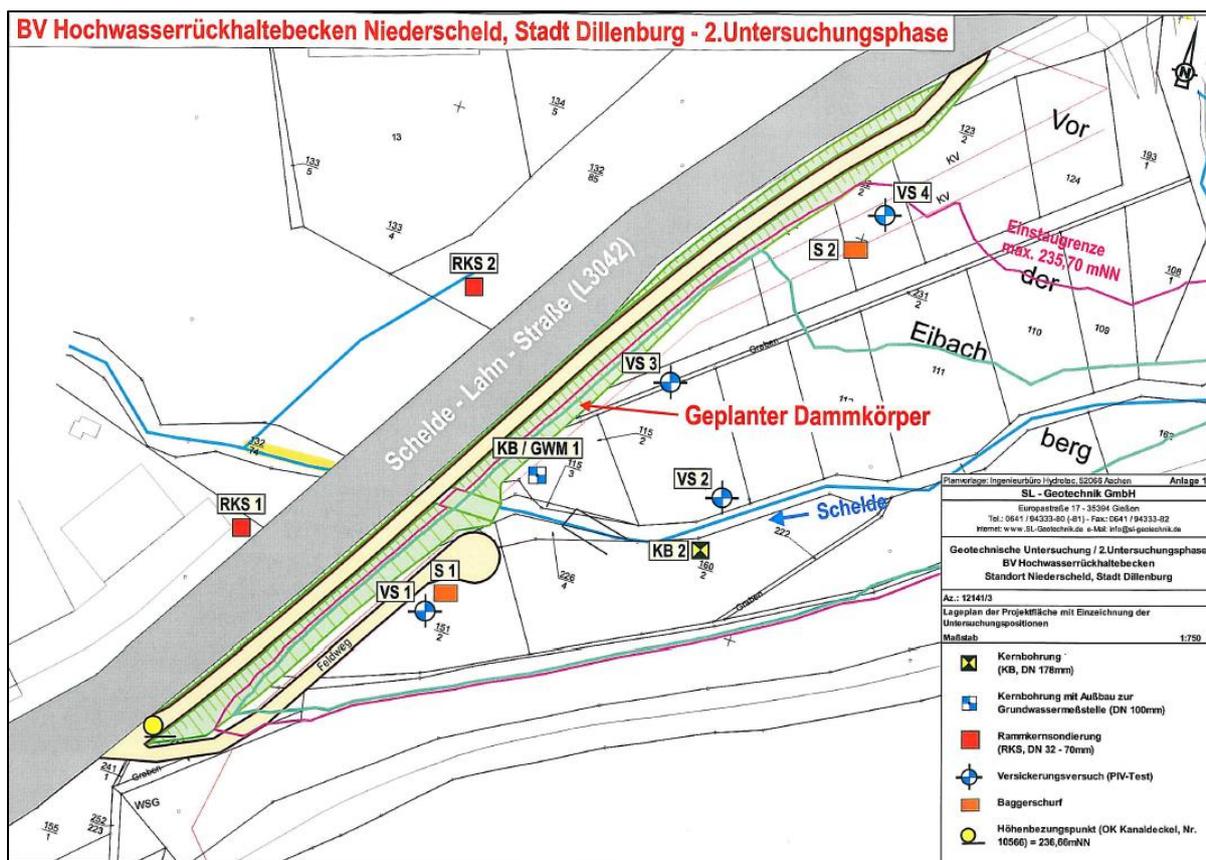


Abbildung 2-13: Sondierstellen Hauptuntersuchung HRB Niederscheld

Die notwendigen Berechnungen für die Gesamtstandsicherheit nach EC 7 konnten abschließend vorgenommen werden, siehe Kapitel 4.2. Abschließend wurden Empfehlungen zum Dammbau gegeben, die in gekürzter Form hier in Kapitel 4 zu finden sind. Detaillierte Vorgaben für den Dammbau sind in der noch ausstehenden Ausführungsplanung zu einem späteren Zeitpunkt zu definieren.

2.5.3 Empfehlungen des Bodengutachters

Für die weitere Planung und auch für die Bauausführung ist grundsätzlich zu berücksichtigen, dass die nachfolgenden, allgemeinen Ausführungsvorschläge Berücksichtigung finden, da diese grundlegender Bestandteil der in Kapitel 6.4 des Bodengutachtens geführten Nachweise sind. Dazu gehören:

- Im Bereich der Dammbasis ist der humose Oberboden abzuschleifen.
- Die Flanke des Verkehrsdamms ist von der Vegetation zu befreien und abgetrept zu profilieren.
- Die Dammbasis ist durch Einfräsen von hydraulischen Bindemitteln (z. B. Kalkzementmischbinder) zu vergüten und dynamisch vorzuverdichten.
- Der Dammkörper ist aus homogenem, bindigem Material mit nur geringem Kiesanteil (Bodengruppen: TL, TM, TA, UL, UM, UA, SU*) zu errichten. Das Material ist durch Beigabe von hydraulischen Bindemitteln zu konditionieren.
- Die wasserseitig aufzubringende Dichtschürze ist aus Lehmmaterial (Fremdmaterial, ggf. mit Bentonit vergütet, $d = \text{mind. } 1,5 \text{ m}$) oder mittels Bentonitmatten/Folie aufzubauen.

2.6 Varianten der Vorplanung und Wahl der Vorzugsvariante

Im Rahmen der Vorplanung wurden am ausgewählten Beckenstandort zwei Varianten mit unterschiedlicher Lage der Absperrdämme untersucht und bewertet, siehe Abbildung 2-14.

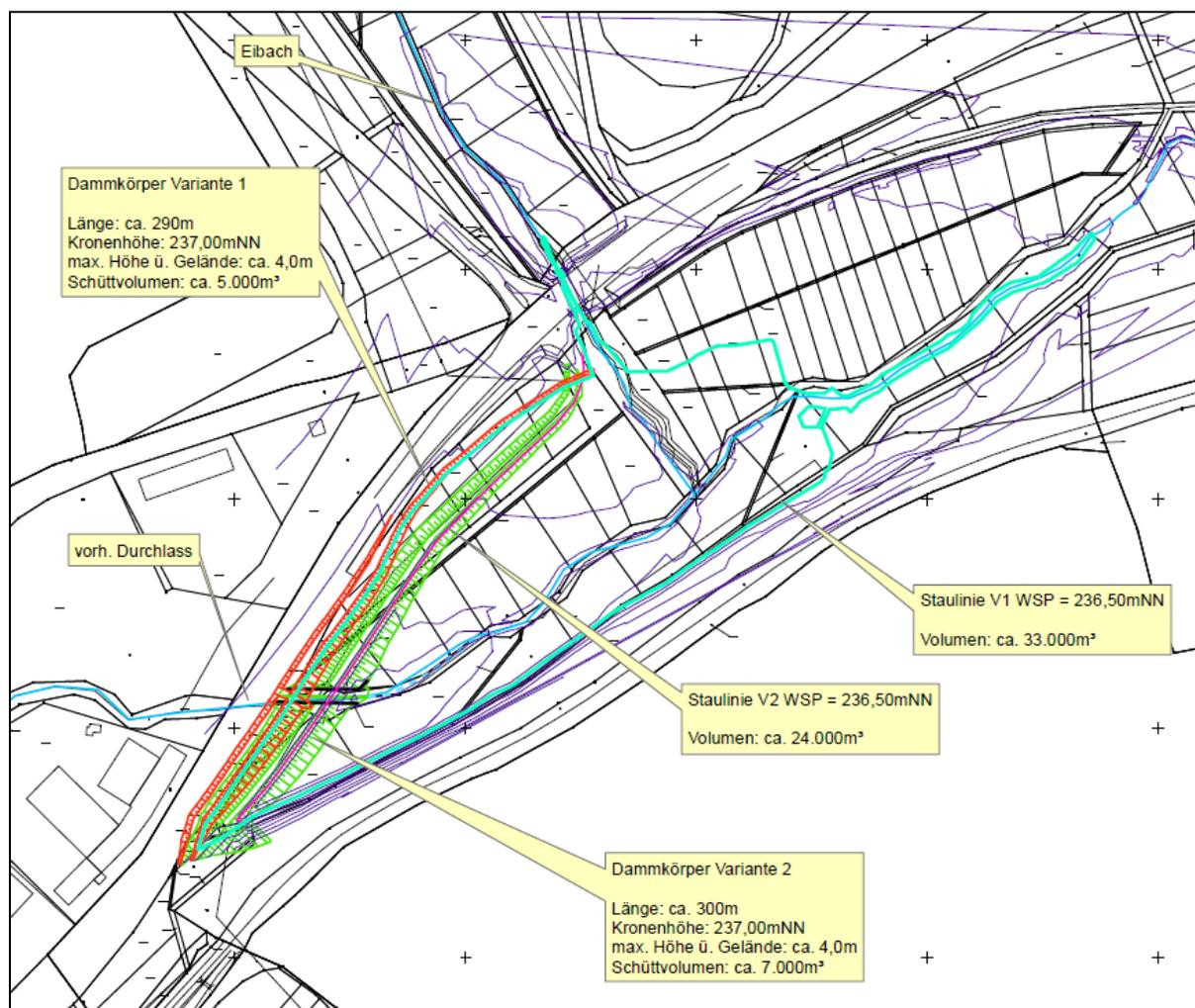


Abbildung 2-14: Dammvarianten der Vorplanung

In Variante 1 wurde der Dammkörper direkt an den bestehenden Straßendamm anmodelliert, in Variante 2 ist zwischen den Dämmen des HRBs und der Straße ein kleiner Versatz. Die Kronenhöhe von 237,00 m ü. NHN ist in beiden Varianten gleich. Die Lage der Dämme im TIN ist in Abbildung 2-15 zu sehen (Blick gegen die Fließrichtung).

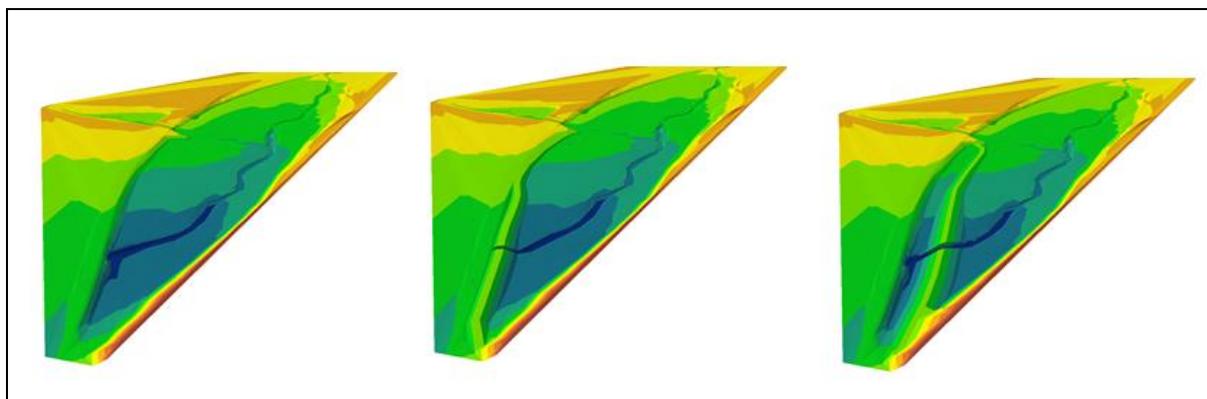


Abbildung 2-15: Istzustand Beckenraum sowie Dammvarianten 1 und 2 (v. l. n. r.) der Vorplanung

Für alle Dammvarianten wurde unter Berücksichtigung eines Freibords von 0,5 m das maximal aktivierbare Volumen und der resultierende Einstaubereich (maximale Stauffläche bei BHQ_2) ermittelt.

Während in Variante 1 ein Volumen von ca. 33.000 m³ aktiviert werden kann, kann in Variante 2 nur ein Volumen von 24.000 m³ eingestaut werden.

Für die weiteren Planungsschritte der Entwurfs- und Genehmigungsplanung wurde aufgrund des größeren aktivierbaren Volumens und dem näheren Verlauf des Damms an der Straße zunächst Variante 1 als Vorzugsvariante gewählt.

Durch detailliertere Betrachtungen des benötigten Freibords sowie durch eine Optimierung des Drosselabflusses und die Dimensionierung des Auslaufbauwerks haben sich die Kennwerte des Beckens und auch dessen Form noch verändert. Die Angaben zu den finalen Beckenparametern sind in Tabelle 7-1 zu finden.

Die vergrößerte Freibordhöhe senkt den Wasserspiegel für den Vollstau, sodass das mögliche Retentionsvolumen geringer ausfällt als ursprünglich geplant. Dadurch wurde das Becken jedoch so klein, dass im Nachgang von einem gesteuerten Becken Abstand genommen wurde. Mit einer vergleichsweise geringen Erhöhung der Dammkrone und einer entsprechenden Anpassung der Planung konnte auch eine ungesteuerte Variante des HRBs Niederscheld realisiert werden, die aus Kostengründen zur endgültigen Vorzugsvariante erklärt wurde.

Ein Bild der endgültigen Vorzugsvariante des Beckens inkl. der sich einstellenden Staulinien unter Berücksichtigung der aktuellen Freibordhöhe ist in Abbildung 2-16 zu finden. Weitere Informationen zur Planung des Beckens sind in Kapitel 3 zu finden.

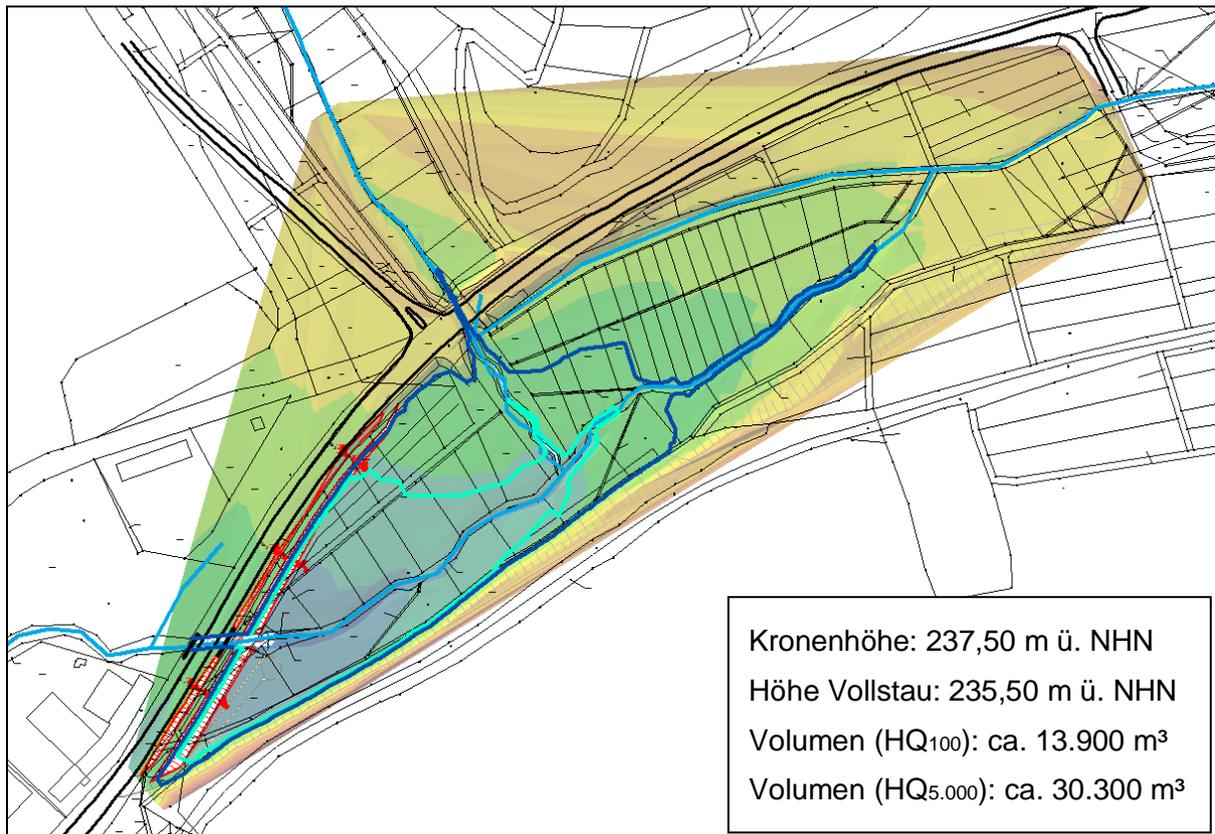


Abbildung 2-16: Vorzugsvariante HRB Niederscheld mit Staulinien Vollstau (grün) und BHQ₂ (blau) vor TIN des Beckenraums und dem Kataster

3 Einteilung und Klassifizierung des Beckens

3.1 Klassifizierung, Lage und Einordnung des Beckens

Gemäß Bild 1 der DIN 19700–Teil 12 handelt es sich bei dem Becken aufgrund der Höhe des Absperrdamms von ca. 5,3 m um ein kleines Hochwasserrückhaltebecken (Deutsches Institut für Normung e. V. DIN 2004b). Das Bild ist in Abbildung 3-1 dargestellt. Das Stauvolumen von ca. 13.900 m³ würde das Becken in die Kategorie „sehr klein“ (bis 50.000 m³) einordnen, hier muss aber der ungünstigere Fall angesetzt werden.

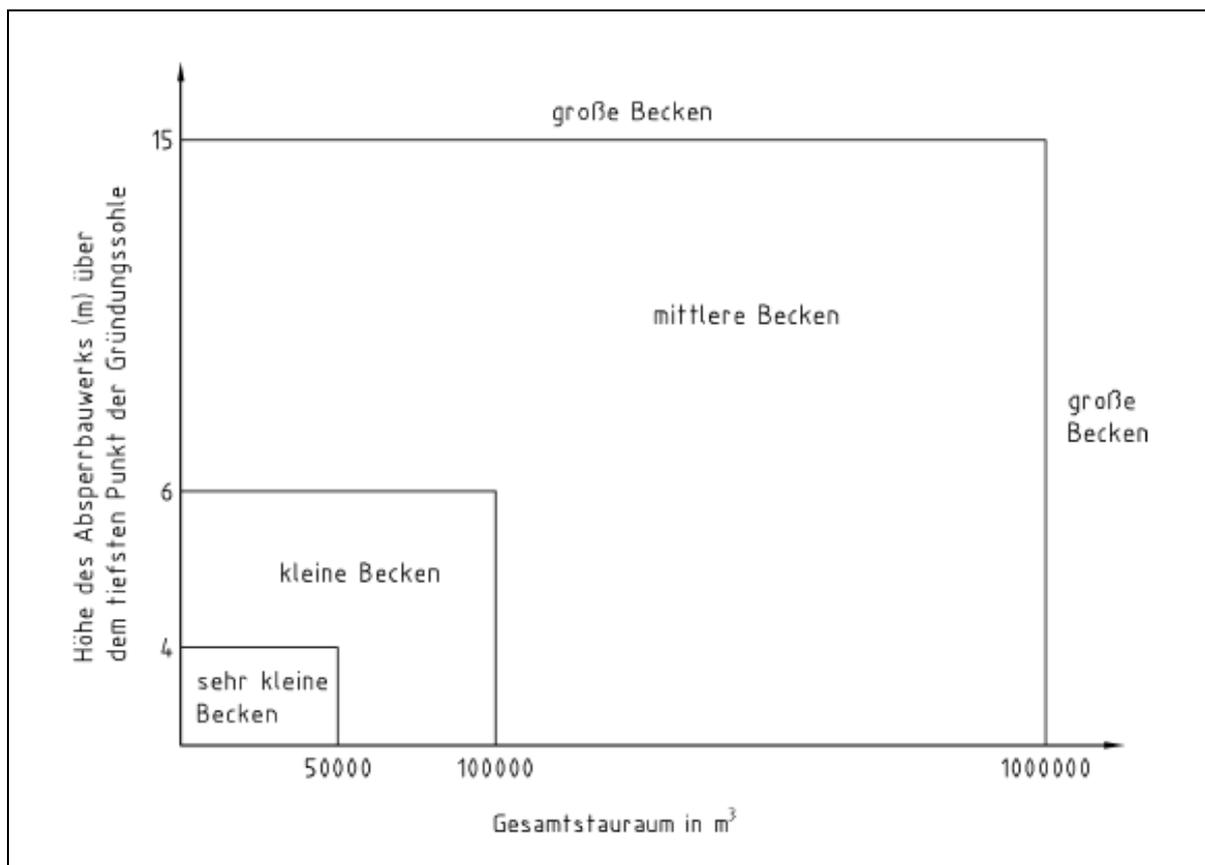


Abbildung 3-1: Klassifizierung von Hochwasserrückhaltebecken (Deutsches Institut für Normung e. V. DIN 2004b)

Das HRB wird als Trockenbecken im Hauptschluss des Gewässers betrieben. Der Abfluss aus dem Becken erfolgt über ungesteuerte Drosselorgane in einem kombinierten Auslaufbauwerk. Das Becken dient ausschließlich dem Hochwasserschutz.

Der Standort des Beckens befindet sich nordöstlich der Ortslage von Niederscheld an der Einmündung der K52 in die „Schelde-Lahn-Straße“ (L3042). Die entsprechende Stelle ist in Abbildung 3-2 markiert.

Der zu errichtende Absperrdamm soll in seinem Verlauf von Südwesten bis im Norden des Beckens möglichst höhengleich an das vorhandene Gelände anschließen, sodass eine Zufahrt zu den Betriebswegen mit entsprechend kurzen, flachen Rampen erfolgen kann. An den „Enden“ des Damms ist jeweils eine Anbindung an die „Schelde-Lahn-Straße“ geplant.

Am Standort des Absperrdamms und im Stauraum befindet sich hauptsächlich landwirtschaftlich genutzte Fläche, siehe Abbildung 3-3. Im Süden schließt sich ein bewaldeter Hang an. Im Beckenraum mündet im Bereich der Straßenkreuzung L3042/K52 von Norden her der Eibach in die Schelde, siehe Abbildung 3-4.

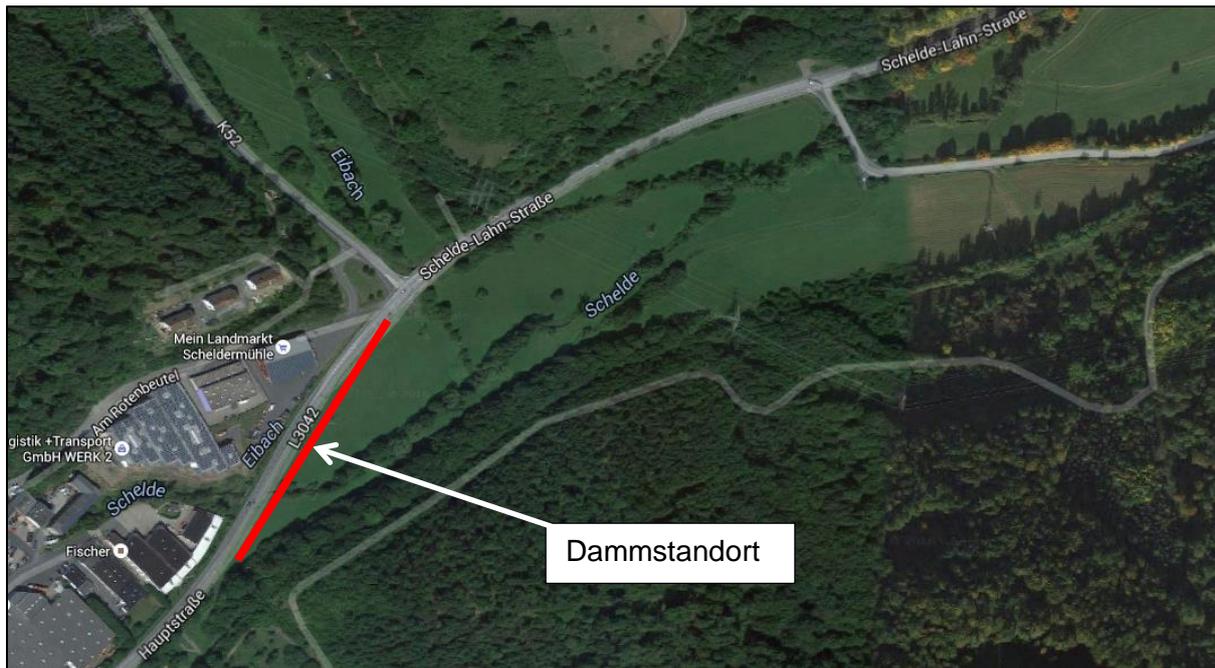


Abbildung 3-2: Luftbild des Dammstandorts für das geplante HRB Niederscheld, © Google Earth



Abbildung 3-3: Beckenraum geplantes HRB Niederscheld – Blick vom Straßendamm der L3042



Abbildung 3-4: Straßendamm L3042 und Durchlass Eibach (rechts) – Blick von Süden

3.2 Anschluss an den Straßendamm

Um den Anschluss an den Straßendamm sicher herstellen zu können und die Straße nicht zu schädigen, wurden mit Hessen.mobil folgende Vorgaben abgestimmt:

- Im luftseitigen Böschungsbereich wird an denjenigen Stellen, wo es zu talförmigen Einschnitten zwischen dem Absperrdamm des HRBs und dem sich dahinter anschließenden Straßendamm kommt, ein Dränkeil aus stärker durchlässigem Material, z. B. Kies, vorgesehen, um Stauwasser aufzufangen und abzuleiten. Im nordöstlichen Teil des Beckens schließt der neue Damm ohne Einschnitt an den Straßendamm an, sodass dort anfallendes Wasser direkt über den Kronenweg ins HRB und somit ins Gewässer geleitet werden kann. Einen schematischen Schnitt des Dränkeils zeigt Abbildung 3-5.
- Gemäß dem Vorschlag aus dem Baugrundgutachten wird die Basis des neuen Damms stufenförmig angelegt, sodass eine lagenweise Aufschüttung und Verdichtung des aufzubringenden Materials möglich ist, ebenfalls in Abbildung 3-5 zu sehen. Die Querschnitte durch den Damm sind in Anlage 5 größer dargestellt.
- Der Wasserspiegel des höchsten Stauziels ($BHQ_2 = HQ_{5.000}$) soll in den Bereichen ohne Damm unterhalb des Straßenoberbaus liegen, um keine Schäden durch Durchsickerung zu verursachen. Abbildung 3-6 zeigt die Höhenverhältnisse der Unterkante des Straßenoberbaus im Vergleich zur Staulinie BHQ_2 . Es wurde von einer Tiefe der UK von 80 cm unter GOK ausgegangen. Grüne Bereiche liegen oberhalb des Stauziels im $HWBF_2$, rote Bereiche darunter.

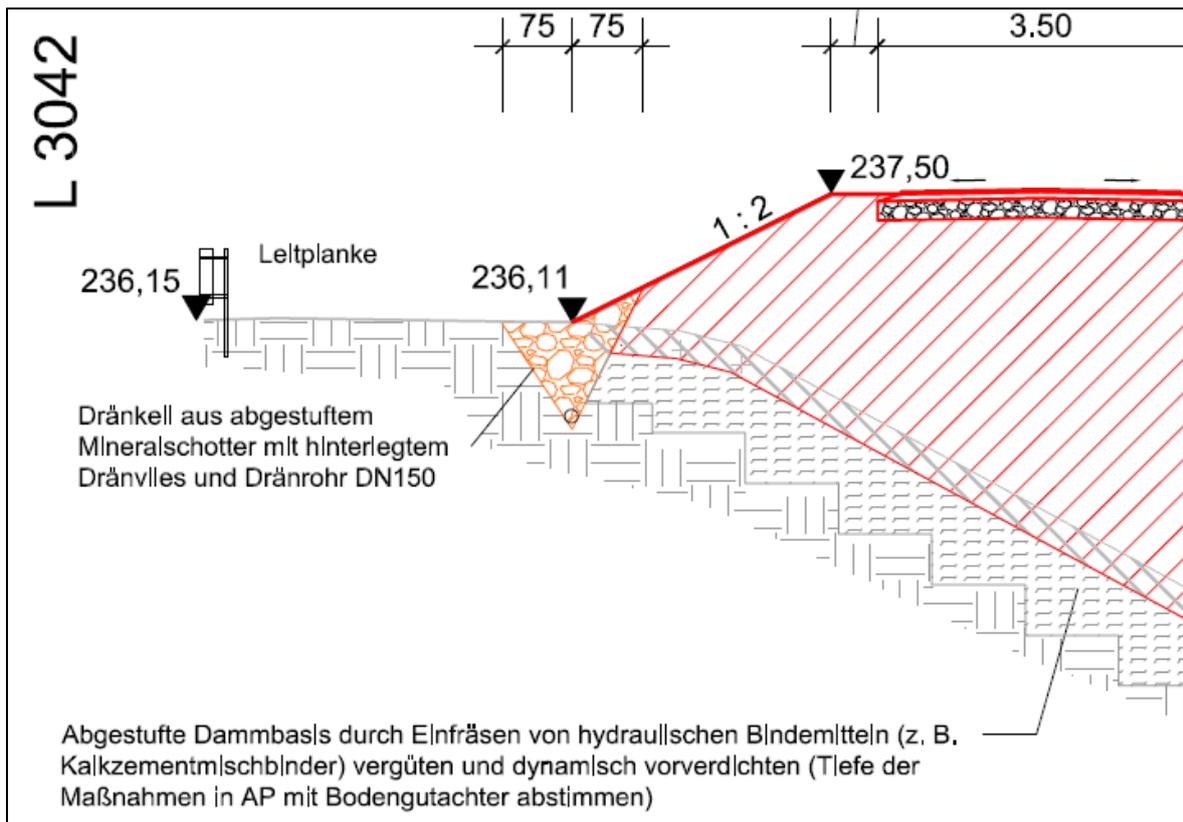


Abbildung 3-5: Abgestufte Dammbasis und Entwässerungsmöglichkeit zwischen Absperr- und Straßendamm

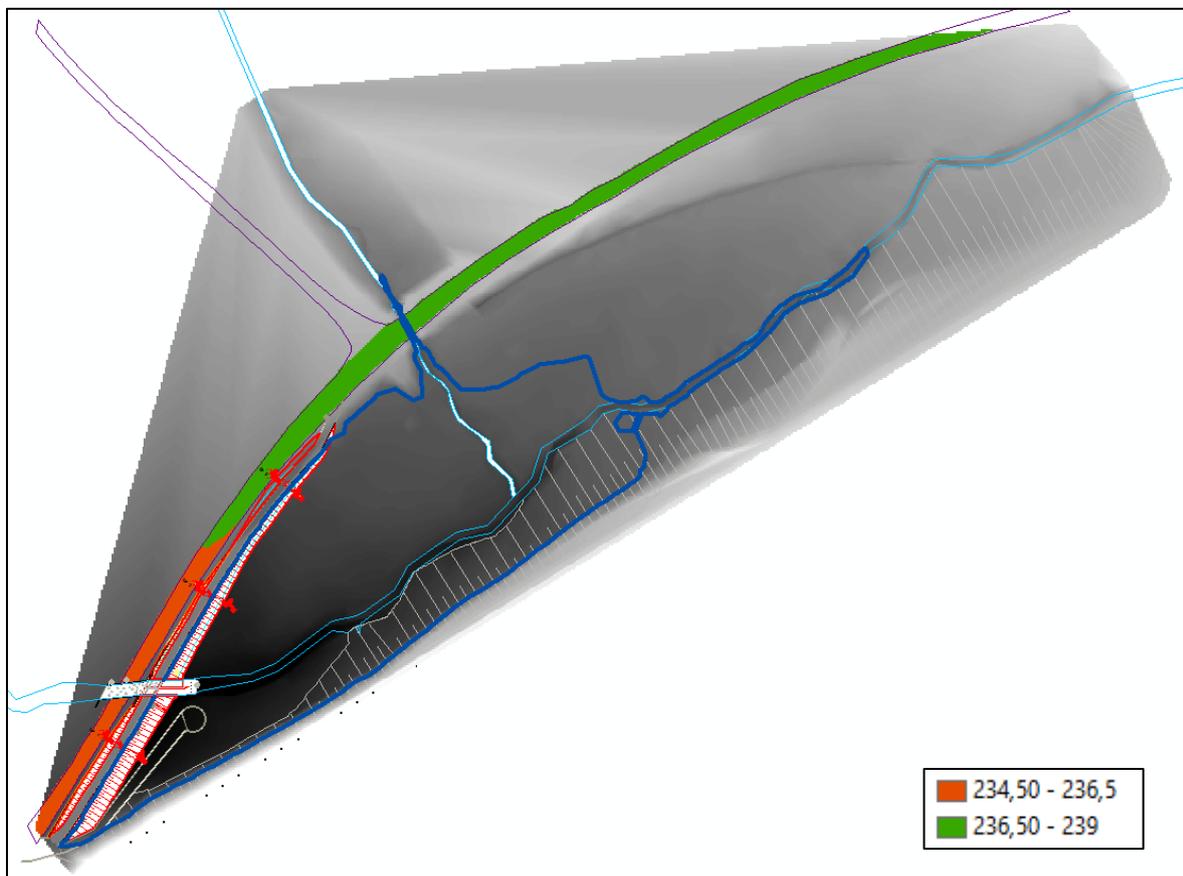


Abbildung 3-6: Höhen Unterkante Straßenoberbau und Staulinie BHQ_2 vor DGM

4 Damm und Absperrbauwerk

4.1 Aufbau und Wegeführung

Das Absperrbauwerk wird als Zonendamm mit einer Oberflächendichtung (Außendichtung) ausgeführt. Der Damm besteht aus einem aus körnigem Material aufgebauten Stützkörper, der mit einem Dichtungselement für den Abbau des hydraulischen Potenzials versehen ist.

Zonendämme besitzen gegenüber den homogen aufgebauten Dämmen zwei Vorteile: Erstens können für den Stützkörper körnige Böden verwendet werden, die in der Regel aus bodenmechanischen Gründen weniger wasserempfindlich und leichter zu handhaben sind, wodurch größere Einbauleistungen erzielt werden können. Zweitens ermöglicht die größere Scherfestigkeit der körnigen Böden eine Ausbildung von steileren Böschungen und damit eine Verringerung des Dammvolumens.

Oberflächendichtungen sind anfälliger gegenüber Beschädigung, z. B. durch Wühltierbefall. Sie haben jedoch den Vorteil, dass der Stützkörper weitgehend frei von Sickerwasser gehalten wird. Die Oberflächendichtung wird nach der Dammschüttung eingebaut. Ein ungestörter Einbau und eine gute Verdichtung sind daher möglich. Die wasserseitig aufzubringende Dichtschürze ist aus Lehm in einer Schichtdicke von mindestens 1,5 m auszuführen (Fremdmaterial, ggf. mit Bentonit vergütet) oder mittels Bentonitmatten bzw. Folie aufzubauen.

Die Wahl der Dammneigung (beidseitig 1 : 2) bewirkt eine gute Einpassung in das bestehende Landschaftsbild.

Die Kronenbreite des Damms beträgt 4,5 m. Der geplante Dammkronenweg, mit einer Konstruktionsbreite von 3,5 m und beidseitiger Bankette von 0,5 m soll als Unterhaltungsweg genutzt werden. Er wird an beiden Enden an die Schelde-Lahn-Straße angebunden. Eine Nutzung als Wirtschaftsweg für landwirtschaftlichen Verkehr ist nicht vorgesehen. Da es sich nicht um eine öffentliche Straße handelt, wird der Weg bis auf den Bereich des Auslaufbauwerks mit einer wassergebundenen Wegedecke ausgeführt und nicht asphaltiert. Abbildung 4-1 zeigt einen möglichen Aufbau des Wegs.

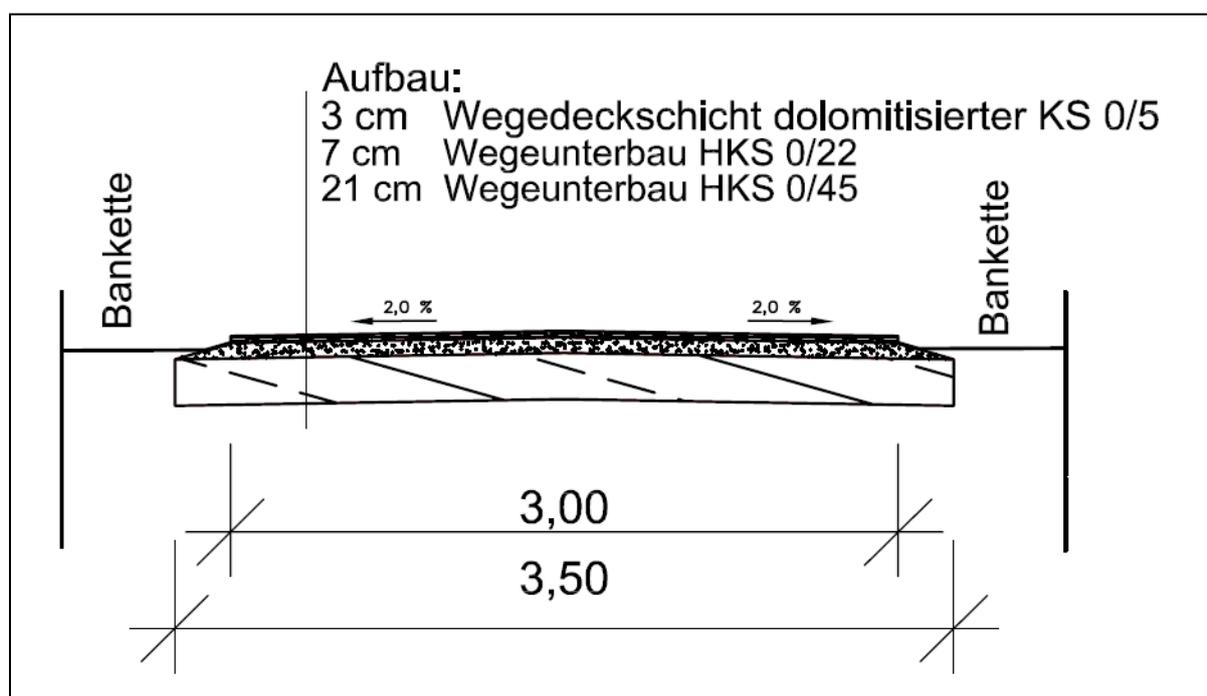


Abbildung 4-1: Aufbau Kronenweg (schematisch)

Die Böschungen des Damms werden nicht mit Bäumen bepflanzt. Der Damm wird durch regelmäßige Pflege von Großbewuchs freigehalten.

Durch die Substratauflage im Gewässerbett des Ökogerinnes ist der Grundablass ökologisch durchgängig.

Die nach der Dammschüttung auftretenden Setzungen sind an mehreren Punkten an Damm und Auslaufbauwerk regelmäßig aufzumessen und zu bewerten.

Am derzeitigen Durchlass unter der L3042 wird ein Absperrbauwerk errichtet, in dem das Wasser im HW-Fall gedrosselt und so eingestaut wird.

Jedes Massivbauwerk in einem Damm stellt einen Fremdkörper mit erhöhtem Schadensrisiko dar. Durch die Ableitung des Abflusses der Schelde über ein kombiniertes Bauwerk ist nur ein Massivbauwerk im Damm erforderlich. In diesem Bauwerk werden Grundablass, Betriebsauslass und Hochwasserentlastung gemeinsam angeordnet.

Aufgrund unterschiedlicher Steifigkeiten zwischen Dammkörper und Massivbauwerk besteht selbst bei sorgfältig ausgeführten Anschlüssen die Gefahr von Setzungsdifferenzen, die zu bevorzugten Sickerwegen für das aufgestaute Wasser führen können. An den Kontaktflächen zwischen Bauwerk und Dammschüttung besteht bei einer Durchströmung des Damms die Gefahr der Fugenerosion bzw. der rückschreitenden Erosion. Um hier ein hohes Maß an Sicherheit zu erzeugen, werden orthogonal zu den Seitenwänden des Auslaufbauwerks Sickerscheiben aus Beton erstellt, die auf jeder Seite 3,0 m in den Dammkörper eingebunden sind.

Am südlichen Ende des Damms zweigt ein Weg gleichen Aufbaus als Rampe in den Beckenraum ab. Über ihn sind die Oberwasserbereiche des Auslaufbauwerks zu erreichen.

4.2 Trag- und Standsicherheitsnachweise

Absperrbauwerk und Untergrund bilden eine Einheit. Zu betrachten ist hierbei der Bereich oberhalb und unterhalb des Dammbauwerks, insbesondere bezüglich Durchströmung und der Erosionsstabilität des Untergrunds. Die Beschaffenheit des Untergrunds, insbesondere die Durchlässigkeit, die Erosionsstabilität, die Scherfestigkeit und das Spannungs-Dehnungs-Verhalten sind für die Tragsicherheit des Absperrbauwerks wesentlich.

Die natürliche Beckensohle ist grundsätzlich als hydraulisch gering durchlässig zu bewerten. Eine Abdichtung der Beckensohle kann aufgrund der nur sehr geringen Einstaudauer im Hochwasserfall entfallen.

Die Empfehlungen des geotechnischen Fachgutachtens sind in Kapitel 2.5.3 bereits genannt, sämtliche erdstatischen Nachweise für Trag- und Standsicherheit des geplanten Damms konnten gem. EC 7 geführt werden und sind im geotechnischen Bericht zur zweiten Phase (Hauptuntersuchung) enthalten.

Im Rahmen der Bauausführung ist eine intensive fachbauliche Begleitung durch einen Bodengutachter erforderlich. Dabei sind regelmäßige Ortstermine und bodenmechanische Laborversuche sowie Geländeversuche zur Verdichtungskontrolle vorzusehen. Insbesondere ist das zum Einbau vorgesehene Bodenmaterial einem bodenmechanischen Eignungstest (Wassergehalt, Glühverlust, Konsistenzgrenzen, Proctorversuche, Eignung zur Bindemittelstabilisierung, etc.) zu unterziehen.

5 Einbauten und Technik

Der Einlaufbereich zu Grundablass und Betriebsauslass soll über eine Pfahlreihe vor dem Absperrdamm und über einen Rechen vor der Stauwand vor Beschädigungen und Verlegung geschützt werden.

Im Bereich des Betriebsauslasses ist die Sohle mittels in Magerbeton eingesetzter Wasserbausteine erosionsstabil auszubilden. Diese Sicherung ist über eine Nachbettsicherung an das vorhandene Gewässer sohlgleich anzuschließen. Die Nachbettsicherung geht dabei komplett durch den sich anschließenden Durchlass.

Eine Durchflussmessung im Unterwasser ist nicht vorgesehen. Die Drosselstellungen können auf der Rückseite der Stauwand markiert werden, sodass der eingestellte (berechnete) Durchfluss abgelesen werden kann. Dies entspricht einem theoretischen Wert.

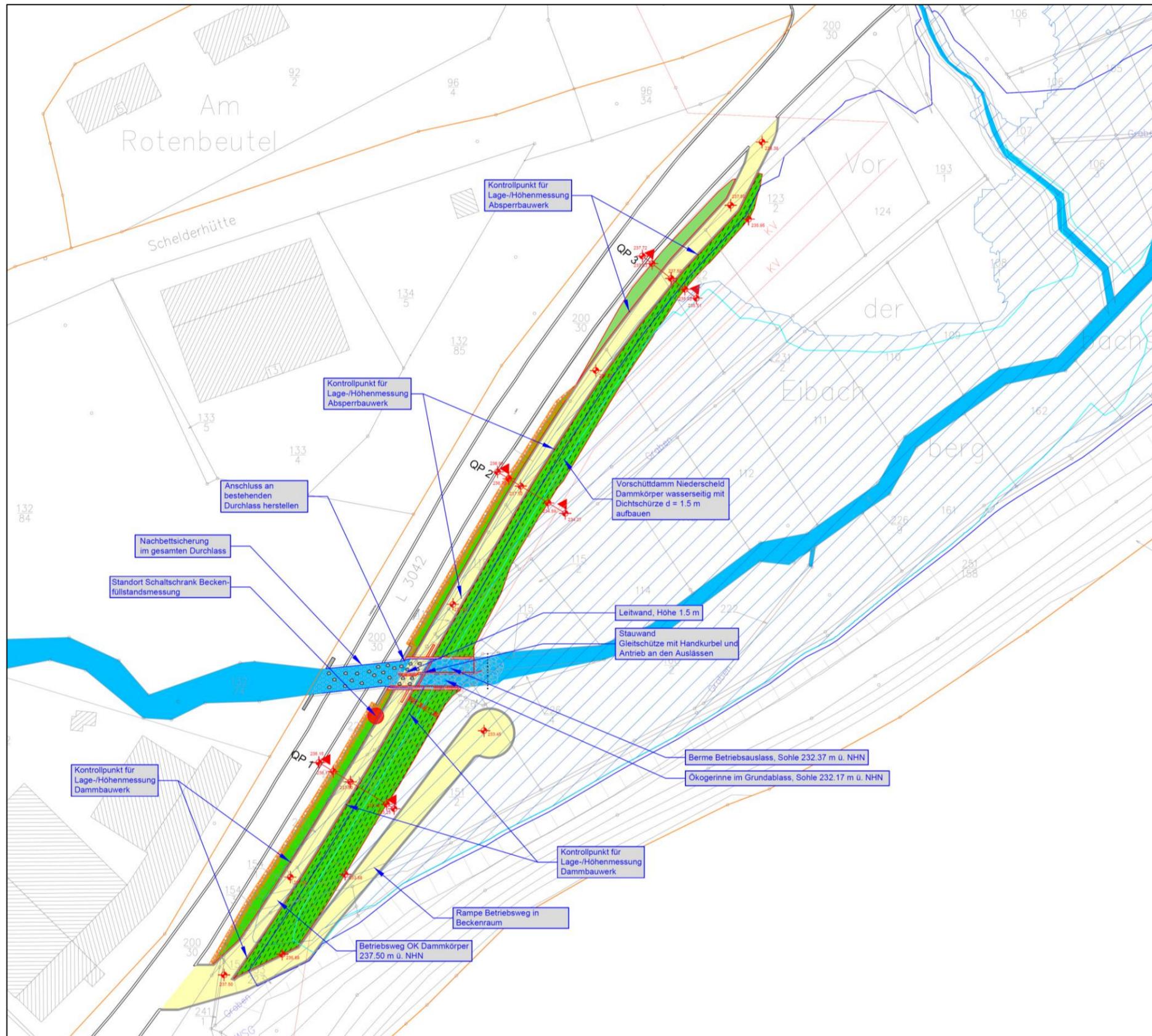
Das Absperrbauwerk ist in Anlage 4 dargestellt.

Im Bereich des Damms ist der Gewässerverlauf auf einer möglichst kurzen Strecke an das Absperrbauwerk anzupassen, um den Eingriffsbereich klein zu halten.

Die Ermittlung der erforderlichen Freibordhöhe beim höchsten Wasserstand im Becken (BHQ_2) erfolgte gemäß der Teile 10 und 12 der DIN 19700 (Deutsches Institut für Normung e. V. DIN 2004a, Deutsches Institut für Normung e. V. DIN 2004b) und dem DVWK-Merkblatt 246/1997 (ATV-DVWK 1997).

Ermittlung und Dokumentation des Einstaus sollen über geeignete Messtechnik erfolgen. Am Auslaufbauwerk wird dazu der Wasserstand im Becken elektronisch erfasst. Zur optischen Kontrolle vor Ort ist im Zulaufbereich des Betriebsauslasses über die gesamte Höhe eine Pegellatte zu installieren.

Die Zuwegung des Damms zu Unterhaltungszwecken kann über den Kronenweg und über den Betriebsweg im Beckenraum erfolgen. Beide neu geplanten Wege sind von der „Schelde-Lahn-Straße“ zugänglich. Die Wegebeziehungen sind in Abbildung 5-1 abgebildet.



LEGENDE			
	Böschung Planung		Betriebsweg
	HQ5.000 Planzustand (BHQ ₂)		Flurstücksgrenzen
	HQ100 Planzustand (BHQ ₃)		Wasserbausteine in Magerbeton
	HQ100 Istzustand		Okogrinne
	Dichtschürze		Nachbettsicherung
	Dränkeil mit Dränagerohr		Flurgrenzen
	Gewässer		

Abbildung 5-1: Damm und Zuwegungen HRB Niederscheld

5.1 Allgemeine Betriebs- und Messeinrichtungen

Das Auslaufbauwerk und die Hochwasserentlastung müssen in der Lage sein, den Abfluss eines BHQ_2 ohne Versagen der Anlage abzuleiten.

In einem kombinierten Bauwerk sind alle Auslässe gebündelt:

- Hochwasserentlastungsanlage
- Grundablass (Ökogerinne)
- Betriebsauslass
- Anlage zur Energieumwandlung

5.2 Betriebsauslass und Grundablass

Betriebsaus- und Grundablass sind Entnahmeanlagen mit beweglichen Verschlüssen (Schützen). Obwohl keine Steuerung des Abflusses über die Schütze erfolgt, muss zumindest der Grundablass verschließbar ausgeführt werden. Der Betriebsauslass kann ebenfalls mit einem vollständig verschließbaren Schütz ausgestattet werden, um z. B. zu Revisionszwecken geschlossen werden zu können. Eine zumindest teilweise manuelle Steuerbarkeit sollte aber auch beim Betriebsauslass angebracht werden, um den theoretisch bemessenen Abfluss genauer einstellen zu können.

Der Grundablass ist als tiefste Entnahmeanlage zur völligen Entleerung des Nutzraums errichtet. Eine weitere Funktion des Grundablasses ist die Gewährleistung der ökologischen Durchgängigkeit. Er ist dazu mit einer Sohle aus natürlichem Sohlsubstrat ausgestattet, welches auf einer profilierten Gewässerrinne aufliegt. So wird eine aquatische Durchgängigkeit ermöglicht. Man spricht von einem Ökogerinne.

Der Betriebsauslass wird zur gezielten Abführung eines Teils des Hochwassers (Regelabgabe) genutzt.

Zur Erhöhung der Betriebssicherheit schreibt die DIN 19700 bei kleinen Becken einen Bypass im Verschlussbereich vor, damit die (n-1)-Regel für Betriebsauslässe erfüllt ist. Zur Einhaltung der (n-1)-Regel müssen zwei Auslässe vorhanden sein und je nach Bemessungsfall ist beim Nachweis der hydraulischen Leistungsfähigkeit der leistungsstärkste Auslass nicht mit anzusetzen. Aufgrund der Bauform ist dies hier der Grundablass.

Die Regelabgabe wird luftseitig im Freispiegelabfluss abgeführt und darf nicht die Leistungsfähigkeit der unterhalb anschließenden Gewässerabschnitte überschreiten. Hier ist die kurz unterhalb des Beckens anschließende Verrohrung maßgebend ($29 \text{ m}^3/\text{s}$, vgl. Kapitel 2.2.2).

Im Normalbetrieb sind beide Auslässe geöffnet und der Abfluss erfolgt über das Ökogerinne im Grundablass. Bis etwa zu einem HQ_{10} können die Abflüsse ungehindert den Beckenraum passieren. Dies hat nicht nur den Vorteil, dass Auenstrukturen oder gewässerbegleitende Gehölze durch den Betrieb des Beckens nicht negativ beeinflusst werden, sondern es steht auch bei höheren Abflüssen entsprechend Retentionsraum zur Verfügung, da keine Vorfüllung des Beckens besteht. Erst wenn ein Wasserstand von 90 cm überschritten wird, was einem Abfluss von etwa $12,6 \text{ m}^3/\text{s}$ (HQ_{10}) entspricht, wird der Grundablass geschlossen, um ein Ausspülen des Sohlenmaterials im Ökogerinne zu verhindern. Der Abfluss aus dem Becken erfolgt dann ausschließlich über den Betriebsauslass.

5.2.1 Betriebsauslass

Der Betriebsauslass besteht aus einem Rechteckdurchlass mit einer Breite von 3,40 m und einer Höhe von 1,35 m in der Betonstauwand. Er liegt in Fließrichtung gesehen auf der rechten Gewässerseite. Die Sohlhöhe im Betriebsauslass beträgt 232,37 m ü. NHN. Der Betriebsauslass besitzt luftseitig ein bewegliches Stahlschütz als Drosselorgan. Im Auslauf-

bauwerk wird die Sohle vor und hinter dem Betriebsauslass mit in Magerbeton gesetzten Natursteinen erosionsstabil ausgeführt.

Der Abfluss wurde gemäß der Formel für den freien Ausfluss aus einer Schützöffnung (Rechteckquerschnitt, senkrechte Wand) ermittelt:

$$Q = \mu_A * a * b * \sqrt{2 * g * (h_o + \frac{v_0^2}{2 * g})}$$

Mit a = 1,35 m Öffnungshöhe
 b = 3,40 m Öffnungsbreite
 h_o = variabel [m] Wassertiefe vor Schütz
 g = 9,81 m/s² Erdbeschleunigung
 h = 232,37 m ü. NHN Sohlhöhe

Der Abflussbeiwert μ berechnet sich dabei mithilfe des Kontraktionsbeiwerts ψ gemäß folgender Gleichung:

$$\mu = \frac{\psi}{\sqrt{1 + \frac{\psi * a}{h_o}}}$$

Für das senkrechte Schütz (Neigungswinkel $\alpha = 90^\circ$) kann der Einschnürungsbeiwert in Abhängigkeit von der Öffnungshöhe a und dem Oberwasserstand h_o wie folgt ermittelt werden:

$$\psi_{90^\circ} = \frac{1}{1 + 0,64 * \sqrt{1 - \left(\frac{a}{h_o}\right)^2}}$$

Abbildung 5-2 zeigt die Berechnungsergebnisse zur Ermittlung der hydraulischen Leistungsfähigkeit des Betriebsauslasses bis zum Abfluss des BHQ₂. Bei Erreichen des Vollstaus auf 235,50 m ü. NHN kann durch den Betriebsauslass maximal ein Abfluss von 21,0 m³/s fließen. Für die Einstauhöhen von BHQ 1 und 2 mit 236,20 m ü. NHN bzw. 236,50 m ü. NHN ergeben sich mögliche Abflüsse von 23,3 m³/s resp. 24,2 m³/s. Bei einer Einstauhöhe auf 237,50 m ü. NHN (Kronenhöhe) wurde die Berechnung mit einem Wert von 27,1 m³/s abgebrochen.

Bei Normalbetrieb ist das Schütz komplett geöffnet, um bei Vollstau den Abfluss auf 21,0 m³/s zu begrenzen.

Tabelle 5-1: Parameter zur Berechnung Abfluss Betriebsauslass

	Wasser- spiegel in m ü. NHN	Wasser- tiefe h _o in m	Öffnungs- höhe a in m	Kontraktions- beiwert ψ –	Abfluss- beiwert μ –	Abfluss Q _{BA} in m ³ /s
BHQ ₁	236,20	3,83	1,35	0,62542	0,56613	23,305
BHQ ₂	236,50	4,13	1,35	0,62311	0,56795	24,220
BHQ ₃	235,50	3,13	1,30	0,63395	0,56178	21,059

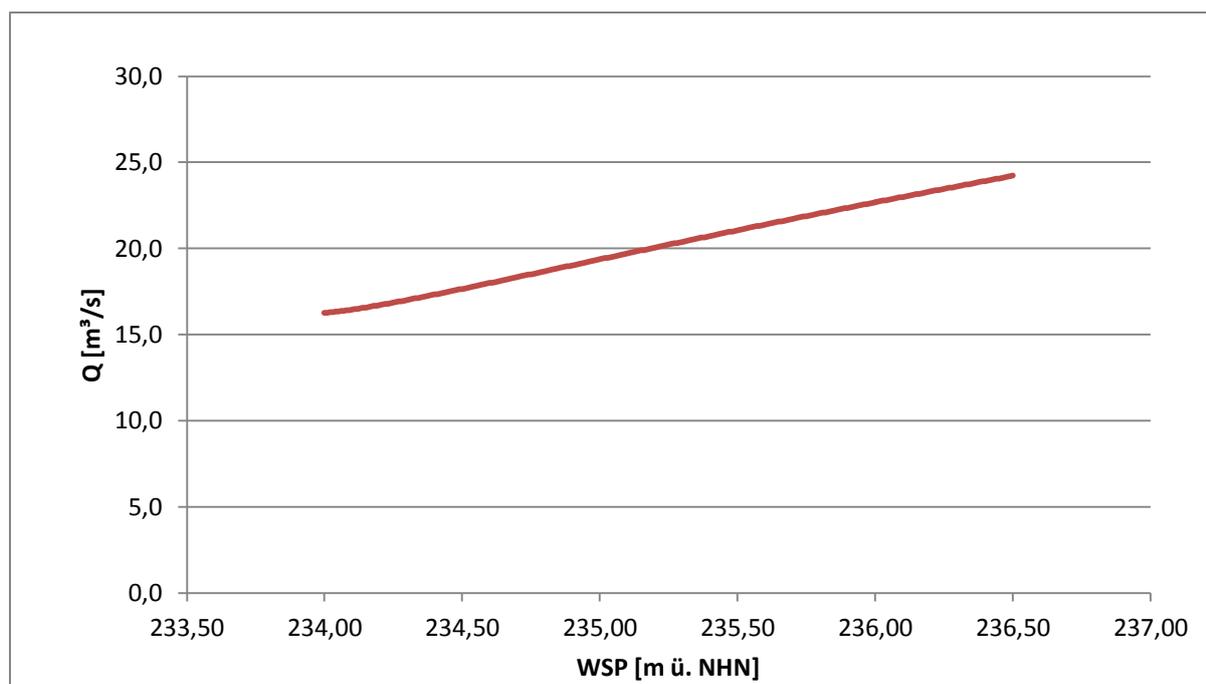


Abbildung 5-2: Leistungsfähigkeit des Betriebsauslasses

5.2.2 Grundablass

Der Grundablass wird ebenfalls als Rechteckdurchlass mit einer Breite von 3,40 m und einer Höhe von 1,30 m in der Betonstauwand ausgeführt und besitzt luftseitig ein bewegliches Stahlschütz als Drosselorgan. Er liegt in Fließrichtung gesehen auf der linken Gewässerseite. Die Sohlhöhe im Grundablass beträgt 232,17 m ü. NHN.

Sind die Abflüsse aus Betriebsauslass und Grundablass unterhalb der Stauwand noch durch eine Leitwand baulich getrennt, vereinigen sich die Abflüsse aus beiden Öffnungen in der Nachbettsicherung wieder.

Der maximale Abfluss wurde ebenfalls gemäß der Formel für den freien Ausfluss aus einer Schützöffnung ermittelt:

mit:

$a = 1,30 \text{ m}$	Öffnungshöhe
$b = 3,40 \text{ m}$	Öffnungsbreite
$h_0 = \text{variabel [m]}$	Wassertiefe vor Schütz
$g = 9,81 \text{ m/s}^2$	Erdbeschleunigung
$h = 232,17 \text{ m ü. NHN}$	Sohlhöhe

Bei Erreichen der maximalen Einstauhöhe ZH_2 auf 236,50 m ü. NHN kann durch den Grundablass maximal ein Abfluss von 20,9 m³/s fließen. Auch hier wurde die Berechnung der Leistungsfähigkeit bei einem Wasserstand von 237,50 m ü. NHN und einer Leistungsfähigkeit von 26,7 m³/s abgebrochen. Die Abbildung 5-3 zeigt die hydraulische Leistungsfähigkeit des Grundablasses bis zum Abfluss eines BHQ_2 .

In der Praxis wird das Schütz des Grundablasses etwa bei Erreichen eines HQ_{10} (12,6 m³/s) über die Wasserstandsmessung im Becken automatisch geschlossen und der Ablauf aus dem Becken erfolgt über den Betriebsauslass. Diese Regelung ist vorgesehen, um einerseits ein übermäßiges Ausspülen des Sohlmaterials des Ökogerinnes durch zu große Sohl-schubspannungen zu verhindern, andererseits ist der Durchlass groß genug, um die ökologischen Belange zu berücksichtigen. Dazu gehört neben der Durchgängigkeit für aquatische

Lebewesen auch eine Passiermöglichkeit für in der Luft lebende Arten. Wanderkorridore bleiben somit erhalten. Eine solche Vorgehensweise ist aus ökologischen Aspekten durchweg positiv zu sehen.

Tabelle 5-2: Parameter Berechnung Abfluss Grundablass

	Wasser- spiegel in m ü. NHN	Wasser- tiefe h_0 in m	Öffnungs- höhe a in m	Kontraktions- beiwert ψ –	Abfluss- beiwert μ –	Abfluss Q_{BA} in m^3/s
BHQ ₁	236,20	4,03	0,00	-	-	0,00
BHQ ₂	236,50	4,33	1,30	0,62093	0,57007	23,936
BHQ ₃	235,50	3,28	0,00	-	-	0,00

Für Instandhaltungs- und Wartungsarbeiten ist eine Durchlasshöhe von 1,3 m akzeptabel.

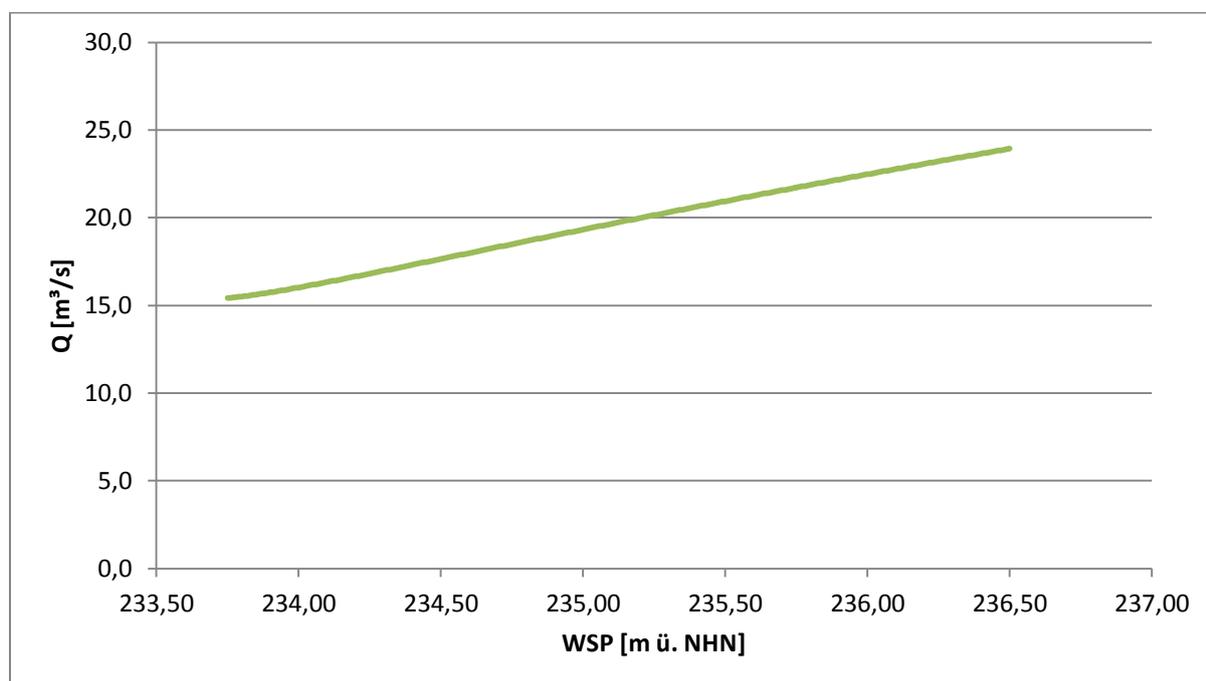


Abbildung 5-3: Leistungsfähigkeit des Grundablasses

5.3 Hochwasserentlastung

Die Hochwasserentlastungsanlage ist eine vollständig ausgerundete Betonschwelle mit einer Überfallbreite von 7,3 m. Die Schwelle liegt auf einer Höhe von 235,50 m ü. NHN (Stauziel Vollstau).

Aufgrund der breiten, vollständig abgerundeten Krone konnte in den hydraulischen Berechnungen ein Überfallbeiwert von $\mu = 0,69$ angesetzt werden.

Die HWE ist hydraulisch überlastbar ausgebildet, d. h. der Abfluss erfolgt auch bei Überschreitung des BHQ₁ noch als vollkommener Überfall. Der Abfluss nimmt daher bei weiterem Anstieg des Wasserstands im Becken stark zu. Die Möglichkeit, auch bei sehr extremen Hochwasserereignissen (> BHQ₂) größere Abflüsse abführen zu können, erhöht die Sicherheit gegen ein Versagen der Anlage.

In den hydraulischen Nachweisen wurden Abflüsse bis zu einem HQ_{10.000} in Kombination aller Auslässe und der HWE betrachtet.

Die Berechnung der Abflüsse in Abhängigkeit von der Überstauhöhe wurde mit der Wehrformel von Poleni (Bollrich und Preißler 1992) durchgeführt:

$$Q = \frac{2}{3} * \mu * b * \sqrt{2 * g} * h^{\frac{3}{2}}$$

Mit: $b = 7,3 \text{ m}$ Wehrbreite
 $h = \text{variabel [m]}$ Überfallhöhe
 $\mu = 0,69 [-]$ Überfallbeiwert
 $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ Erdbeschleunigung

Abbildung 5-4 zeigt den Abfluss mit steigendem Wasserstand im Becken und damit bei steigender Überfallhöhe, ausgehend vom Stauziel.

Beim Wasserspiegel ZH_1 (236,20 m ü. NHN) beträgt der Abfluss über die HWE 8,7 m³/s, bei ZH_2 (236,50 m ü. NHN) werden 14,9 m³/s abgeleitet. Sollte der Wasserstand bei größeren Zuflüssen weiter ansteigen, weist das Bauwerk Sicherheitsreserven auf. Höhere Wasserspiegel als 237,50 m ü. NHN mit einem zugehörigen Abfluss von 42,1 m³/s sind hier nicht dargestellt, da der Grundablass noch Leistungsreserven besitzt und zum Abfluss von extremen Hochwassern vollständig geöffnet werden kann.

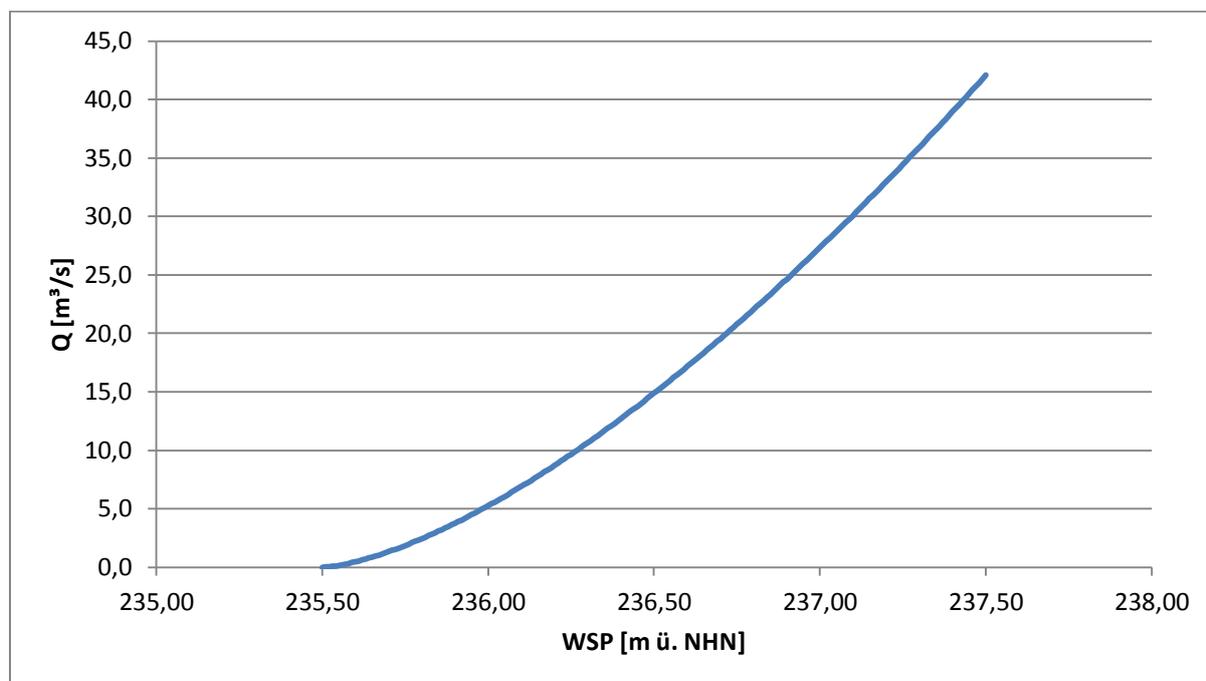


Abbildung 5-4: Abflussmengen über die Hochwasserentlastung

5.4 Leistungsfähigkeit des Absperrbauwerks

Die ermittelten Einzelabflüsse von Betriebsauslass, Grundablass und Hochwasserentlastung lassen sich zu einem maximalen theoretischen Abfluss aufsummieren, um die Reserven in der Leistungsfähigkeit bei extremen Hochwasserereignissen aufzuzeigen. Die Verlaufskurve dieser Summe zeigt Abbildung 5-5.

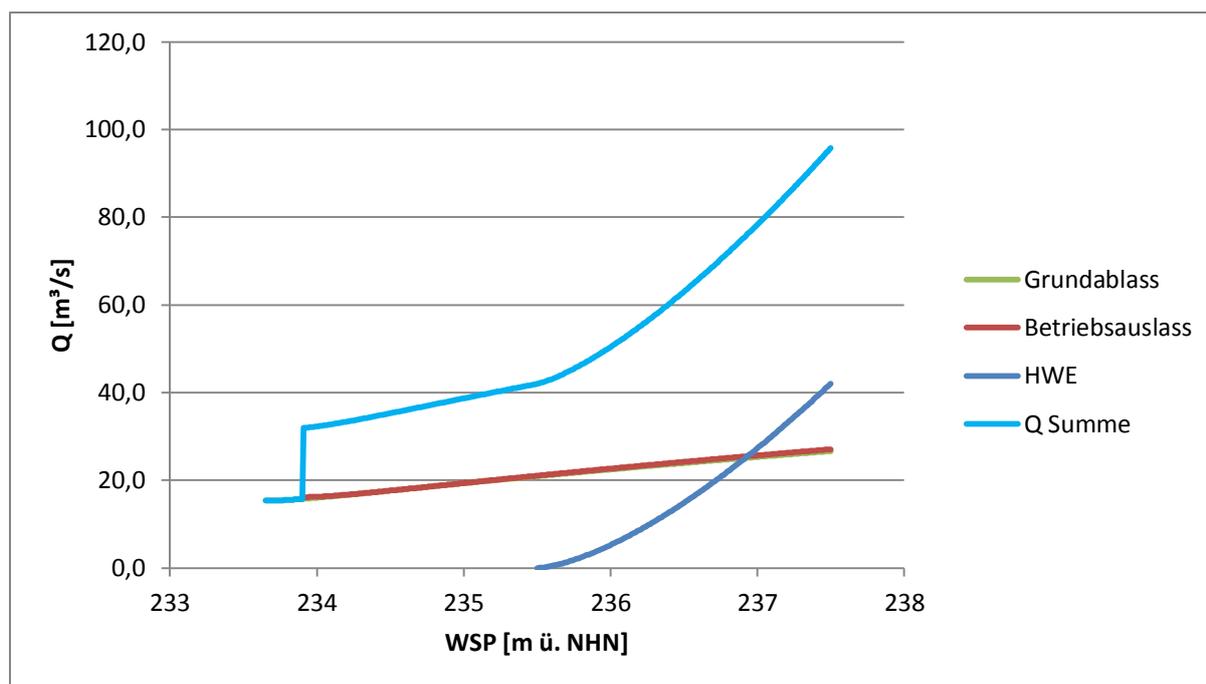


Abbildung 5-5: Einzelabflüsse und theoretisch möglicher Maximalabfluss

Auch ohne ein Anspringen der HWE können beim Vollstau bei voll geöffneten Drosselorganen bis zu 42,0 m³/s abfließen. Nach Anspringen der HWE steigt die Leistungsfähigkeit bei höchstem Stauziel auf 63,0 m³/s an. Dieser Abfluss liegt über einem $HQ_{5.000}$, dem BHQ_2 , aber unterhalb eines $HQ_{10.000} = 66,8$ m³/s, dem größten betrachteten Ereignis.

5.5 Nachweis der Leistungsfähigkeit der Absperreinrichtungen

Für die Bemessungshochwasser können basierend auf dem maßgebenden Abfluss und des Wasserstands die sich einstellenden Abflüsse der Aus- und Ablasse berechnet werden. Hier ist es ausreichend, eine maximale Leistungsfähigkeit der Absperreinrichtungen nachzuweisen, um zu zeigen, dass durch die Öffnungen die entsprechenden Wassermengen abgeleitet werden können. Tabelle 5-3 veranschaulicht die anzusetzenden Ab- und Auslässe.

Tabelle 5-3: Anzusetzende Auslassöffnungen nach Bemessungsfällen

Bemessungsfall	Grundablass	Betriebsauslass	HWE
BHQ_1	Geschlossen	Geöffnet	Führt Wasser ab
BHQ_2	Geöffnet	Geöffnet	Führt Wasser ab
BHQ_3	Geschlossen	Geöffnet	Führt kein Wasser ab

BHQ_1 (HQ_{500} , 236,20 m ü. NHN, 31,1 m³/s):

Grundablass (GA): geschlossen

Betriebsauslass (BA): geöffnet → 23,3 m³/s

HWE: Überstau von $h_{\bar{u}} = 0,70$ m → 8,7 m³/s

$$Q_{\text{gesamt}} = Q_{\text{BA}} + Q_{\text{HWE}} = 23,3 + 8,7 = 32,0 \text{ m}^3/\text{s} > 31,1 \text{ m}^3/\text{s} (\checkmark)$$

BHQ₂ (HQ_{5.000}, 236,50 m ü. NHN, 61,0 m³/s):Grundablass (GA): geöffnet → 23,9 m³/sBetriebsauslass (BA): geöffnet → 24,2 m³/sHWE: Überstau von $h_{\bar{u}} = 1,00 \text{ m}$ → 14,9 m³/s

$$Q_{\text{gesamt}} = Q_{\text{GA}} + Q_{\text{BA}} + Q_{\text{HWE}} = 23,9 + 24,2 + 14,9 = 63,0 \text{ m}^3/\text{s} > 61,0 \text{ m}^3/\text{s} (\checkmark)$$

Regelabfluss bei Hochwasser bis BHQ₃ (HQ₁₀₀, 21,0 m³/s):Grundablass (GA): geschlossen ab 12,6 m³/s

HWE: kein Überstau

Betriebsauslass (BA): 1,35 m (geöffnet)

$$Q_{\text{gesamt}} = Q_{\text{BA}} = 21,0 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tabelle 5-4: Wasserspiegel und Abflüsse am Absperrbauwerk

Höhe WSP in m ü. NHN	$Q_{\text{GA,max}}$ in m ³ /s	$Q_{\text{GA,ist}}$ in m ³ /s	Q_{BA} in m ³ /s	Q_{HWE} in m ³ /s	Hinweis
235,50	20,9	0,0	21,0	0,0	ZV
236,20	23,1	0,0	23,3	8,7	ZH ₁
236,50	23,9	23,9	24,2	14,9	ZH ₂

5.6 Restrisikobetrachtung

Zur Bewertung eines Restrisikos des kombinierten Auslaufbauwerks wurde berechnet, welcher Abfluss maximal über die HWE abgeleitet werden kann, wenn z. B. alle Verschlüsse versagen würden. Es wurde dabei von einem Wasserspiegel von 237,25 m ü. NHN ausgegangen. Bei diesem Wasserstand ist bis zur Kronenhöhe noch ein Freibord von 0,25 m vorhanden, d. h. der Sicherheitszuschlag von $h_{\text{SI}} = 0,5 \text{ m}$ des ermittelten Freibords wird teilweise in Anspruch genommen, vgl. Kapitel 2.2.8.

Es ergibt sich eine Überfallhöhe von 1,75 m (237,25 - 235,50 [m ü. NHN]). Daraus resultiert ein Abfluss von 34,4 m³/s, der über einem $HQ_{500} = 31,1 \text{ m}^3/\text{s} = \text{BHQ}_1$ liegt.

5.7 Grobrechen

Zum Schutz der Absperrorgane vor Schäden durch grobes Treibgut ist im Einlaufbereich zwischen den Flügelwänden am Beginn des Auslaufbauwerks die Errichtung eines Grobrechens geplant. Es handelt sich um eine Reihe von 12 Stahlrohrpfählen, die mit einer Neigung von etwa 5° – 7° und einem Achsabstand von 0,8 m eingebaut werden. Die Höhe der einzelnen Pfähle unter GOK beträgt 4,0 m. Die Oberkante des Grobrechens liegt konstant bei 234,68 m ü. NHN und damit 0,5 m über den Öffnungen von Grundablass und Betriebsauslass. Eine zeichnerische Darstellung des Grobrechens ist in Anlage 4 enthalten.

Wenn es aus betrieblichen Gründen, z. B. nach einem Einstauereignis, eine Räumung des Rechens erforderlich wird, kann eine Anfahrt über den Betriebsweg von Süden ins Becken erfolgen.

5.8 Energieumwandlungsanlagen

Hinter der Stauwand (luftseitig) wird das Ökogerinne durch eine Leitwand ($h = 1,5 \text{ m}$) vom Auslaufbereich des Betriebsauslasses abgetrennt. Dadurch werden die Sohlstrukturen im Bereich des Grundablasses bei Ableitungen von kleineren Hochwasserabflüssen geschützt,

wenn in diesen Fällen der Grundablass geschlossen und nur der Betriebsauslass geöffnet ist. Bei Abflüssen, die größer als ein $BHQ_3 = HQ_{100}$ sind, wird Wasser auch über die HWE-Schwelle abgeführt.

Zur Energieumwandlung sind im luftseitigen Bereich des Auslaufbauwerks große Wasserbausteine angeordnet, die wie Störsteine wirken. Im Gerinne des Betriebsauslasses ist die Sohle befestigt (Natursteinsatz/Wasserbausteine in Beton), die Störsteine sind mit in den Magerbeton eingebunden. An den Randbereichen des Ökogerinnes sind zur Stabilisierung ebenfalls Wasserbausteine vorhanden, die im Hochwasserfall ein raues Gewässerbett darstellen. Die Wasserbausteine sind über die gesamte Länge des sich anschließenden Durchlasses ebenfalls angeordnet. Die Energieumwandlungsanlagen von Hochwasserentlastung sowie von Grundab- und Betriebsauslass sind somit baulich kombiniert.

Bei der Anbindung des neu zu erstellenden Gewässerverlaufs an das vorhandene Profil der Schelde und bei der Anpassung des Gewässerprofils zur Erhöhung der hydraulischen Leistungsfähigkeit sind an den Böschungsfüßen Steinschüttungen zum Erosionsschutz geplant, vergleichbar der Nachbettsicherung einer Sohlgleite.

5.9 Messeinrichtungen

Ermittlung und Dokumentation des Einstaus erfolgen über eine Wasserstandsmessung im Bereich des kombinierten Auslaufbauwerks. Die Unterbringung der Mess- und Meldetechnik erfolgt in einem Schaltschrank, der auf der Dammkrone errichtet wird.

Zur optischen Kontrolle vor Ort ist im Zulaufbereich des Betriebsauslasses über die gesamte Höhe eine Pegellatte zu installieren. Die Pegellatte ist aufgrund der teilweise hohen Fließgeschwindigkeiten mit einem Anprallschutz zu versehen, siehe Abbildung 5-6.



Abbildung 5-6: Pegellatte mit Anprallschutz und Messrohr (Beispielfoto)

Um bei einer Änderung der Schützstellung (hier nicht vorgesehen) den aktuellen Abfluss dennoch grob bestimmen zu können, kann an der Rückseite der Stauwand eine Skala für die Drosselstellung angebracht oder aufgezeichnet werden. So können die rechnerisch ermittelten Abflüsse in Abhängigkeit von der Schützstellung visualisiert werden. Änderungen der Schützstellung sind im Beckenbuch zu notieren und auch in der Online-Datenbank zu vermerken, da sie mit einer Änderung der Regelabgabe einhergehen, die sich unter Umständen auf den Betrieb der oberhalb gelegenen Becken auswirken können.

Im Rahmen der geologischen Untersuchungen sind u. a. zwei Rotationskernbohrungen bis 15,00 m u. GOK abgeteuft worden. Eine dieser Kernbohrungen wurde zu einer Grundwassermessstelle (KB/GWM 1, DN 50) bis 13 m u. GOK ausgebaut.

5.10 Elektrische Anlagen

Neben den Messeinrichtungen zählen auch die Antriebe zum Bewegen der Schütztafeln an Grundablass und Betriebsauslass zu den elektrischen Anlagen. Das Schließen des Schützes bei entsprechendem Wasserstand erfolgt über eine elektrische Steuerung (z. B. SPS).

Einen weiteren Teil der elektrischen Anlagen stellt die Beleuchtung im Bereich des Absperrbauwerks dar. Die Er-schließung bzw. der Anschluss der Stromversorgung kann von Westen oder Norden her erfolgen. Für die Stromversorgung genügt für den Anschluss an das EVU-Netz eine einfache Sticheleitung. Ein zweiter Anschluss ist nicht erforderlich.

Der Stromanschluss sowie die Fernmeldetechnik können gemeinsam mit der benötigten Elektronik für die Wasserstandsmessung in belüfteten und überflutungssicheren Freiluftschaltschränken installiert werden (siehe Abbildung 5-7). Als Schutz der Schaltschränke gegen Sonneneinstrahlung (Überhitzungsgefahr der Schaltschränke) und gegen Vandalismus ist eine einfache Einhausung geplant. Zum Schutz vor unberechtigtem Zugriff sind geeignete Objektschutzmaßnahmen vorzusehen.



Abbildung 5-7: Schrank für Messtechnik, hier mit Solarpanel (Beispielfoto)

Zur Versorgung der Messeinrichtungen und der Steuerungseinheiten sollte eine USV-Anlage (Anlage mit unabhängiger Stromversorgung) vorgesehen werden, die parallel zur Netzversorgung in Betrieb ist. Damit erfolgt auch bei Netzausfall keine Stromunterbrechung. Die USV-Anlage ist auf eine Notbetriebsdauer von mindestens einer halben Stunde auszulegen. Die USV-Anlage versorgt hierbei die Messeinrichtungen für den Beckenfüllstand und die Antriebe der Grundablass- und Betriebsauslassverschlüsse. Der Notbetrieb für die Antriebe der Verschlussorgane ist so auszulegen, dass bei Netzausfall der Betriebsauslass mindestens auf eine Sollstellung fährt und der Grundablass geschlossen werden kann. Damit wird bei Netzausfall ein Notbetrieb sichergestellt.

Ergänzend hierzu sollte jedes Schütz auch mit einer Handkurbel gesteuert werden können.

6 Betrieb

6.1 Allgemeines zum Betrieb des Hochwasserrückhaltebeckens

Alle Anlagen und Einrichtungen sind vom Betreiber jederzeit funktionsfähig zu erhalten. Für das HRB werden eine Betriebsvorschrift und ein Betriebsplan aufgestellt, der die hochwasserbezogene Betriebsweise regelt.

Der planmäßige Betrieb umfasst den Einstau und das Entleeren des gewöhnlichen Hochwasserrückhalteriums bis zum BHQ_3 . Bei Abflussereignissen, die das Bemessungsereignis überschreiten ($> BHQ_3$), geht der planmäßige Betrieb in den außerplanmäßigen Betrieb über.

Bis zu einem Abfluss von etwa $12,6 \text{ m}^3/\text{s}$ ist der Grundablass geöffnet, bei steigendem Wasserspiegel wird der Grundablass geschlossen und der Ablauf erfolgt komplett über den Betriebsauslass.

Durch die Bauform ist eine Ableitung von nicht mehr als $21,0 \text{ m}^3/\text{s}$ gewährleistet, siehe Abbildung 6-1.

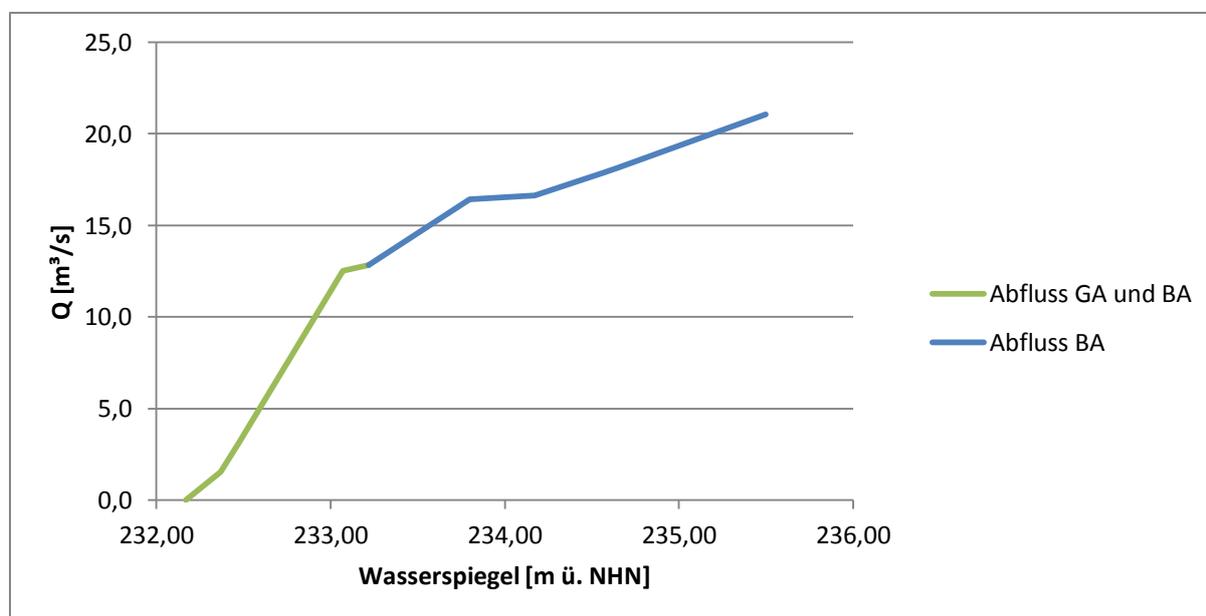


Abbildung 6-1: Abflüsse durch Grundablass und Betriebsauslass für eine Anströmgeschwindigkeit von $2,3 \text{ m/s}$

6.2 Betriebsvorschrift

Die Betriebsvorschrift muss mit Fertigstellung der Stauanlage auf Basis der tatsächlich erstellten Anlagen und Bauwerke (Bestandsvermessung) vorliegen. Nach DIN 19700–12 hat eine Betriebsvorschrift folgende Teile zu enthalten:

- Betriebsplan (Hochwassersteuerplan)
- Hochwassermelde- und Alarmpläne mit Anschriften- und Fernsprechverzeichnis, nach denen alle Informationen über den Eintritt des Einstaus, seinen (weiteren) Verlauf sowie über außergewöhnliche Betriebsfälle und Gefahren weiterzugeben sind
- Dienstanweisung für das Betriebspersonal
- Bedienungsanleitungen
- Wartungs- und Instandhaltungsanweisungen für alle Anlagenteile
- Überwachungsanleitung mit Auswertungsanweisungen

Anpassungen aufgrund von Betriebserfahrungen sollen parallel zur Erstellung des Sicherheitsberichts in der Betriebsvorschrift umgesetzt werden. Sicherheitsrelevante Veränderungen sind umgehend in der Betriebsvorschrift anzupassen.

6.3 Betriebstagebuch

Der Beckenbetrieb ist in einem Betriebstagebuch zu dokumentieren. Die in den hochwasserfreien Zeiten durchgeführten Instandhaltungsarbeiten sind ebenfalls im Betriebstagebuch festzuhalten.

Alle für den Anlagenbetrieb relevanten Ereignisse, Steuerungen, Messungen, Überwachungsdaten, Kontrollen und die dadurch gewonnenen Erkenntnisse sind lückenlos zu erfassen.

6.4 Betriebspersonal

Die Stadt Dillenburg als Anlagenbetreiber setzt für den Betrieb einen Betriebsleiter und einen Stauwärter ein und benennt sie der zuständigen Wasserbehörde. Der Stauwärter muss im Rahmen seiner Ausbildung das gesamte Aufgabenspektrum der Stauwärtertätigkeit (u. a. Betrieb, Steuerung, Inspektion, Instandhaltung) vermittelt bekommen haben.

6.5 Probestau und Inbetriebnahme

Vor Inbetriebnahme des HRBs sind alle Anlagen von der Genehmigungsbehörde abnehmen zu lassen und ein Probestau durchzuführen. Der Probestau ist vom Betreiber in Abstimmung mit der zuständigen Wasserbehörde zu planen und durchzuführen. Das beabsichtigte Programm für den Probestau und die Betriebsvorschrift sind vom Betreiber aufzustellen und rechtzeitig vor dem Beginn des Probestaus mit der Oberen Wasserbehörde abzustimmen. So sind auch die Teilnehmer beim Probestau vorab festzulegen.

Je nach Wasserführung ist unter Beachtung der Gewässerökologie ein Probestau bis drei Viertel des Vollstaus mit reduzierter Regelabgabe durchzuführen. Für einen Probestau von Hochwasserrückhaltebecken muss eine geeignete Wasserführung (nach Möglichkeit in der vegetationsarmen Zeit) abgewartet werden, da sonst die Einstaudauer beim Probestau zu groß ist.

Der Probestau ist durch ein Protokoll zu dokumentieren.

Mit den gewonnenen Erkenntnissen kann die Betriebsvorschrift fortgeschrieben werden. Danach erfolgt die wasserrechtliche Freigabe für den Normalbetrieb durch die Wasserbehörde.

6.6 Beckenüberwachung

6.6.1 Bauwerksüberwachung

Die Bauwerksüberwachung erfolgt durch den Stauwärter und den Betriebsleiter, zusätzlich findet regelmäßig eine Anlagenschau statt.

Folgende Messungen und Kontrollen sind durchzuführen und zu dokumentieren:

- Lage- und Höhenmessungen am Absperrbauwerk
- Sickerwasserbeobachtungen (optische Kontrolle am Auslaufbereich der Dränrohre)
- Grundwasserstandsmessungen luftseitig des Absperrbauwerks
- Zustandskontrollen aller Bauteile, der Ufer- und Beckenbereiche, insbesondere im Hinblick auf Wasseraustritte und Wühltierbefall
- Zustand und Funktionsfähigkeit aller maschinellen und elektrischen Anlagenteile

Mögliche Unregelmäßigkeiten am Staudamm, wie z. B. Setzungsmulden, Nassstellen, Bewuchsveränderungen und Risse, sind durch visuelle Kontrollen zu identifizieren. Zusammen mit den Messeinrichtungen ist eine Gesamtbeurteilung aller sicherheitsrelevanten Bauteile erforderlich. Zur Ermittlung und Beurteilung von Setzungen oder Verformungen werden an mehreren Punkten an Damm und Auslaufbauwerk regelmäßig die Lage und Höhe aufgemessen und bewertet.

Angaben zur Intensität der Messungen und Kontrollen sind in die Betriebsvorschrift (Kapitel 6.2) aufzunehmen.

6.6.2 Betriebsüberwachung

Folgende Elemente für Messungen und Kontrollen sind zu installieren:

- Lattenpegel im Staubereich des Absperrbauwerks
- Digitale Wasserstandsmessung im Bereich des Absperrbauwerks als automatischer Registrierpegel (Füllstandsmessung)
- Stellungsanzeige der Verschlussorgane an den Antrieben
- Niederschlagsmessgerät gem. Aufstellungsbedingungen des DWD
- Störmeldeeinrichtung

Es erfolgt eine Online-Meldung des Stauspiegels an eine HWS-Zentrale.

Es ist die Aufgabe des Betreibers, die Sicherheit der Anlage regelmäßig zu überprüfen. Die Ergebnisse der Bauwerks- und Betriebsüberwachung sind im Betriebstagebuch zu dokumentieren, fortlaufend auszuwerten und in einem Sicherheitsbericht zusammenzuführen.

Bei kleinen Becken ist der Sicherheitsbericht jährlich zu erstellen. Der Sicherheitsbericht wird schriftlich durch den Betriebsbeauftragten erstellt. Der Betreiber hat den Sicherheitsbericht aufzubewahren. Der Sicherheitsbericht ist der Wasserbehörde vorzulegen.

7 Kenndaten des Beckens

Tabelle 7-1: Kenndaten Vorzugsvariante HRB Niederscheld

Hydrologie

Einzugsgebietsgröße gesamt	33,7	km ²
Einzugsgebietsgröße bis oberhalb gelegene HRB	10,0	km ²
Dauerstau I _D	-	m ³
Gewöhnlicher Hochwasserrückhalteraum I _{GHR}	ca. 13.900	m ³
Außergewöhnlicher Hochwasserrückhalteraum I _{AHR1}	ca. 5.300	m ³
Außergewöhnlicher Hochwasserrückhalteraum I _{AHR2}	ca. 16.400	m ³
Basisabgabe	21,0	m ³ /s

Zufluss-Spitzen nach Regionalisierung

BHQ ₁ = HQ ₅₀₀	31,1	m ³ /s
BHQ ₂ = HQ _{5.000}	61,0	m ³ /s
BHQ ₃ = HQ ₁₀₀	24,1	m ³ /s
Q _{max} = HQ _{10.000}	66,8	m ³ /s

Homogener Erddamm

Länge	260	m
Dammkronenhöhe	237,50	m ü. NHN
Kronenbreite	4,50	m
Höhe Absperrbauwerk über Sohle (Grundablass)	5,33	m
Schüttvolumen	ca. 5.500	m ³
Dammneigung	1 : 2	-
Aufstandsfläche	ca. 3.500	m ²
Stärke der Dichtungsschicht (wasserseitig)	1,5	m
Erforderliche Freibordhöhe	1,00	m

Grundablass

Sohlenhöhe Grundablass	232,17	m ü. NHN
Breite	3,40	m
Höhe	1,30	m

Betriebsauslass

Sohlenhöhe	232,37	m ü. NHN
Breite	3,40	m
Höhe	1,35	m

Hochwasserentlastung

Schwellenhöhe Hochwasserentlastung	235,50	m ü. NHN
Schwellenbreite	7,3	m

Stauziele

Vollstau Z _V	235,50	m ü. NHN
Hochwasserstauziel ZH ₁	236,20	m ü. NHN
Hochwasserstauziel ZH ₂	236,50	m ü. NHN
Stauoberfläche BHQ ₁	ca. 22.600	m ²
Stauoberfläche BHQ ₂	ca. 27.300	m ²

8 Kostenberechnung

Überschlägig sind die zu erwartenden Kosten zum Bau des HRBs Niederscheld ermittelt worden. Sie sind in Tabelle 8-1 dargestellt.

Die Baukosten (Positionen 1 – 5) belaufen sich auf etwa 892.000 €, die Baunebenkosten belaufen sich auf ca. 149.000 €, siehe Position 6. Es fallen in 20 Jahren voraussichtlich 137.500 € an Betriebskosten an (Positionen 7 und 8). Die genannten Preise verstehen sich ohne Mehrwertsteuer.

Brutto ergeben sich damit Kosten von 1,25 Mio. €, woraus sich spezifische Baukosten von ca. 90 €/m³ ergeben.

Tabelle 8-1: Kostenermittlung Herstellung und Betrieb HRB Niederscheld

Position	Leistung	Einheit	Menge	Einzelpreis in €	Gesamtpreis in €
1	Baustelleneinrichtung				
1.01	Baustelle einrichten	psch	1	27.000 €	27.000 €
1.02	Baustelle räumen	psch	1	12.000 €	12.000 €
1.03	Verkehrssicherungsmaßnahmen	psch	1	15.000 €	15.000 €
1.04	SI-GE-KO-Leistungen	psch	1	8.000 €	8.000 €
1.05	Baustrasse Schotter (b = 3,50 m) Herstellung/Rückbau	m	330	32,00 €	10.560 €
1.06	Wasserhaltung herstellen und betreiben	psch	1	30.000 €	30.000 €
					102.560 €
2	Baufeld freimachen				
2.01	Strauchwerk roden	m ²	1.400	7,00 €	9.800 €
2.02	Hindernisse (Weidezäune, o. ä.) aufnehmen und entsorgen	psch	1	15.000 €	15.000 €
2.03	Rückbau Sohlabstürze, Sohlverbau	Stck.	3	8.000 €	24.000 €
2.04	Sicherung Fundament Strommast	psch	1	5.000 €	5.000 €
					53.800 €
3	Dammbauwerk				
3.01	Oberboden abtragen und abtransportieren	m ³	1.900	7,00 €	13.300 €
3.02	Boden abtragen, abtransportieren und entsorgen	m ³	600	25,00 €	15.000 €
3.03	Planum herstellen	m ²	3.500	1,00 €	3.500 €
3.04	Konditionierung der Dammbasis (hydr. Bindemittel)	m ²	3.500	6,00 €	21.000 €
3.05	Dammfuß-Dränage (Mineralschotter)	m ³	150	25,00 €	3.750 €
3.06	Dränvlies	m ²	580	8,00 €	4.640 €
3.07	Dränrohr (DN150)	m	170	15,00 €	2.550 €
3.08	Boden für Dammschüttung liefern, konditionieren, lagenweise einbauen und verdichten	m ³	6.000	25,00 €	150.000 €
3.09	Zulage für Konditionierungsmittel für Boden Dammbauwerk (Kalkzementbinder)	m ³	2.000	2,00 €	4.000 €
3.10	Dichtboden (Dichtmaterial)	m ³	2.200	37,00 €	81.400 €
3.11	Oberboden andecken inkl. Einsaat	m ²	2.100	4,00 €	7.800 €
					306.940 €

Position	Leistung	Einheit	Menge	EP [€]	GP [€]
4	Auslaufbauwerk				
4.01	Sauberkeitsschicht (d = 10 cm)	m ²	200	12,00 €	2.400 €
4.02	Auffüllung	m ³	140	20,00 €	2.800 €
4.03	Stahlbeton für Sohle	m ³	100	250 €	25.000 €
4.04	Stahlbeton für Wände (inkl. Flügel-, Stau- und Leitwand sowie Sickerscheiben)	m ³	105	400 €	42.000 €
4.05	Stahlbeton für Überbauten (Querung)	m ³	10	550 €	5.500 €
4.06	Sohlsubstrat	m ³	37	17,00 €	629 €
4.07	Steinschüttung im Durchlass	m ³	37	17,00 €	629 €
4.08	Wasserbausteine (Störsteine > 500 mm, LMB 40/200)	t	25	65,00 €	1.625 €
4.09	Wasserbausteine für Steinsatz in Magerbeton liefern und einbauen	m ³	25	85,00 €	2.125 €
4.10	Grundablass inkl. Schieber und Antrieb	Stck	1	90.000 €	90.000 €
4.11	Betriebsauslass inkl. Schieber und Antrieb	Stck	1	50.000 €	50.000 €
4.12	Grobrechen herstellen	Stck	1	18.000 €	18.000 €
4.13	Treppenanlagen, ca. 30 Stufen	Stck	1	8.000 €	8.000 €
4.14	Geländer liefern und einbauen	m	30	300 €	9.000 €
4.15	Mess- und Regeltechnik	psch	1	20.000 €	20.000 €
					277.708 €
5	Wege- und Straßenbau, Leitungen				
5.01	Betriebsweg herstellen	m ²	950	85,00 €	80.750 €
5.02	Anschluss an vorh. Straßen/Wege (Asphalt)	m ²	90	111,00 €	9.990 €
5.03	Elektrischen Anschluss herstellen	psch	1	30.000 €	30.000 €
5.04	Zufahrtssicherung (Sperrle, Beschilderung)	Stck	2	15.000 €	30.000 €
					150.740 €
				Summe Baukosten (Pos. 1 - 5)	892.000 €

Position	Leistung	Einheit	Menge	EP [€]	GP [€]
6	Baunebenkosten				
6.01	Für E+A-Maßnahmen	psch	1	6.200 €	6.200 €
6.02	Detailliertes ökologisches Fachgutachten (UVS, LBP)	psch	1	25.000 €	25.000 €
6.03	Detaillierte geologische Untersuchungen, geotechn. Nachweise	psch	1	35.000 €	35.000 €
6.04	Statik (Berechnungen, Nachweise)	psch	1	7.500 €	7.500 €
6.05	Ingenieurleistungen (Objektplanung)	Stck	1	69.000 €	69.000 €
6.06	Hochwasserschutzkonzept	psch	1	6.400 €	6.400 €
					149.100 €
7	Inbetriebnahme				
7.01	Beckenbuch	Stck	1	2.500 €	2.500 €
7.02	Probestau	Stck	1	5.000 €	5.000 €
					7.500 €
8	Betriebskosten				
8.01	Jährliche Sicherheitsüberprüfung	psch	20	2.500 €	50.000 €
8.02	Pflege und Monitoring E+A-Maßnahmen (jährlich)	psch	20	4.000 €	80.000 €
8.03	Höhen- und Lagemessung	Stck	5	1.500 €	7.500 €
8.04	Kleine Reparaturen/Instandhaltungsmaßnahmen	psch	1	5.000 €	5.000 €
				Betriebskosten für 20 Jahre	137.500 €

9 Literaturverzeichnis

- ATV-DVWK. *Merkblatt 246/1997 Freibordbemessung an Stauanlagen*. Bonn: Gas und Wasser, 1997.
- Bollrich, G., und G. Preißler. *Technische Hydromechanik, Band 1: Grundlagen*. Berlin: Verlag für Bauwesen, 1992.
- Deutsches Institut für Normung e. V. DIN. *DIN 19700–10 Stauanlagen–Gemeinsame Festlegungen*. Berlin: Beuth Verlag, 2004a.
- . *DIN 19700–12 Stauanlagen–Hochwasserrückhaltebecken*. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2004b.
- DWD–Abteilung Hydrometeorologie. *KOSTRA-DWD-2000–Starkniederschlagshöhen für Deutschland (1951–2000)–Fortschreibungsbericht*. Herausgeber: Hella Bartels, Bernd Dietzer, Gabriele Malitz, Franz, M. Albrecht und Josef Guttenberger. Offenbach, 2005.
- Hunt, I.A. „Design of seawalls and breakwaters.“ *Journal of the Waterways, Harbors, and Coastal Engineering Division: Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, 1959: 123 ff.
- Hydrotec. „Hochwasserschutzplanung im Einzugsgebiet der Schelde.“ Aachen, 2010.
- Krylov, J.M, S.S. Strekalov, und V.F. Tsyplukhin. *Vetrovye volny i ich vozdejstvie na sooruzenija (in Russisch: Windwellen und deren Wirkung auf Bauwerke)*. Leningrad: Gidrometeoizdat, 1976.
- LUBW Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg. *Arbeitshilfe zur DIN 19700 für Hochwasserrückhaltebecken*. Karlsruhe: Verlagsauslieferung der LUBW, 2007.
- Wagner, H. *Seebau und Küstenschutz 1*. Berlin: Verlag Technik, 1974.

Weitere zur Erstellung des Berichts verwendete Literatur

- DVWK (1991): DVWK-Merkblatt 220: *Hydraulische Berechnung von Fließgewässern*.
- Hessisches Ministerium für Umwelt, ländlichen Raum und Verbraucherschutz: *Anforderungen an das Erstellen von Hochwasserschutzkonzepten in Hessen* (aus: Praktikerseminar am 28./29. November 2005 in Feuchtwangen).
- Hessisches Ministerium für Umwelt, Landschaft und Forsten (1999): *Neue Wege im Hochwasserschutz*.
- HGN Hydrologie GmbH im Auftrag des Regierungspräsidiums Gießen: *Retentionskataster Hessen* (Schelde, bearbeitet 2005).
- Regierungspräsidium Gießen, Abteilung Umwelt, *Verfahrensbuch Wasserrechtliche Planfeststellungs-/Plangenehmigungsverfahren*, Dezernat 41.2 – Oberirdische Gewässer/Hochwasserschutz -, Gießen, Januar 2011.

Verwendete EDV-Programmsysteme

ArcGIS®, Version 10.3	ESRI, Redlands (CA), USA
HYDRO_AS-2D, Version 2.2.2	Dr. M. Nujić, Rosenheim/Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH, Aachen
SMS, Version 10.1	AQUAVEO, Provo (Utah), USA
Jabron, Version 6.8	Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH, Aachen
NASIM®, Version 3.8.1	Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH, Aachen
TimeView®, Version 2.4	Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH, Aachen