

## Stadt Deggendorf

### HRB Aubach

#### vertiefte Sicherheitsüberprüfung nach DIN 19700

vom 31.05.2022

**Vorhabensträger:** Stadt Deggendorf  
Tiefbauamt Stadtentwässerung  
Franz-Josef-Strauß-Straße 3  
94469 Deggendorf

**Verfasser:** Dr. Blasy - Dr. Øverland  
Ingenieure GmbH  
Moosstraße 3 82279 Eching am Ammersee

ea-Deggen-003.01

## Verzeichnis der Unterlagen

### Erläuterungen

- Anlage 1: Fotodokumentation
- Anlage 2: Lageplan und Bohrprofile (Auszug aus Baugrunduntersuchungen)
- Anlage 3: Hydrologische und hydraulische Berechnungen
  - Anlage 3.1: Ganglinien HQ100
  - Anlage 3.2: Speicherinhaltslinie
  - Anlage 3.3: Wasserstands-Abfluss-Beziehungen
  - Anlage 3.4: Retentionsberechnungen Zusammenstellung Ergebnisse
  - Anlage 3.5: Freibordbemessung
- Anlage 4: Erdstatische Berechnungen
  - Anlage 4.1: Potentialverteilungen - Ergebnisdarstellung
  - Anlage 4.2: Böschungsbruchberechnungen – Ergebnisdarstellung
  - Anlage 4.3: Nachweis der Spreizsicherheit
- Anlage 5: Lageplan

## Erläuterungsbericht

<b>1.</b>	<b>Vorhabensträger .....</b>	<b>1</b>
<b>2.</b>	<b>Veranlassung und Zweck des Vorhabens.....</b>	<b>1</b>
<b>3.</b>	<b>Verwendete Unterlagen .....</b>	<b>2</b>
<b>4.</b>	<b>Bestehende Verhältnisse .....</b>	<b>3</b>
4.1	Lage und konstruktive Gestaltung des HRB.....	3
4.2	Geologische und hydrogeologische Verhältnisse.....	6
4.3	Auswertung der Baustellendokumentation .....	7
4.4	Auswertung vorliegender Kontrollen und Dokumentationen.....	8
4.5	Vermessung .....	9
4.6	Fotodokumentation .....	9
<b>5.</b>	<b>Hydrologische und hydraulische Untersuchungen .....</b>	<b>10</b>
5.1	Rückblick auf die Entwurfsplanung .....	10
5.2	Untersuchungen im Rahmen der vertieften Sicherheitsüberprüfung .....	11
5.2.1	Allgemeine Angaben.....	11
5.2.2	Klassifizierung des HRB Aubach .....	11
5.2.3	Hydrologische Berechnungen.....	12
5.2.3.1	Berechnungsmodell.....	12
5.2.3.2	Einzugsgebiet .....	12
5.2.3.3	Gebietskenngrößen .....	13
5.2.3.4	Untersuchte Jährlichkeiten.....	16
5.2.3.5	Niederschlagshöhen .....	16
5.2.3.6	Abflussberechnungen .....	16
5.2.3.7	Zuschlag für die Regenwasserkanalisation von Simmling.....	17
5.2.4	Hydraulische Leistungsfähigkeit des Betriebsauslasses .....	18
5.2.5	Hydraulische Leistungsfähigkeit der Hochwasserentlastung.....	21
5.3	Ermittlung des Rückhaltewirkung und des Schutzgrads.....	24
5.4	Überprüfung des Freibords .....	29
5.4.1	Eingangsgrößen und Berechnungsansätze .....	29
5.4.2	Wellenauflauf.....	31
5.4.3	Windstau .....	31
5.4.4	Sicherheitszuschlag.....	32
5.4.5	Eisstau.....	32

5.4.6	Erforderliche Mindesthöhe des Freibords .....	32
5.4.7	Prüfung des vorhandenen Freibords.....	32
5.5	Sicherheit der überströmbaren Dammböschung.....	33
<b>6.</b>	<b>Tragsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit des Absperrbauwerks .....</b>	<b>34</b>
6.1	Geotechnische und geometrische Grundlagen .....	35
6.1.1	Untergrundverhältnisse und Dammschüttmaterial.....	35
6.1.2	Dammquerschnitt.....	37
6.2	Potentialverteilung, Durchsickerung und Unterströmung des Damms.....	38
6.3	Tragsicherheit.....	40
6.3.1	Bemessungsfälle .....	40
6.3.2	Gesamte und lokale Standsicherheit (Böschungsbruch – GEO-3) .....	45
6.3.3	Sicherheit gegen Gleiten (GEO-2) .....	46
6.3.4	Sicherheit am Dammfuß bei Spreizwirkung (GEO-2) .....	47
6.4	Gebrauchstauglichkeit .....	48
6.4.1	Hydraulische Sicherheit .....	48
6.4.1.2	Erosions- und Suffosionssicherheit.....	49
6.4.2	Verformungen / Setzungen .....	50
<b>7.</b>	<b>Baulicher Zustand der Anlagen und Bewertung der Funktionsfähigkeit.....</b>	<b>52</b>
7.1	Absperrdamm .....	53
7.2	Hochwasserentlastung .....	54
7.3	Betriebsauslass .....	54
<b>8.</b>	<b>Betriebsvorschrift.....</b>	<b>55</b>
<b>9.</b>	<b>Zusammenfassung.....</b>	<b>55</b>

## 1. Vorhabensträger

Vorhabensträger ist die Stadt Deggendorf  
Tiefbauamt - Stadtentwässerung  
Franz-Josef-Strauß-Straße 3  
94469 Deggendorf

## 2. Veranlassung und Zweck des Vorhabens

Die Stadt Deggendorf betreibt das Hochwasserrückhaltebecken (HRB) Aubach. Die im Jahr 1998 in Betrieb genommene Anlage dient zur Rückhaltung und Drosselung der Hochwasserabflüsse aus einem ca. 1,55 km<sup>2</sup> großen Einzugsgebiet am Oberlauf des Aubachs.

Der Bau des HRB wurde mit Planfeststellungsbescheid des Landratsamtes Deggendorf vom 09.04.1997 (AZ: 41-641-4/2) genehmigt. Mit gleichem Datum wurde die gehobene Erlaubnis nach Art. 16 BayWG<sup>1</sup> zum zeitweisen Aufstau des Aubachs erteilt. Diese Genehmigung zum Aufstau des Aubachs wurde bis zum 31.12.2016 befristet und muss daher neu beantragt werden.

Grundlage hierfür ist die Erstellung einer „Vertieften Sicherheitsüberprüfung“ der bestehenden Anlage. Diese basiert auf den Vorgaben der DIN 19700 (Stauanlagen – Teil 10: Gemeinsame Festlegungen) vom Juli 2004. Nach Nr. 11 der Norm werden vertiefte Überprüfungen „in angemessenen Zeitabständen sowie gegebenenfalls in Abhängigkeit des Gefährdungspotenzials und gegebenenfalls nach außergewöhnlichen Ereignissen“ erforderlich. Eine Konkretisierung findet sich im Merkblatt DWA-M 522 „Kleine Talsperren und kleine Hochwasserrückhaltebecken“ vom Mai 2015. Danach sind im Abstand von 15 bis 20 Jahren im Rahmen einer vertieften Überprüfung nach Merkblatt DVWK-M 231 die statischen, hydrologischen und hydraulischen Bemessungsgrundlagen sowie die betrieblichen Vorgaben und das Überwachungskonzept zu überprüfen.

Ähnliche Angaben finden sich in einer Arbeitshilfe zur DIN 19700 für Hochwasserrückhaltebecken, die 2006 von der Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg veröffentlicht wurde. Danach kann der Zeitabstand für die Durchführung einer vertieften Überprüfung bei Hochwasserrückhaltebecken bis auf 20 Jahre ausgedehnt werden. Da das HRB 1998 in Betrieb genommen wurde, besteht nunmehr Bedarf für eine vertiefte Überprüfung. Im Ergebnis und auf der Grundlage dieser Überprüfung kann dann auch die Bewilligung zum Aufstauen des Aubachs neu beantragt werden.

Die Notwendigkeit für die Durchführung von vertieften Überprüfungen ergibt sich aus dem Umstand, dass Hochwasserrückhaltebecken sicherheitsrelevant sind. Insbesondere muss der Fall ausgeschlossen werden, dass der Absperrdamm z.B. infolge außergewöhnlicher Hochwasserereignisse bricht, so dass der aufgestaute Bach in Form einer Flutwelle in den geschützten Bereich eindringt. Durch die Anwendung der anerkannten Regeln der Technik konnte zum Zeitpunkt der Planung und Bauausführung eine ausreichende Sicherheit als gewährleistet angesehen werden. Sowohl durch Klimaveränderungen als auch durch neue Erkenntnisse aus dem Betrieb und Unterhalt von Hochwasserrückhaltebecken und den daraus resultierenden Anpassungen der DIN 19700 ergeben sich allerdings Veränderungen, die bei der Bewertung des Sicherheitsniveaus berücksichtigt werden müssen.

Mit der vertieften Überprüfung soll daher kontrolliert werden, ob das Hochwasserrückhaltebecken den aktuell geltenden Sicherheitsanforderungen entspricht. Sollten sich bei der

---

<sup>1</sup> BayWG in der Fassung vom 19.07.1994

Überprüfung Defizite ergeben, werden mögliche Maßnahmen für eine Verbesserung bzw. eine Anpassung des Dammes an den aktuellen Stand der Technik vorgeschlagen. Die Umsetzung ggf. erforderlicher Maßnahmen muss dann vom Vorhabensträger veranlasst werden.

Nach den vorliegenden Regelwerken und Arbeitshilfen und entsprechend den Gegebenheiten am HRB Aubach umfasst die vertiefte Sicherheitsüberprüfung des Dammes folgende Untersuchungen:

- ▷ Erfassung und Dokumentation der bestehenden Verhältnisse
- ▷ Hydrologische Untersuchung mit Überprüfung der Bemessungshochwasserzuflüsse sowie der Ermittlung des aktuellen Hochwasserschutzgrads
- ▷ Hydraulische Berechnungen mit Überprüfung der Sicherheit der Stauanlage gegenüber Hochwasser
- ▷ Geotechnische Beurteilung und Überprüfung der Standsicherheit des Absperrbauwerks ggf. mit zusätzlicher geotechnischer Erkundung
- ▷ Beurteilung des baulichen Zustands der Anlage und Bewertung der Funktionsfähigkeit
- ▷ Neufassung der Betriebsvorschrift

Die Ergebnisse der Untersuchungen werden nachfolgend beschrieben und bewertet. Sie bilden die Grundlage für einen Antrag der Stadt Deggendorf auf eine gehobene wasserrechtliche Erlaubnis zum Weiterbetrieb der Anlage.

### **3. Verwendete Unterlagen**

Neben den einschlägigen DIN-Normen wurden für die Bearbeitung der vertieften Sicherheitsüberprüfung die nachfolgend aufgelisteten Unterlagen verwendet:

- [1] Planung Hochwasserrückhaltebecken Aubach Deggendorf  
Univ. Prof. Dr.-Ing. Th. Strobl; Technische Universität München, München 30.04.1996
- [2] Hochwasserrückhaltebecken Aubach – Deggendorf, Baugrunduntersuchung,  
Landesgewerbeanstalt Bayern (LGA), Nürnberg  
1. Bericht (24.11.1995), 2. Bericht (07.05.1996) und 3. Bericht (25.04.1996)
- [3] Stadt Deggendorf, HRB Aubach Baustellendokumentation, Lahmeyer International,  
München 02.07.1998
- [4] Prüfbericht Landesgewerbeanstalt Bayern (LGA), Nürnberg 14.01.1997
- [5] Türke, H.: Statik im Erdbau, Berlin 1999
- [6] Von Soos, P: Eigenschaften von Boden und Fels, ihre Ermittlung im Labor, Grundbau-  
taschenbuch, Teil 1, München 1996
- [7] Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen, Karlsruhe 2005
- [8] Möller, G.: Geotechnik – Bodenmechanik, Grundbau, Berlin 2012
- [9] Vermessung der Dammkrone, Ein- und Auslauf Rohrleitung, Ingenieurbüro Vermessung  
Zinth, Deggendorf, November 2021

## 4. Bestehende Verhältnisse

### 4.1 Lage und konstruktive Gestaltung des HRB

Das HRB Aubach befindet sich am Ostrand der niederbayerischen Kreisstadt Deggendorf. Entsprechend der Darstellung in Abbildung 4.1 liegt der Absperrdamm des HRB im Hauptschluss des Aubachs unmittelbar oberstrom einzelner Anwesen im Außenbereich.



Abbildung 4.1: Lage des HRB Aubach (Quelle: Bayernatlas)

Entsprechend der Darstellung in Abbildung 4.1 entsteht der Aubach aus drei Quellen, die im südöstlichen Teil des Stadtgebiets von Deggendorf in den Ortsteilen Simmling und Mietzing entspringen. Die Quellen befinden sich in Entfernungen von ca. 500 bis 1.000m oberstrom des Absperrdamms. Etwa 150 m nordöstlich des Damms vereinigen sich die Quellbäche und fließen von dort in einem Gerinne zum Stauraum des HRB.

Nach der Passage des HRB fließt der Aubach weiter in westlicher Richtung am Südrand des Stadtgebiets von Deggendorf. Im bebauten Bereich ist der Bach stellenweise verrohrt oder verläuft in einem ausgebauten Gerinne. Im Stadtteil Stadtau unmittelbar östlich des Stadtzentrums wird der Aubach im Bereich der Straße „Färbergraben“ in einen als Druckstollen wirkenden Kanal eingeleitet und gelangt von dort zum Schöpfwerk Deggendorf und weiter in die Donau.

Abbildung 4.2 zeigt das Hochwasserrückhaltebecken mit den benachbarten Flächen einschließlich der unmittelbar südöstlich gelegenen Bebauung (Schanzenweg 67 bis 73). Die Anlage besteht aus einem Absperrdamm mit einem Einlaufbauwerk zur Drosselung der Hochwasserabflüsse und einer Hochwasserentlastung in Form einer befestigten Dammscharte.

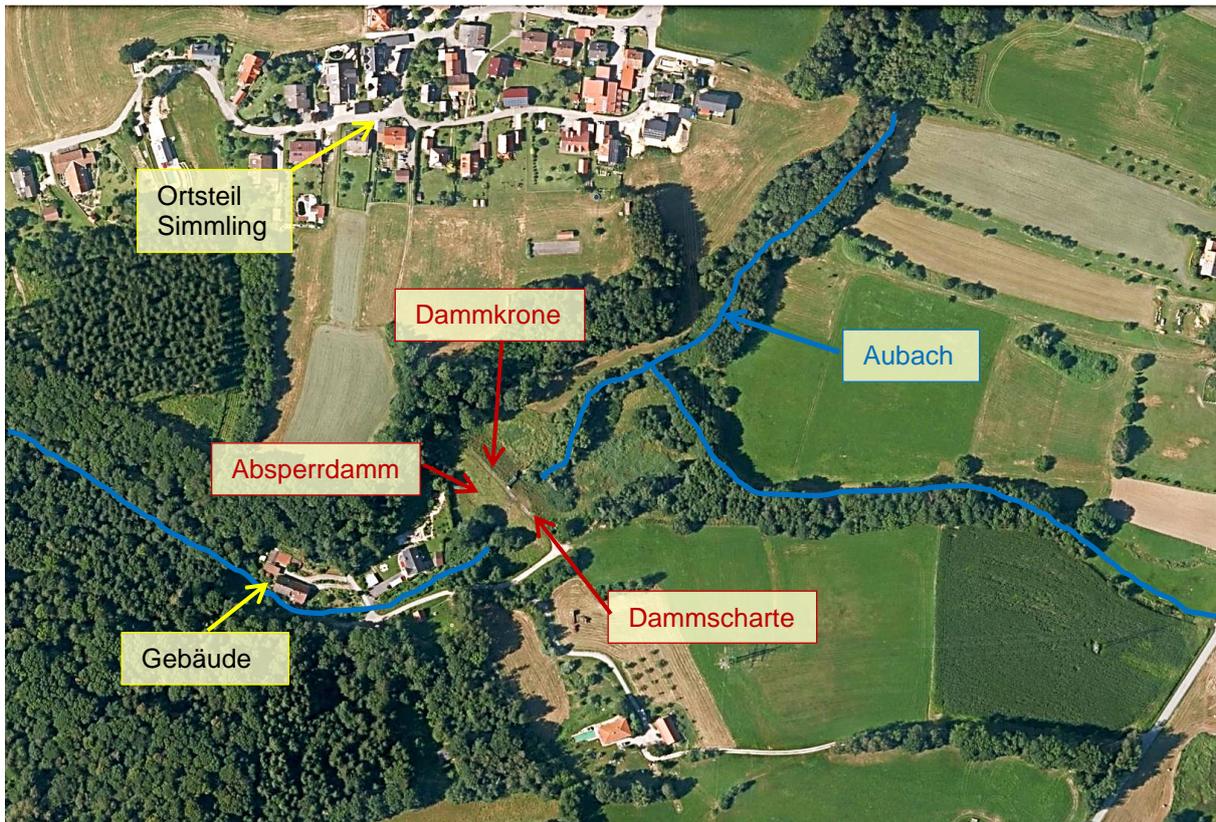


Abbildung 4.2: HRB mit benachbarten Flächen (Quelle: Bayernatlas)

Der ca. 110 m lange und maximal ca. 7,8 m hohe Absperredamm wurde aus Bodenmaterial geschüttet, das unmittelbar vor Ort durch Abgrabungen gewonnen wurden. Dafür wurden oberflächennah anstehende sandige Schluffe und die darunter angetroffenen Gneiszersatzböden verwendet.

Im Rahmen der Planung war zunächst die Schüttung eines homogenen Erddamms geplant. Bei der Bauausführung wurde abweichend davon ein zonierter Damm hergestellt, der aus einem 3 bis 4 m breiten Dichtungskern mit wasser- und landseitig angrenzenden Stützkörpern besteht. Nähere Angaben dazu können den Kap. 4.3 und 6.1.1 entnommen werden.

Die Anlage wird als Trockenbecken ohne Dauerstau betrieben. In hochwasserfreien Zeiten wird das im Aubachgerinne zufließende Wasser über einen Betriebsauslass durch den Absperredamm geführt, ohne dass es zu einem Aufstau vor dem Damm kommt. Die Anordnung eines separaten Grundablasses zusätzlich zum Betriebsauslass ist daher entbehrlich.

Bei Hochwasserführung des Aubachs ist die Zuflussmenge größer als der Drosselabfluss, der über den Betriebsauslass abgegeben wird. In der Folge davon kommt es zu einem Einstau vor dem Absperredamm. Steigt der Wasserspiegel über das Stauziel an, erfolgt eine Hochwasserentlastung über eine erosionssicher befestigte Dammscharte.

Der Abfluss aus dem HRB erfolgt somit je nach Betriebszustand über folgende Bauwerke:

▷ **Betriebsauslass**

Der Betriebsauslass besteht aus einem Einlaufbauwerk mit Rechen und Drosselschieber und einer anschließenden Rohrleitung DN 1000. An der Sohle des in Abbildung 4.3 dargestellten Einlaufbauwerks erfolgt der Zulauf in die ca. 30 m lange Rohrleitung, die in südwestlicher Richtung durch das Dammbauwerk geführt wird und auf der Luftseite am Fuß der Dammscharte in den weiterführenden Aubach mündet.



Abbildung 4.3: Blick auf das Einlaufbauwerk mit Rechen und Schieber

Durch die Wirkung des Drosselschiebers ist der Abfluss bei Hochwasserführung des Aubachs kleiner als der Zufluss, so dass es zu einem Einstau vor dem Absperrdamm kommt. Bleibt der Einstau im Becken unterhalb der Höhe der Dammscharte, erfolgt eine vollständige Entleerung des HRB über den Betriebsauslass.

▷ **Hochwasserentlastung**

Bei weiter anhaltenden Hochwasserzuflüssen und einem Einstau bis über das Stauziel erfolgt eine Hochwasserentlastung über die in Abbildung 4.4 dargestellte Dammscharte.

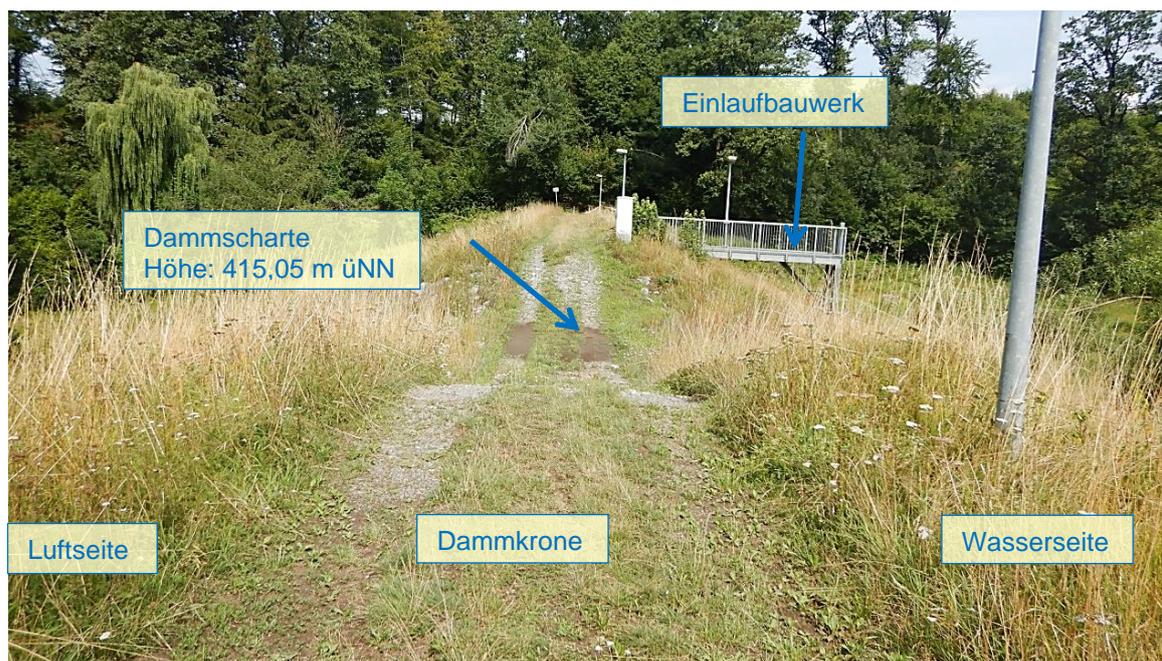


Abbildung 4.4: Blick auf die Dammscharte in Richtung Nordwest

## 4.2 Geologische und hydrogeologische Verhältnisse

Im Rahmen der Planung des HRB Aubach wurden umfangreiche Baugrunduntersuchungen durchgeführt (Unterlage [2]). Nachfolgend werden die wesentlichen Ergebnisse dieser Untersuchungen zusammengefasst, soweit sie für die Zwecke der vorliegenden Sicherheitsüberprüfung relevant sind.

Zur Bewertung der Untergrundverhältnisse wurden im Jahr 1995 fünf Bohrungen in Tiefen zwischen 5 und 15 m unter GOK abgeteuft. Außerdem wurden acht Schürfguben angelegt (vgl. Abbildung 4.5). Die Profile der Bohrungen sind als Kopie aus der Baugrunduntersuchung in Anlage 2 dargestellt. Für weitere Angaben wird auf die bei der Stadt Deggendorf vorliegenden Unterlagen verwiesen.

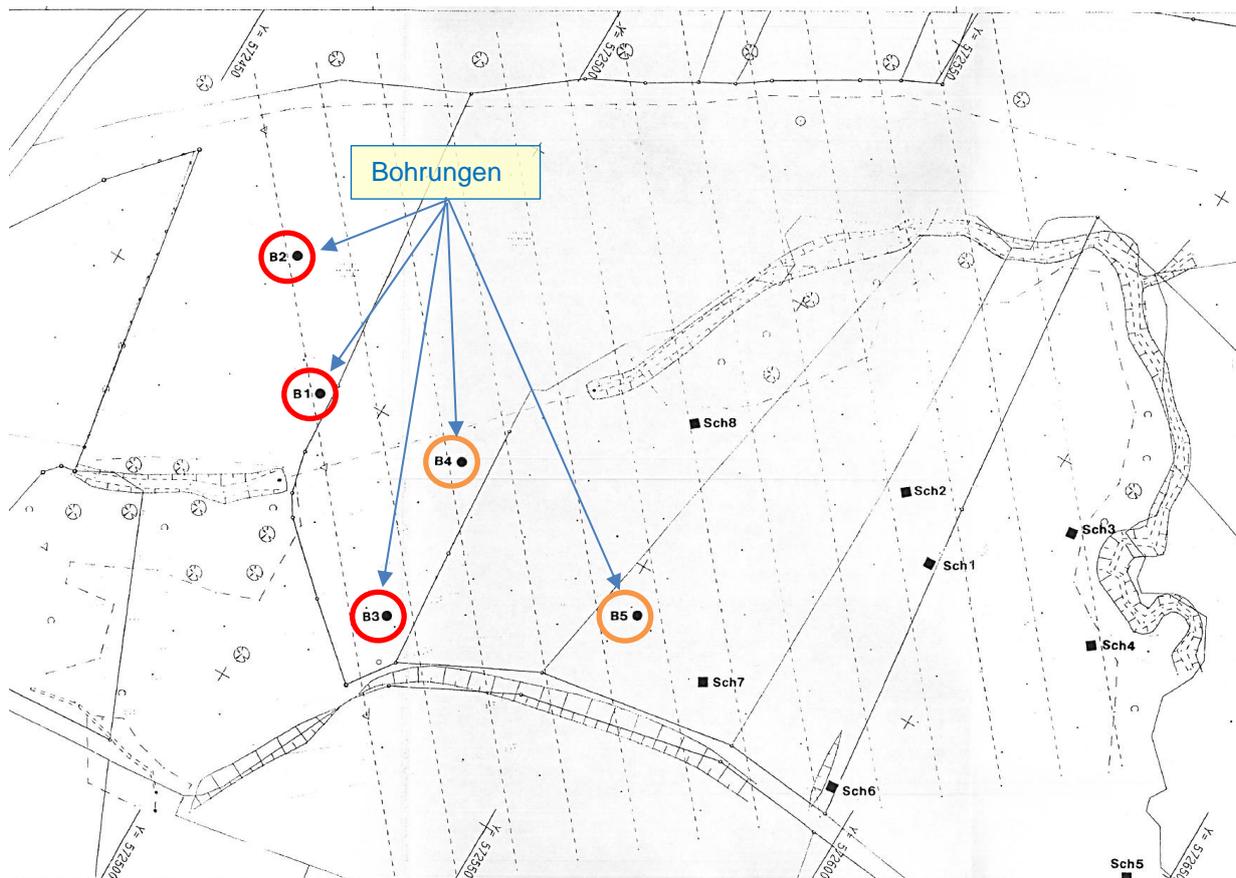


Abbildung 4.5: Ausschnitt aus dem Lageplan des Baugrundgutachten

Die Bohrungen B1 bis B3 (rote Kreise) liegen im Bereich des Absperrdamms, die Bohrungen B4 und B5 (orangene Kreise) im südwestlichen Teil des Stauraums. Die Schürfe Sch1 bis Sch8 liegen im Bereich der Entnahmestelle des Dammschüttmaterials.

Die Profile der Bohrungen B1 und B3 im Bereich des Damms zeigen unter einer gering mächtigen Oberbodenschicht stark schluffige Sande. In den Bohrungen B2, B4 und B5 besteht die oberste Bodenschicht aus feinsandigen Schluffen mit wechselndem Tonanteil. Diese Schluffe weisen im oberen Bereich eine weiche, mit zunehmender Tiefe auch steife Konsistenz auf. Charakteristisch für das angetroffene Material ist der abschnittsweise vorhandene deutliche Glimmergehalt.

Ab Tiefen von ca. 0,8 bis 1,50 m stehen Gneiszersatzschichten an, die die Verwitterungszone des Kristalins darstellen. Das Korngrößenspektrum dieser Schicht liegt zwischen schluffigen Sanden und sandigen Schluffen. Die Übergänge der einzelnen Schichten sind

nicht sehr deutlich ausgebildet. Ab Tiefen von 5,20 m und 7,00 m steht das unverwitterte, klüftig bis stark klüftige Grundgebirge an. Über dem Gneis wurden teilweise brockige Übergangsschichten angetroffen.

Zusätzlich wurden im Bereich der Entnahmestelle für das Dammbaumaterial acht Schürfruben angelegt, um zu prüfen, ob sich das anstehende Material für die Schüttung des Absperrdamms eignet. In den Schürfen wurden unter einer 0,2 – 0,3 m mächtigen Oberbodenschicht sandige bis stark sandige Schluffe mit z.T. deutlichem Glimmergehalt angetroffen. Die Konsistenz dieser bindigen Böden wurde mit weich bis steif bzw. steif angegeben. Ähnlich wie bei den Bohrungen im Bereich des Damms wurde auch bei den Schürfen ab Tiefen zwischen ca. 0,80 m und 3,00 m Gneiszersatz angetroffen. Deutliche Schichtgrenzen zwischen den überlagernden Schluffen und dem Gneiszersatz sind auch hier nicht vorhanden. Der Gneiszersatz entspricht einem schluffigen Sand bzw. sandigem Schluff, in dem jedoch auch harte Felskomponenten bis Stein- oder Blockgröße vorliegen.

Der Grundwasserspiegel lag beim Abteufen der Bohrungen zwischen 0,35 m unter GOK (~408,60 m üNN) an der Bohrung B4 und 4,60 m unter GOK (~408,00 m üNN) an der Bohrung B3. An der zur Grundwassermessstelle ausgebauten Bohrung B1 wurde ein Grundwasserspiegel von 0,75 m unter GOK (~407,50) gemessen. Beim Anlegen der Schürfe wurden Schichtwasserzutritte in Tiefen zwischen 0,30 m und 2,10 m unter GOK registriert.

Im 3. Bericht der Baugrunduntersuchungen wurden die an den Bohrungen B1 bis B4 durchgeführten Wasserabpressversuche ausgewertet. Demnach liegt der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert des Untergrundes im Bereich zwischen  $1 \cdot 10^{-3}$  m/s (B4) und  $4 \cdot 10^{-7}$  m/s (B3). Die Auswertung der Versuche zeigt außerdem, dass die Wasserdurchlässigkeit des Bodens mit zunehmender Tiefe geringer wird.

Insgesamt kann festgestellt werden, dass die Eigenschaften des Untergrundes und des Dammschüttmaterials umfangreich untersucht wurden. Die Dokumentation der Untersuchungen liegt vor. Im Gutachten wurde vorgeschlagen, eine Mischung von Schluff und Gneiszersatz als Dammschüttmaterial zu verwenden. Dadurch entsteht mittelplastischer Ton, der ein geeigneter Baustoff für Erd- bzw. Staudämme ist.

Allerdings lag der Wassergehalt des Schluff-Gneiszersatz-Gemisches über dem optimalen Wert. Bereits im Vorfeld der Herstellung wurde deshalb darauf hingewiesen, auf einen Einbau bei Regenwetter zu verzichten und ggf. trockenen Gneiszersatz zuzugeben.

### **4.3 Auswertung der Baustellendokumentation**

Die Firma Lahmeyer International hat für den Bau des HRB Aubach eine Baustellendokumentation erstellt. Darin enthalten sind Besprechungsprotokolle, das Bautagebuch, div. Abrechnungen der Baufirmen und Planunterlagen.

Demnach wurde die Landesgewerbeanstalt Bayern (LGA) mit der Überprüfung der Einhaltung der Planungsvorgaben für die Herstellung des Absperrbauwerks beauftragt. Die Überprüfung begann im August 1997 mit der Kontrolle der Verdichtung des eingebauten Dammschüttmaterials. Hierfür wurden mehrere Probefelder eingerichtet.

Ergebnis dieser Untersuchungen war, dass der in der Planung geforderte Verdichtungsgrad von 98 % aufgrund des sehr hohen Wassergehaltes nicht erreicht werden konnte. Zunächst wurde daher versucht, durch entsprechende Kalkbeimengungen die Proctordichte zu erhöhen. Da der Wassergehalt des ausgebauten Schüttmaterials kleinräumig sehr starke Unterschiede aufwies (Wassergehalte von 13,5 % - 25,5 %), konnte eine einheitliche Kalkzugabe

jedoch nur sehr schwer festgelegt werden. Eine Verbesserung durch Trocknung des Materials war aufgrund der beengten Platzverhältnisse und der begrenzten Bauzeit ebenfalls nicht möglich.

In Anbetracht dieser Schwierigkeiten wurde im September 1997 festgelegt, den Absperrdamm nicht in Form einer homogenen Schüttung, sondern als zonierten Erddamm auszubilden (siehe 4. Baustellenbericht vom 30.09.1997 der LGA, Kap. 1.2.1).

Demnach wurde in der Dammachse ein zentraler Bereich als Dichtungskern hergestellt. Dieser ca. 3 – 4 m breite, optimal verdichtete Kern übernimmt die Dichtfunktion des Absperrbauwerks. Die daran angeschlossenen Dammschüttungen der Wasser- und Luftseite dienen lediglich als Stützung des Dichtungskernes und haben keine abdichtende Funktion (Baustellenprotokoll und Besprechung vom 12.09.1997).

Für die Herstellung der Dichtzone wurde ausgesuchtes Bodenmaterial verwendet, das einen Schluffanteil von mindestens 25 % haben soll. Dafür wurde ein Bodengemisch aus einem Teil Gneiszersatz und zwei Teilen Schluff hergestellt. Kontrollmessungen der LGA haben dabei im Mittel eine Proctordichte von ca. 97 % ergeben. Bei dieser Mischung wird auch der geforderte Durchlässigkeitsbeiwert von  $k_f > 1 \cdot 10^{-8}$  m/s eingehalten.

Die Herstellung der sog. Stützzonen erfolgte aus Gneiszersatz bzw. einem Gemisch mit der Zugabe von 1 % Kalk. Nach den Prüfungen der LGA konnten hierbei Verdichtungsgrade von > 95 % erreicht werden.

Die Unterteilung der Dammschüttung in einen Dichtungskern mit Stützkörpern wurde bis auf die Höhe des Stauziels (415,00 m üNN) umgesetzt. Anschließend erfolgt aus bautechnischen Gründen wieder eine homogene Schüttung des Dammes mit einem Gemisch aus Schluff und Gneiszersatz und einem möglichen Kalkzusatz von 1%.

#### **4.4 Auswertung vorliegender Kontrollen und Dokumentationen**

Zur Beurteilung des Zustands des HRB Aubach wurden die Ergebnisse von Begehungen und Überprüfungen der Anlage durch den Betreiber in den Jahresberichten an das Wasserwirtschaftsamt Deggendorf (WWA) sowie die Prüfberichte der Technischen Gewässeraufsicht des WWA berücksichtigt. Konkret lagen Bewertungen mit Checklisten von folgenden Begehungen vor:

- ▷ Prüfberichte der Technischen Gewässeraufsicht des WWA Deggendorf:
  - Begehung am 17.11.2011 mit Prüfbericht vom 07.12.2011
  - Begehung am 25.03.2015 mit Prüfbericht vom 17.06.2015
- ▷ Jahresberichte an das WWA Deggendorf:
  - Berichtsjahre 1999 – 2001
  - Berichtsjahr 2002
  - Berichtsjahr 2003 – 2004
  - Berichtsjahr 2005 – 2006
  - Berichtsjahr 2007 – 2008
  - Berichtsjahr 2009 – 2010
  - Berichtsjahr 2011 – 2012

In den Berichten ist belegt, dass in den letzten Jahren immer wieder kleinräumige, durch Biberbefall verursachte Schäden am Damm ausgebessert wurden.

Aus den Jahresberichten geht hervor, dass die Stellung bzw. die Öffnungshöhe des Schiebers im Betriebsauslass regelmäßig an die Wettersituation angepasst wurde. Zu Zeiten der Schneeschmelze oder bei stärkeren Regenereignissen wurde die Öffnungshöhe auf 20 cm festgelegt. Im sogenannten Sommerbetrieb hat sich nach den Angaben des Betreibers eine Öffnungshöhe des Schiebers von 15 cm bewährt. Derartige Anpassungen wurden vom Betreiber in den Jahresberichten an das WWA mitgeteilt.

Im Bericht für die Jahre 1999 – 2001 hat der Betreiber dem WWA mitgeteilt, dass der Schieber so eingestellt wird, dass im Winterhalbjahr eine Menge von 400 l/s und im Sommerhalbjahr eine Wassermenge von 250 l/s abfließen kann. Im Hinblick auf die Verbesserung der Betriebssicherheit soll damit erreicht werden, dass ein Ablauf von eingestautem Wasser über die Dammscharte zur Hochwasserentlastung möglichst vermieden wird. Die Änderungen der Öffnungshöhe des Schiebers bzw. Anpassungen an die jeweilige Wettersituation wurden im Laufe der letzten Jahre regelmäßig durchgeführt.

Zu Betriebsbeginn des HRB war der Rechen am Einlaufbauwerk teilweise stark zugesetzt und versandet. Dieses Problem konnte durch die Nachrüstung eines Sandfangs und durch regelmäßige Räumung verbessert werden.

Größere Schäden oder ein Ausfall der Funktionsfähigkeit des Betriebsauslasses wurden bisher nicht festgestellt.

#### **4.5 Vermessung**

Unmittelbar nach der Herstellung des HRB Aubachs wurde im Jahr 1998 eine Bestandsvermessung durchgeführt.

Um Aussagen über Setzungen der Dammkrone treffen zu können, die seit dieser Vermessung ggf. aufgetreten sind, wurde die Dammkrone im November 2021 erneut vermessen. In diesem Zusammenhang wurden auch die Höhe am Einlauf und am Auslauf des Betriebsauslasses (Rohrleitung DN 1000) vermessen. Diese beiden Höhen sind für die Ermittlung des Abflusses aus dem Betriebsauslass wichtig und wurden bei den im Kap. 5 erläuterten hydraulischen Berechnungen verwendet.

Für das HRB Aubach und das umliegende Gelände wurden zusätzlich die Laserscandaten des digitalen Geländemodells DGM 1 verwendet, die von der Stadt Deggendorf zur Verfügung gestellt wurden. Die Daten wurden ausgewertet und in einem digitalen Geländemodell (DGM) zusammengestellt (vgl. Lageplan Bestand in Anlage 6). Das Modell wurde als Grundlage zur Ermittlung des Volumens für hydraulische Berechnungen (Stauinhaltslinie, Rückhaltevolumen etc.) verwendet.

#### **4.6 Fotodokumentation**

Im Juli 2019 wurde eine Ortsbegehung des Dammes durchgeführt. Dabei wurden Fotos der Anlage und der angrenzenden Bereiche gemacht. Diese Bilder wurden in einer Fotodokumentation nummeriert und zusammengefasst, die als Anlage 1 beigelegt ist. Dabei wurde jeweils der Standort bei der Bilderstellung, sowie die Blickrichtung angegeben, um ein besseres Verständnis der Fotos zu ermöglichen.

Nähere Angaben zum baulichen Zustand der Anlage etc. sind im Kap. 7 detailliert beschrieben und bewertet.

## 5. Hydrologische und hydraulische Untersuchungen

### 5.1 Rückblick auf die Entwurfsplanung

Die Dimensionierung des HRB erfolgte im Rahmen der Entwurfsplanung aus dem Jahr 1996 (Unterlage [1]) auf der Grundlage einer systemhydrologischen Untersuchung, die von der Ingenieurgesellschaft Hydrotec im Jahr 1992 für das Einzugsgebiet des Aubachs und weiterer Gewässer durchgeführt wurde. Damit sollte u.a. untersucht werden, inwieweit ein Hochwasserrückhaltebecken am vorgesehenen Standort die Gefahr von Überschwemmungen für die Stadt Deggendorf reduzieren würde.

Nach den aus [1] entnommenen Ergebnissen dieser Studie liegt der 100-jährliche Hochwasserabfluss ( $HQ_{100}$ ) des Aubachs an der Einmündung in den Druckstollen zur Donau im Bereich des Schöpfwerks Deggendorf bei  $8,7 \text{ m}^3/\text{s}$ . Ab einem Abfluss von etwa  $3,8 \text{ m}^3/\text{s}$ , der etwa einem  $HQ_{15}$  entspricht, ist die Leistungsfähigkeit des Druckstollens jedoch erschöpft. Außerdem wird ausgeführt, dass es bereits bei einem  $HQ_{10}$  an einigen Engstellen des Aubachs zu Ausuferungen kommt.

An der geplanten Absperrstelle wird der  $HQ_{100}$ -Abfluss des Aubachs mit einem Wert von  $3,5 \text{ m}^3/\text{s}$  angegeben. Bei Ansatz eines Drosselabflusses von  $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$  aus dem HRB würde der entsprechende Zufluss zum o.g. Druckstollen von  $8,7 \text{ m}^3/\text{s}$  auf  $5,3 \text{ m}^3/\text{s}$  reduziert. Dieser Wert liegt über der angegebenen Leistungsfähigkeit des Druckstollens von  $3,8 \text{ m}^3/\text{s}$ . Unterstellt man, dass es bei Abflüssen im Aubach oberhalb dieses Werts zu Überschwemmungen kommt, kann mit dem HRB Aubach allein offenbar auch dann kein ausreichender Schutz des bebauten Gebiets vor einem 100-jährlichen Hochwasser erreicht werden, wenn der Abfluss aus dem HRB auf einen sehr geringen Wert von  $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$  gedrosselt wird. Allerdings kann der Umfang und die Häufigkeit von Überschwemmungen minimiert werden.

Für die Rückhaltung eines 100-jährlichen Hochwasserzuflusses zum HRB mit bis zu  $3,5 \text{ m}^3/\text{s}$  wird in den Untersuchungen von Hydrotec im Ergebnis einer Langzeitsimulation je nach Ansatz der Wahrscheinlichkeitsverteilung ein erforderliches Speichervolumen von  $39.000 \text{ m}^3$  bis  $64.000 \text{ m}^3$  angegeben. Voraussetzung dafür ist ein konstanter Drosselabfluss von  $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$ . Für eine einzelne Bemessungswelle wurde mit Ansatz dieses Drosselabflusses ein Speicherinhalt von  $31.020 \text{ m}^3$  ermittelt.

Im Zuge der Planung von 1996 wurden vom Entwurfsverfasser diverse Vergleichsberechnungen erstellt. Grundlage dafür war das im Heft 113 der DVWK-Regeln beschriebene SCS-Verfahren. Je nach angesetztem Abflussbeiwert wurde der erforderliche Speicherinhalt für den o.g. Drosselabfluss mit Werten zwischen  $26.000 \text{ m}^3$  (Abflussbeiwert  $\Psi_0 = 0,3$ ) und  $34.600 \text{ m}^3$  ( $\Psi_0 = 0,4$ ) berechnet.

Zusätzlich wurde ein Abfluss aus dem Ortsteil Simmling berücksichtigt, da über die dort vorhandene Trennkanalisation Niederschlagswasser in den Aubach geleitet wird. Für diesen Zufluss wird ein Wert von  $0,6 \text{ m}^3/\text{s}$  ermittelt. Das Zuflussvolumen wird mit  $2.200 \text{ m}^3$  angegeben.

Unter Berücksichtigung der zusätzlichen Einleitung aus der Kanalisation von Simmling und der Unsicherheiten bei den hydrologischen Berechnungsannahmen wurden dem Entwurf folgende Kennwerte zugrunde gelegt:

- ▷ Speichervolumen des HRB:  $40.000 \text{ m}^3$
- ▷ Drosselabfluss:  $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$
- ▷ Bemessungshochwasserzufluss:  $5,0 \text{ m}^3/\text{s}$

Der Bemessungshochwasserzufluss dient dabei zur Dimensionierung der Hochwasserentlastung des HRB.

Im Rahmen der Planung wurde die Überlaufkrone des Absperrdamms (= Sohle der Dammscharte zur Hochwasserentlastung) auf einer Höhe von 415 m üNN festgelegt. Unter Berücksichtigung des Bodenabtrags im Stauraum für die Schüttung des Absperrdamms wurde für diese Einstauhöhe ein Speicherinhalt von etwa 44.000 m<sup>3</sup> angegeben.

Die Hochwasserentlastung wurde in der Planung so dimensioniert, dass der Bemessungshochwasserzufluss mit einer Überfallhöhe über der Sohle der Dammscharte von 0,5 m abgeführt werden kann. Das höchste Stauziel  $Z_H$  liegt somit bei 415,50 m üNN. Als Freibord wurde ein Wert von 1 m angesetzt. Er berücksichtigt einen Wellenaufbau von 0,5 m und einen Sicherheitszuschlag von ebenfalls 0,5 m. Auf der Grundlage dieser Angaben wurde die Kronenhöhe des Absperrdamms auf einer Höhe von 416,50 m üNN festgelegt.

## **5.2 Untersuchungen im Rahmen der vertieften Sicherheitsüberprüfung**

### **5.2.1 Allgemeine Angaben**

Im Rahmen der vertieften Sicherheitsüberprüfung ist u.a. zu untersuchen, ob die hydraulische Dimensionierung der Anlage dem aktuellen Stand der Technik entspricht, der durch die DIN 19700-12 vom Juli 2004 festgelegt ist. Dafür ist zunächst eine Klassifizierung der Anlage und eine darauf aufbauende Festlegung von Bemessungsanforderungen erforderlich.

Außerdem wurden hydrologische Berechnungen zur Ermittlung von Abflussganglinien für alle relevanten Bemessungsfälle und Dauerstufen durchgeführt. In Abstimmung mit dem WWA Deggendorf wurden dafür ein vereinfachtes Niederschlag-Abfluss-Modell verwendet.

### **5.2.2 Klassifizierung des HRB Aubach**

Im Rahmen der vertieften Sicherheitsüberprüfung ist u.a. zu untersuchen, ob die hydraulische Dimensionierung der Anlage dem aktuellen Stand der Technik entspricht, der durch die DIN 19700-12 vom Juli 2004 festgelegt ist. Nach dieser Norm ist eine Klassifizierung des HRB erforderlich. Sie dient der differenzierten Festlegung von Bemessungsanforderungen.

In Abhängigkeit von der Höhe des Absperrbauwerks und des Gesamtstauraums ergibt sich die Klassifizierung des HRB nach den Angaben der Grafik in Abbildung 5.1.

Das Absperrbauwerk hat von der geplanten Dammkrone bei 416,50 m üNN bis dem am tiefsten gelegenen landseitigen Böschungfußpunkt bei ca. 408,70 m üNN eine Höhe von 7,80 m. Bei Ansatz eines Stauziels von 415,05 m üNN (= Höhe Dammscharte nach aktueller Vermessung von 2021) ergibt sich nach den aktuellen Befliegungsdaten des DGM 1 und der Vermessungsdaten des Damms ein Speichervolumen von ca. 38.700 m<sup>3</sup>. Bei einem Volleinstau bis zur Dammkrone erreicht das Speichervolumen einen Wert von 61.447 m<sup>3</sup> (vgl. jeweils Angaben in Kap. 5.3).

Maßgebend für die Klassifizierung des HRB ist somit die Höhe des Absperrbauwerks. Sie ist größer als 6 m, so dass sich eine Einstufung in die Klasse der mittleren Becken ergibt.

Gemäß Nr. 4.3.2 der DIN 19700-12 müssen zur Gewährleistung der Hochwassersicherheit für mittlere Becken folgende Überschreitungswahrscheinlichkeiten für die Hochwasserbemessungsfälle 1 und 2 angesetzt werden:

- ▷ Hochwasserbemessungsfall 1 (BHQ<sub>1</sub>):            T = 500 a
- ▷ Hochwasserbemessungsfall 2 (BHQ<sub>2</sub>):            T = 5.000 a

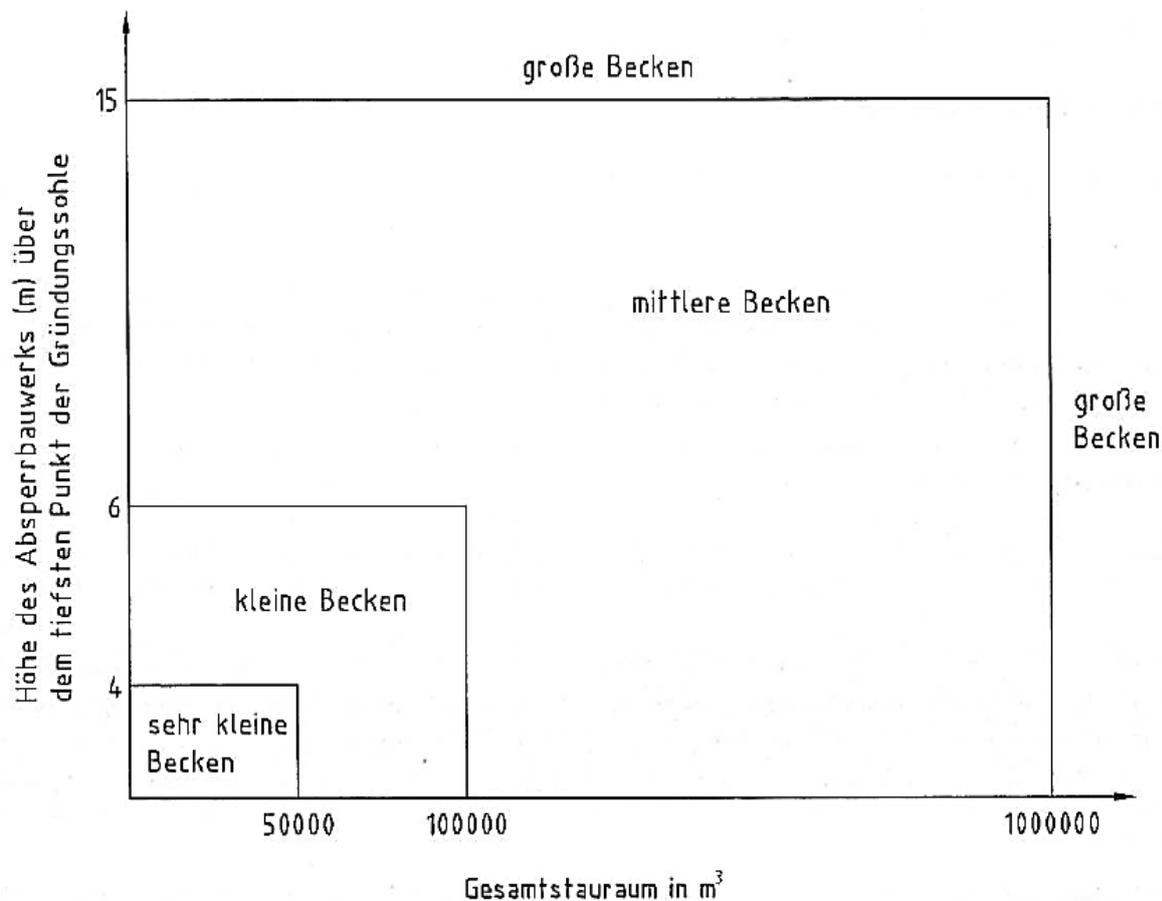


Abbildung 5.1: Klassifizierung von Hochwasserrückhaltebecken

Maßgebend für die Klassifizierung des HRB ist somit die Höhe des Absperrbauwerks. Sie ist größer als 6 m, so dass sich eine Einstufung in die Klasse der mittleren Becken ergibt.

Gemäß Nr. 4.3.2 der DIN 19700-12 müssen zur Gewährleistung der Hochwassersicherheit für mittlere Becken folgende Überschreitungswahrscheinlichkeiten für die Hochwasserbemessungsfälle 1 und 2 angesetzt werden:

- ▷ Hochwasserbemessungsfall 1 (BHQ<sub>1</sub>): T = 500 a
- ▷ Hochwasserbemessungsfall 2 (BHQ<sub>2</sub>): T = 5.000 a

## 5.2.3 Hydrologische Berechnungen

### 5.2.3.1 Berechnungsmodell

Die Berechnungen wurden mit EGL-X durchgeführt. Dabei wurde das Lutz-Verfahren für die Ermittlung des effektiven Niederschlags verwendet. Für die Abflusskonzentration wurde aufgrund der Topografie das Verfahren nach Lutz Südbayern verwendet.

Für das Verfahren nach Lutz wurde beim Eichparameter c1 ein Wert von 0,05 angesetzt.

### 5.2.3.2 Einzugsgebiet

Das in Abbildung 5.2 dargestellte Einzugsgebiet des Aubachs bis zum HRB sowie der längste Fließweg in diesem Gebiet wurde auf der Basis von DGM1-Daten abgeleitet.

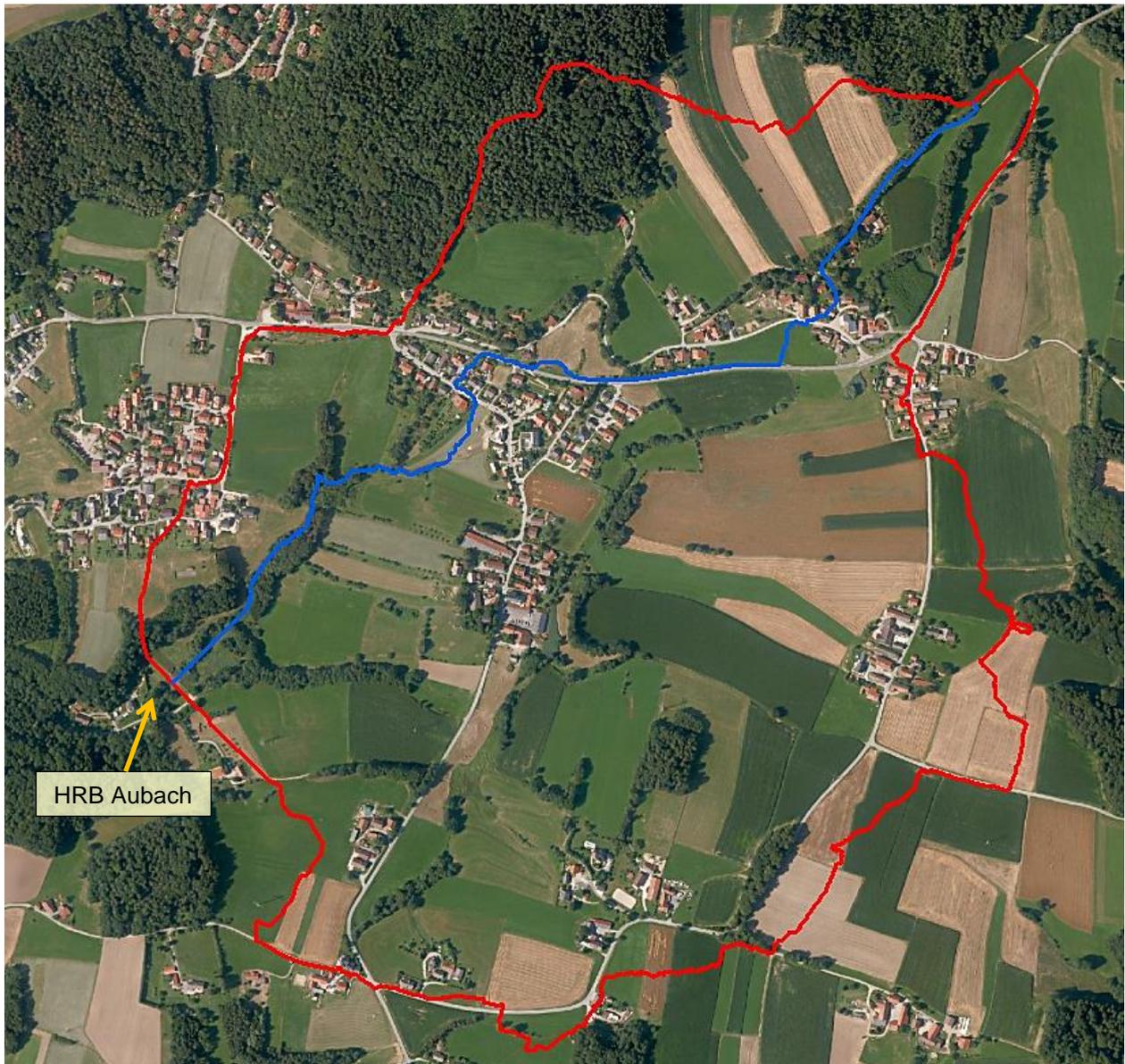


Abbildung 5.2: Einzugsgebiet Aubach (rot) mit Darstellung des längsten Fließwegs (blau)

### 5.2.3.3 Gebietskenngrößen

Nachfolgend aufgelistete Gebietskenngrößen wurden für die Berechnungen angesetzt.

Tabelle 5.1 Gebietskenngrößen

Gebietskenngrößen	Aubach
Ae [km <sup>2</sup> ]	1,53
Vorfluterlänge [km]	2,1
Länge bis zum Gebietsschwerpunkt [m]	1,2
Gefälle gewogen [%]	5,1
Wald [%]	4,6
Siedlung [%]	14,9

Für die Ermittlung der Flächen der Landnutzung wurden als Grundlage die Corine CLC10 Landnutzungsdaten verwendet (siehe Abbildung 5.3).

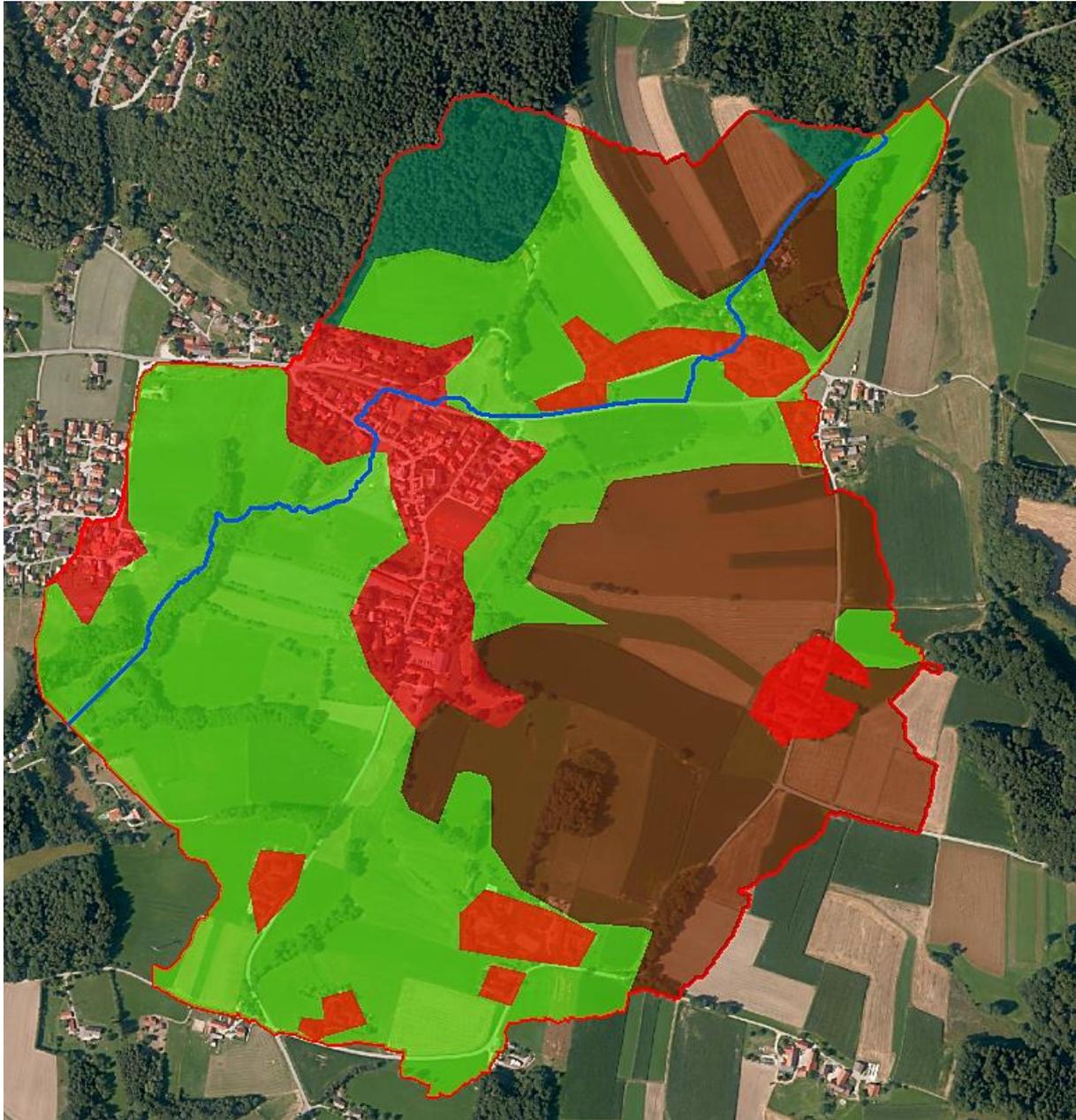


Abbildung 5.3: Landnutzung im Einzugsgebiet nach Corine CLC10

Die Bodentypen wurden auf Basis der Übersichtsbodenkarte ÜBK25 abgeleitet

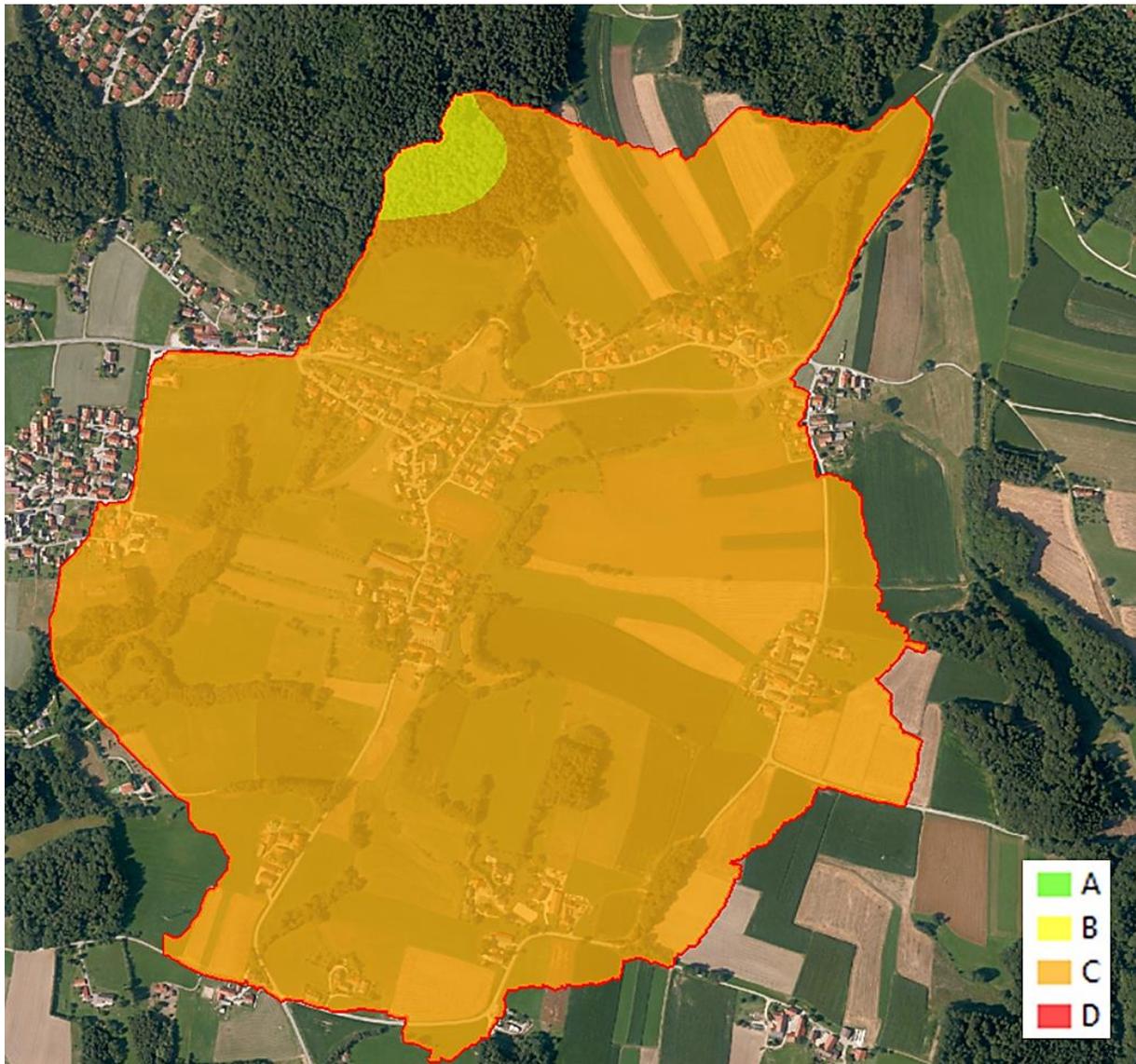


Abbildung 5.4: Bodenklassen

Damit ergibt sich in EGL-X folgende Matrix aus Landnutzung und Bodenklassen:

Tabelle 5.2: Kombination aus Landnutzung und Bodenklassen

Landnutzung	Bodentyp			
	A	B	C	D
Laubwald		1.7	2.9	
Nadelwald				
bebauter Anteil			14.9	
Ödland				
Reihenkultur (Hackfrüchte, Weinbau, u.ä.)				
Getreideanbau			31.6	
Leguminosen (Klee, Luzerne, u.ä.)				
Weideland				
Dauerwiese			48.9	
Haine, Obstanlagen, u.ä.				
Flächensumme (%)				100

### 5.2.3.4 Untersuchte Jährlichkeiten

Neben einem HQ<sub>100</sub> (Ereignis der Wiederkehrzeit T = 100 Jahre) wurden mit dem N-A-Modell weitere Jährlichkeiten berechnet. So wurden neben dem HQ<sub>50</sub> auch das HQ<sub>500</sub> und HQ<sub>5000</sub> untersucht, um die Bemessungsabflüsse BHQ1 und BHQ2 zu ermitteln.

### 5.2.3.5 Niederschlagshöhen

Die Berechnung der Abflüsse erfolgt auf Basis der Starkregen-Statistik des Deutschen Wetterdienstes KOSTRA-DWD-2010R. Dabei wird die KOSTRA-Rasterzelle ausgewählt, die dem Gebietsschwerpunkt des Einzugsgebiets am nächsten gelegen ist. Für das Einzugsgebiet des Aubachs wird die Rasterzelle mit der Spalte 61 und der Zeile 83 ausgewählt.

Für die Berechnungen der seltenen Jährlichkeiten (N500 und N5.000) wurden für die gleiche Rasterzelle die PEN-LAWA 2010 Daten des DWD verwendet.

Damit ergeben sich für das Untersuchungsgebiet Niederschlagshöhen nach nachfolgender Tabelle 5.3.

Tabelle 5.3: Niederschlagshöhen (mm) für unterschiedliche Niederschlagsdauern und Jährlichkeiten N

Dauer	15m	20m	30m	45m	1h	1,5h	2h	3h	4h	6h	9h	12h	18h	24h	48h	72h
N50	28,7	32,7	38,8	45,6	50,8	54,8	57,8	62,5	66,2	71,8	78,1	83,0	90,6	96,6	116,6	129,7
N100	31,8	36,3	43,2	50,8	56,8	61,0	64,3	69,2	73,1	79,0	85,6	90,8	98,7	104,9	126,3	140,2
N500	44,8		53,7		64,5		77,5	86,3		103,7		124,7	138,9	149,9	180,3	200,8
N5000	56,3		68,7		83,7		102,0	114,5		139,6		170,1	191,0	207,4	252,7	283,7

Es wird angenommen, dass in einem kleinen Einzugsgebiet ein n-jähriger Niederschlag im Mittel einen n-jährigen Abfluss verursacht. Üblicherweise erfolgt eine Abminderung der Gebietsniederschläge erst bei Einzugsgebieten größer 100 km<sup>2</sup>, da es dann zu einer ungleichmäßigen räumlichen Überregnung des Einzugsgebietes kommen kann.

Die Niederschlagsverteilung erfolgt mittenbetont nach DVWK.

### 5.2.3.6 Abflussberechnungen

In der folgenden Tabelle 5.4 sind die berechneten Scheitelabflüsse für alle Dauerstufen der untersuchten Ereignisse aufgelistet.

Tabelle 5.4: Berechnungsergebnisse HQ<sub>100</sub>, HQ<sub>50</sub>, HQ<sub>2</sub>

Dauer	HQ <sub>50</sub>		HQ <sub>100</sub>		HQ <sub>500</sub>		HQ <sub>5000</sub>	
	PSI	Qmax (m <sup>3</sup> /s)	PSI	Qmax (m <sup>3</sup> /s)	PSI	Qmax (m <sup>3</sup> /s)	PSI	Qmax (m <sup>3</sup> /s)
00:15	0,23	1,65	0,25	1,98	0,32	3,52	0,36	5,08
00:20	0,25	2,07	0,27	2,47				
00:30	0,29	2,74	0,31	3,27	0,35	4,66	0,40	6,82
00:45	0,32	3,49	0,34	4,15				
01:00	0,34	4,01	0,36	4,78	0,39	5,83	0,44	8,58
01:30	<b>0,36</b>	<b>4,09</b>	<b>0,38</b>	<b>4,84</b>				

Dauer	HQ <sub>50</sub>		HQ <sub>100</sub>		HQ <sub>500</sub>		HQ <sub>5000</sub>	
			PSI	Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	PSI	Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	PSI	Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)
02:00	0,37	3,98	0,39	4,69	0,43	6,21	0,48	9,18
03:00	0,38	3,92	0,41	4,58	<b>0,45</b>	<b>6,34</b>	<b>0,50</b>	<b>9,39</b>
04:00	0,40	3,88	0,42	4,50				
06:00	0,41	3,71	0,43	4,27	0,48	6,29	0,53	9,33
09:00	0,43	3,37	0,45	3,85				
12:00	0,44	3,02	0,46	3,43	0,52	5,29	0,56	7,86
18:00	0,46	2,42	0,48	2,73	0,53	4,32	0,58	6,41
24:00:00	0,47	2,01	0,49	2,26	0,54	3,61	0,59	5,37
48:00:00	0,51	1,31	0,52	1,45	0,57	2,28	0,61	3,39
72:00:00	0,52	1,00	0,54	1,11	0,58	1,73	0,62	2,58

Für die Abflüsse bei HQ<sub>50</sub> und HQ<sub>100</sub> ist die Dauer von 1,5 h maßgebend. Dabei wird ein maximaler Abflussscheitel von 4,09 bzw. 4,84 m<sup>3</sup>/s berechnet. Für Abflüsse bei HQ<sub>500</sub> und HQ<sub>5000</sub> ist hingegen die Dauer von 3 h maßgebend, bei der Scheitelwerte von 6,34 m<sup>3</sup>/s bzw. 9,39 m<sup>3</sup>/s berechnet wurden.

### 5.2.3.7 Zuschlag für die Regenwasserkanalisation von Simmling

Aus dem Ortsteil Simmling, der außerhalb des Einzugsgebietes des Aubachs liegt, wird gesammeltes Regenwasser über eine Trennkanalisation in den Aubach abgeleitet. Die Größe des zusätzlichen Einzugsgebietes beträgt 0,143 km<sup>2</sup>. Die Kanalisation ist auf ein Regenereignis  $r_{15(n=1,0)} = 123 \text{ l/(s*ha)}$  ausgelegt. Mit einem Abflussbeiwert von 0,35 ergibt sich eine maximale Abflussmenge von rd. 0,6 m<sup>3</sup>/s. Auch bei einer Überlastung der Kanalisation in der Folge seltenerer Regenereignissen kommt es nicht zu höheren Zuflüssen, da Überstauwasser nicht dem Einzugsgebiet des Aubachs zufließt.

Nach Abstimmung mit dem Betreiber des HRB hat dieser Ansatz auch weiterhin Gültigkeit, so dass die Einleitung aus dem Außengebiet auch bei der hydrologischen Berechnung im Rahmen der vorliegenden Sicherheitsüberprüfung berücksichtigt wird. Bei der Berechnung der unterschiedlichen Dauerstufen wurde jedoch nicht konstant die Abflussmenge von 600 l/s hinzuaddiert. Stattdessen wurde die maximale Niederschlagsintensität der jeweiligen Dauerstufe nach KOSTRA / PEN-LAWA berücksichtigt.

Aus den Niederschlagsspenden wurden die Abflüsse mit einem Abflussbeiwert von 0,35 für das 0,143 km<sup>2</sup> große Einzugsgebiet berechnet. Liegen diese oberhalb der maximalen Kapazität des Kanals von 600 l/s, wurde der Abfluss auf diesen Wert beschränkt, liegen diese darunter, wurde der jeweilige Wert angesetzt. Die Dauer des Zuflusses ist auf die jeweilige Dauerstufe beschränkt.

Die zusätzlichen Abflüsse aus der Trennkanalisation von Simmling berechnen sich demnach wie folgt:

$$Q_z = \Psi * A_e * N$$

mit  $Q_z$ : zusätzlicher Abfluss [m<sup>3</sup>/s]

$\Psi$ : Abflussbeiwert 0,35

$A_e$ : Einzugsgebiet 0,143 km<sup>2</sup>

N: Niederschlagspende [ $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{km}^2)$ ]

Für die betrachteten Ereignisse ergeben sich folgende Abflussmengen:

Tabelle 5.6: Abflüsse aus dem Außengebiet in Abhängigkeit von Jährlichkeit und Dauer

Dauer	D1	D1,5	D2	D3	D4	D6	D9	D12	D18	D24	D48	D72
HQ <sub>100</sub>	0,600	0,566	0,446	0,321	0,254	0,183	0,132	0,105	0,076	0,061	0,037	0,027
HQ <sub>50</sub>	0,600	0,508	0,402	0,290	0,230	0,167	0,121	0,096	0,070	0,056	0,034	0,025

Dauer	D0,5	D1	D2	D3	D6	D12	D18	D24	D48	D72
HQ <sub>500</sub>	0,600	0,600	0,539	0,400	0,240	0,144	0,107	0,087	0,052	0,039
HQ <sub>5000</sub>	0,600	0,600	0,600	0,531	0,323	0,197	0,148	0,120	0,073	0,055

### 5.2.4 Hydraulische Leistungsfähigkeit des Betriebsauslasses

Die Abbildung 5.5 enthält einen Ausschnitt aus dem Bestandslageplan vom Juni 1998 mit Darstellung des Einlaufbauwerks, der Dammscharte und des Auslaufbereichs.

Der Aubach wird im Einlaufbauwerk gefasst und mit einer Rohrleitung DN 1000 auf die Luftseite des Absperrdammes geführt. Um Treibgut zurückzuhalten und um die Rohrleitung vor Verkläuerungen zu sichern, ist vor dem Einlauf ein Rechen installiert (vgl. Abbildung 5.6). Abbildung 5.7 zeigt einen Schnitt durch den Betriebsauslass.

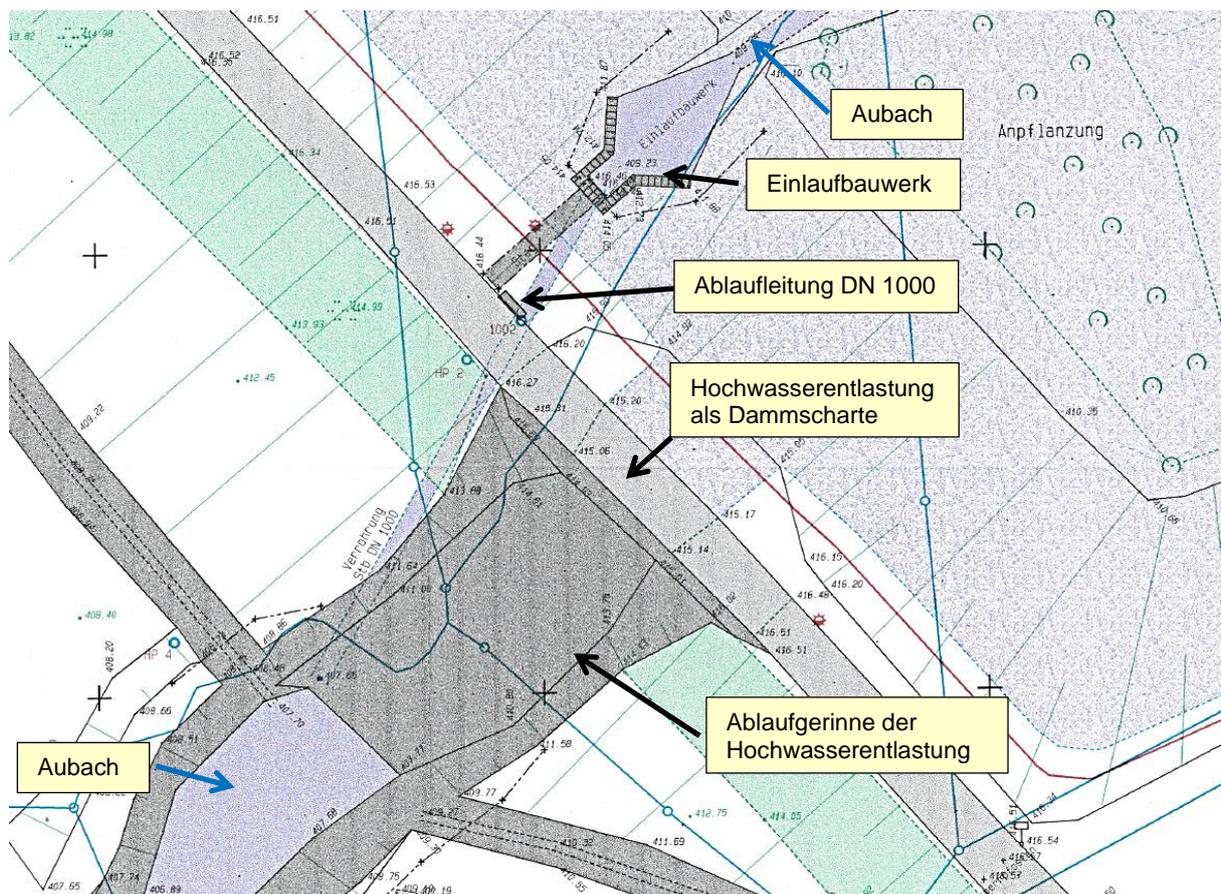


Abbildung 5.5: Ausschnitt Lageplan Bestand aus dem Jahr 1998



Abbildung 5.6: Einlaufbauwerk HRB Aubach mit Blick auf den Rechen

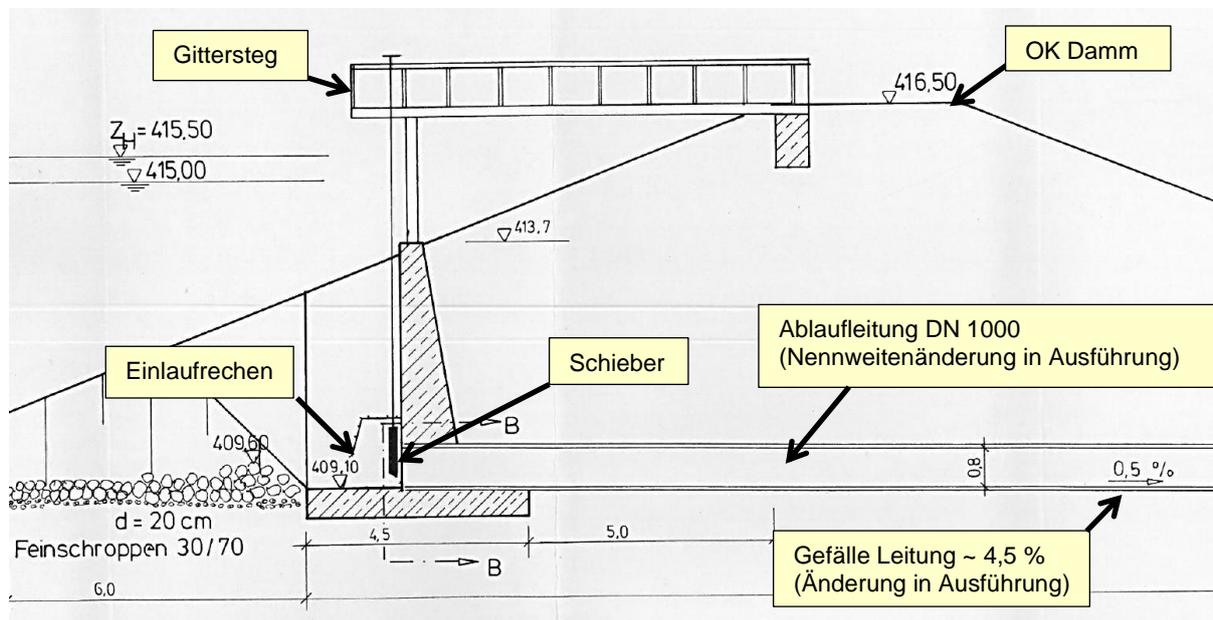


Abbildung 5.7: Schnitt durch Einlaufbauwerk – Plan Entwurf 1996

Anders als in der Planung von 1996 zunächst vorgesehen, wurde die Ablaufleitung nicht mit einem Querschnitt DN 800 sondern als Rohrleitung DN 1000 ausgeführt, um eine Begehrbarkeit zu ermöglichen.

Die Größe des Drosselabflusses kann mit einem Schieber reguliert werden, der vor der Ablaufleitung installiert ist. Der Schieber wird mit einer Schieberstange bedient, die von der Dammkrone über einen Gittersteg zugänglich ist.

Der im Schnitt angegebene Wasserstand von 415,00 m üNN entspricht der Sohlhöhe der Dammscharte gemäß Planung von 1996. Steigt der Wasserstand im HRB bei anhaltendem Zufluss weiter an, erfolgt zusätzlich zum Abfluss über den Betriebsauslass auch ein Abfluss über die als Dammscharte ausgebildete Hochwasserentlastung (vgl. Kap. 5.2.5). Für den Ablauf des in der Planung von 1996 angenommenen Bemessungshochwassers von 5 m<sup>3</sup>/s wurde das höchste Stauziel auf einer Höhe von 415,50 m üNN berechnet (vgl. Kap. 5.1).

Die hydraulische Leistungsfähigkeit des Betriebsauslasses ist aufgrund der beschriebenen konstruktiven Gestaltung neben der Einstauhöhe im HRB von der Stellung des Schiebers abhängig. In der Entwurfsplanung von 1996 wurde eine Schlitzhöhe von der Grundablasssohle bis zur Unterkante der Schieberplatte von 6 cm vorgegeben. Für den Hochwasserbemessungsfall ergab sich nach den seinerzeit durchgeführten Berechnungen somit der maximal angesetzte Drosselabfluss von 100 l/s.

Bereits im Jahr 1998 wurde im Beckenbuch des HRB Aubach abweichend vom zunächst geplanten Wert eine Schieberöffnung von 10 cm als aktuelle Einstellung angegeben. Nach den seinerzeitigen Berechnungen ergab dies im Mittel einen Drosselabfluss von 260 l/s. Bei Durchsicht der weiteren Dokumentation wurde festgestellt, dass die Öffnung des Schiebers variiert und vom Betreiber des HRB an die jeweiligen Wetterverhältnisse angepasst wird. Diese Anpassungen wurden dem WWA Deggendorf nach Angaben des Betreibers mitgeteilt. Ausuferungen im unterstrom des HRB gelegenen Bereich des Aubachs in der Folge höherer Drosselabflüsse aus dem Betriebsauslass wurden nach unserem Kenntnisstand bisher nicht festgestellt.

In den hier vorliegenden Berechnungen wurden in Abstimmung mit dem Betreiber folgende Schieberstellungen untersucht:

- ▷ Höhe der Schieberöffnung: 6 cm  
 Der Wert entspricht den Angaben der Entwurfsplanung von 1996.
- ▷ Höhe der Schieberöffnung: 15 cm  
 Dieser Wert ist aktuell überwiegend eingestellt.

In der folgenden Tabelle sind die Abflüsse aus dem Betriebsauslass für die o.g. Schieberstellungen als Wasserstand–Abfluss–Beziehung in Abhängigkeit von der Einstauhöhe des HRB aufgelistet.

Tabelle 5.7: Abflüsse aus dem Betriebsauslass (Rohrleitung DN 1000)

Schieberöffnung 6cm			Schieberöffnung 15cm		
H	V	Q	H	V	Q
[m NN]	[m <sup>3</sup> ]	[m <sup>3</sup> /s]	[m NN]	[m <sup>3</sup> ]	[m <sup>3</sup> /s]
410,38	102	0,055	410,15	83	0,247
410,56	207	0,058	410,34	98	0,264
410,74	532	0,061	410,53	162	0,282
410,94	873	0,064	410,74	522	0,299
411,14	1.548	0,068	410,95	902	0,316
411,36	2.403	0,071	411,18	1.714	0,333
411,58	3.473	0,074	411,43	2.677	0,350
411,82	4.904	0,077	411,68	4.074	0,367
412,06	6.500	0,080	411,95	5.699	0,384

Schieberöffnung 6cm			Schieberöffnung 15cm		
H	V	Q	H	V	Q
[m NN]	[m³]	[m³/s]	[m NN]	[m³]	[m³/s]
412,32	8.478	0,083	412,23	7.781	0,401
412,58	10.629	0,086	412,52	10.066	0,418
412,86	13.088	0,090	412,82	12.786	0,435
413,14	15.791	0,093	413,14	15.770	0,452
413,43	18.755	0,096	413,46	19.077	0,469
413,74	22.093	0,099	413,80	22.860	0,487
414,05	25.676	0,102	414,16	27.000	0,504
414,37	29.683	0,105	414,52	31.537	0,521
414,71	34.036	0,108	414,90	36.615	0,538
415,05	38.712	0,112	415,28	42.154	0,555
415,40	43.837	0,115	415,69	48.169	0,572
415,76	49.377	0,118	416,10	54.670	0,589

### 5.2.5 Hydraulische Leistungsfähigkeit der Hochwasserentlastung

Das HRB Aubach verfügt über eine Hochwasserentlastung in Form einer Dammscharte (vgl. Kap. 4.1). Nach der Darstellung in Abbildung 5.5 ist diese Scharte etwa in der Mitte des Absperrdamms angeordnet. Das in seltenen Fällen über die Scharte abfließende Wasser wird über ein erosionssicher befestigtes Ablaufgerinne von der Dammkrone über die landseitige Dammböschung bis zum weiterführenden Gerinne des Aubachs am Dammfußpunkt abgeleitet. Die Abbildungen 5.8 und 5.9 enthalten Ausschnitte aus den Entwurfsplänen von 1996 mit Darstellung der konstruktiven Gestaltung der Dammscharte und des Ablaufgerinnes auf der landseitigen Dammböschung.

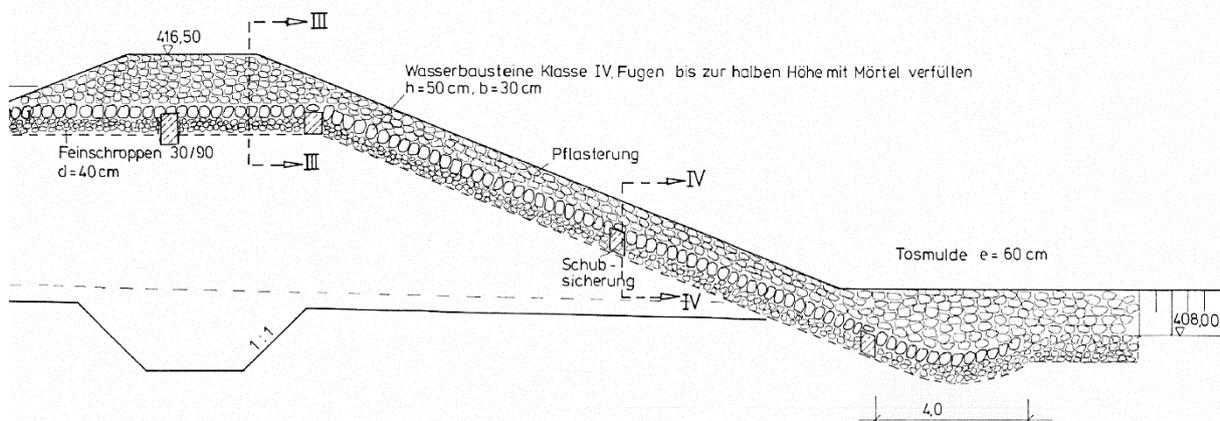


Abbildung 5.8: Dammschnitt mit Ablaufgerinne der Hochwasserentlastung auf der landseitigen Böschung (Entwurf 1996, Anlage 5-2, Schnitt II-II)

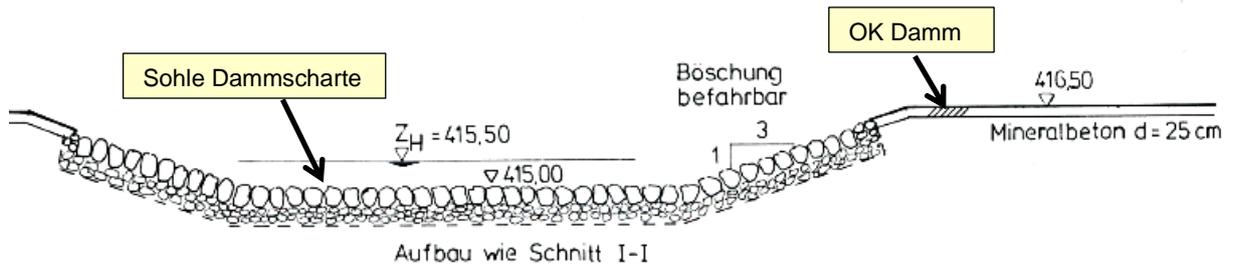


Abbildung 5.9: Schnitt längs der Dammkrone mit Dammscharte (Entwurf 1996, Anlage 5-2, Schnitt III-III)

In der Bestandsvermessung aus dem Jahr 1998 wurde die Sohle der Dammscharte auf Höhen zwischen 415,06 und 415,20 m üNN eingemessen. Sie lag damit etwas höher, als dies in der Planung von 1996 zunächst vorgesehen war. Es ist zu vermuten, dass damit ein Puffer zum Ausgleich von nachträglichen Setzungen des Dammkörpers geschaffen werden sollte.

Im November 2021 wurden die Dammkrone und die Dammscharte neu vermessen. Die in Abbildung 5.10 dargestellten Ergebnisse der Vermessung zeigen den Tiefpunkt etwa in der Mitte der Scharte auf einer Höhe von 415,05 m üNN. An den Rändern wurden Werte zwischen 415,10 und 415,13 m üNN gemessen. Seit 1998 haben sich somit nur geringfügige Setzungen eingestellt. Die Sohle der Dammscharte liegt nach wie vor geringfügig über den Werten der Entwurfsplanung.

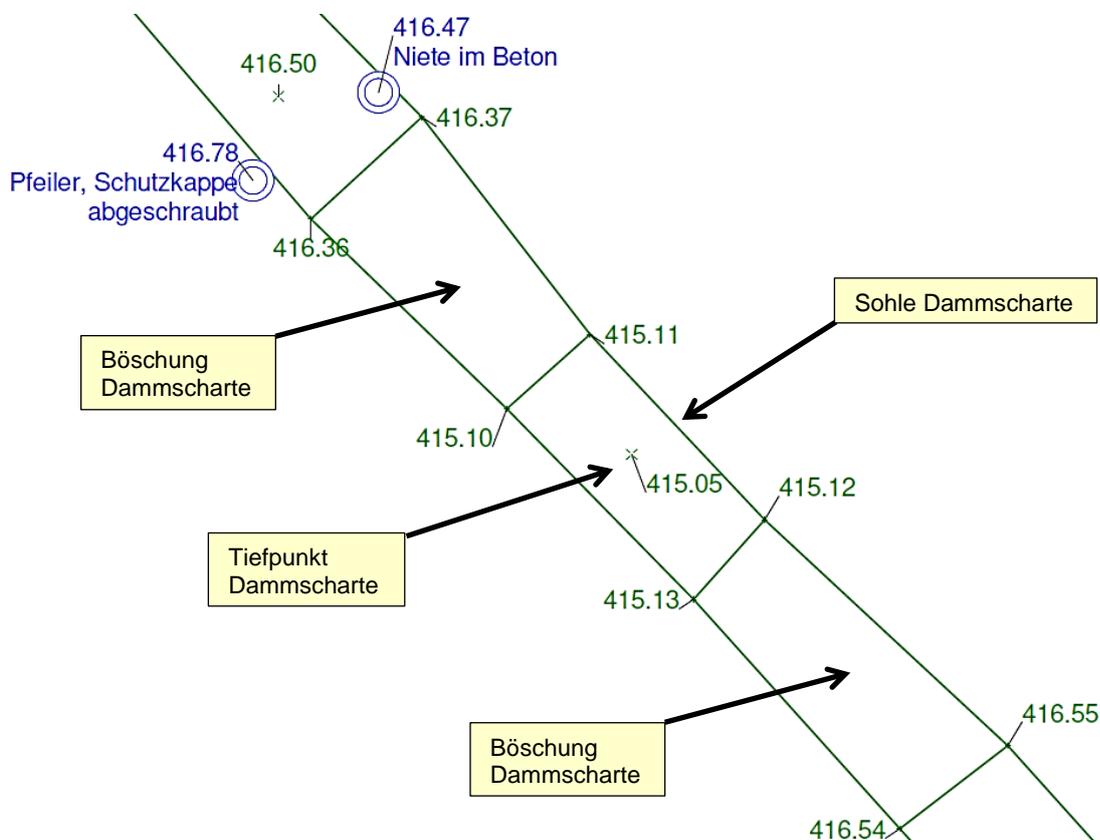


Abbildung 5.10: Höhenlage der Dammscharte – Vermessung November 2021

Ein Abfluss über die Dammscharte erfolgt bei anhaltenden Hochwasserzuflüssen immer dann, wenn der Wasserspiegel im HRB über die Sohle der Dammscharte ansteigt. Die Größe des Abflusses ist abhängig von den Abmessungen des Gerinnes der Scharte und der Überströmungshöhe.

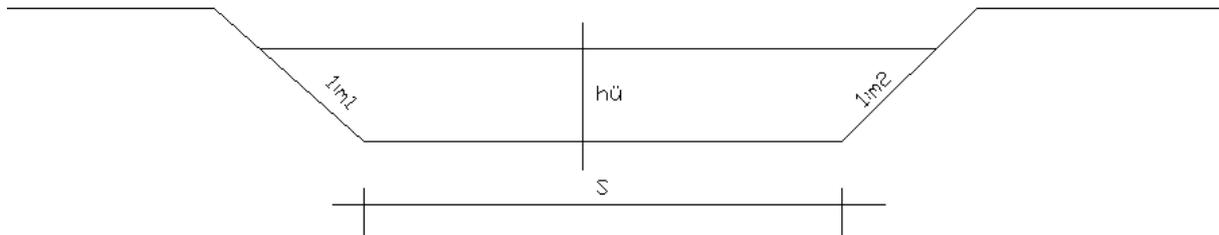


Abbildung 5.11: Systemschnitt Hochwasserentlastung Dammscharte

Die Abflussleistung wurde mit folgender Formel ermittelt:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h_{\ddot{u}}^{\frac{3}{2}} \cdot \left( s + 4 \cdot m \cdot \frac{h_{\ddot{u}}}{5} \right)$$

mit:

$\mu$	Überfallbeiwert	= 0,5
s	Breite der Dammscharte	= 6,38 m
$h_{\ddot{u}}$	Überfallhöhe	Wert je nach Bemessungsfall
m	mittlere Böschungsneigung	= 6,0
g	Erdbeschleunigung	= 9,81 m/s <sup>2</sup>

Die Beaufschlagung der Dammscharte wurde für die Hochwasserbemessungsfälle 1 und 2 mit Hilfe von Wirkungsanalysen ermittelt. Dafür wurden Berechnungen mit Zu- und Abflussganglinien für Regenereignisse mit unterschiedlicher Dauer durchgeführt. Unter Beachtung der Regelungen in Tabelle 1 der DIN 19700-11 wird für den Hochwasserbemessungsfall 1 angenommen, dass kein Abfluss über den Betriebsauslass erfolgt. Damit wird der (n-1)-Regel für Betriebsauslässe Rechnung getragen, die wie im hier vorliegenden Fall lediglich über eine Öffnung verfügen.

Die Ergebnisse der Wirkungsanalysen sind in Tabelle 5.8 zusammengestellt (vgl. Kap. 5.3). Nachfolgend sind die Werte für die Beaufschlagung der Dammscharte angegeben, die sich für die Hochwasserbemessungsfälle 1 und 2 ergeben. Da die Ergebnisse der Berechnungen auch von der Einstellung des Schiebers im Betriebsauslass abhängig sind, erfolgten für den Hochwasserbemessungsfall 2 separate Berechnungen für Schieberöffnungen von 6 cm bzw. 15 cm.

▷ Hochwasserbemessungsfall 1:

- max. Zufluss:  $Q_{zu} = 5,44 \text{ m}^3/\text{s}$
- Einstauhöhe:  $h_{WSP} = 415,48 \text{ m üNN}$
- Überfallhöhe:  $h_{\ddot{u}} = 0,43 \text{ m}$
- max. Abfluss Dammscharte:  $Q_{ab,HWE} = 3,50 \text{ m}^3/\text{s}$

▷ Hochwasserbemessungsfall 2, Schieberöffnung 6 cm:

- max. Zufluss:  $Q_{zu} = 9,66 \text{ m}^3/\text{s}$
- Einstauhöhe:  $h_{WSP} = 415,59 \text{ m üNN}$
- Überfallhöhe:  $h_{ü} = 0,54 \text{ m}$
- max. Abfluss Dammscharte:  $Q_{ab,HWE} = 5,23 \text{ m}^3/\text{s}$

▷ Hochwasserbemessungsfall 2, Schieberöffnung 15 cm:

- max. Zufluss:  $Q_{zu} = 9,66 \text{ m}^3/\text{s}$
- Einstauhöhe bei  $BHQ_2$ :  $h_{WSP} = 415,55 \text{ m üNN}$
- Überfallhöhe:  $h_{ü} = 0,50 \text{ m}$
- max. Abfluss Dammscharte:  $Q_{ab,HWE} = 4,55 \text{ m}^3/\text{s}$

### 5.3 Ermittlung des Rückhaltewirkung und des Schutzgrads

Das Rückhaltewolumen des HRB ergibt sich als Differenz zwischen dem Zulauf in der Folge eines Starkregenereignisses und dem im gleichen Zeitraum zu erwartenden Abfluss über den Betriebsauslass und ggf. über die Hochwasserentlastung. Um die Rückhaltewirkung für verschiedene Regenereignisse zu ermitteln, muss zunächst eine Speicherinhaltslinie berechnet werden. Dabei handelt es sich um eine Beziehung zwischen der Einstauhöhe im Rückhalteraum und dem jeweils zu erwartenden Rückhaltewolumen.

Die Speicherinhaltslinie wurde auf der Grundlage eines digitalen Geländemodells mit den Laserscandaten des DGM 1 aufgestellt. Ausgehend von einer Höhe von 409,90 m üNN wurde das Rückhaltewolumen durch Flächenauswertung in Höhenschritten von jeweils 1 cm ermittelt. Die so berechnete Speicherinhaltslinie ist in Abbildung 5.12 dargestellt.

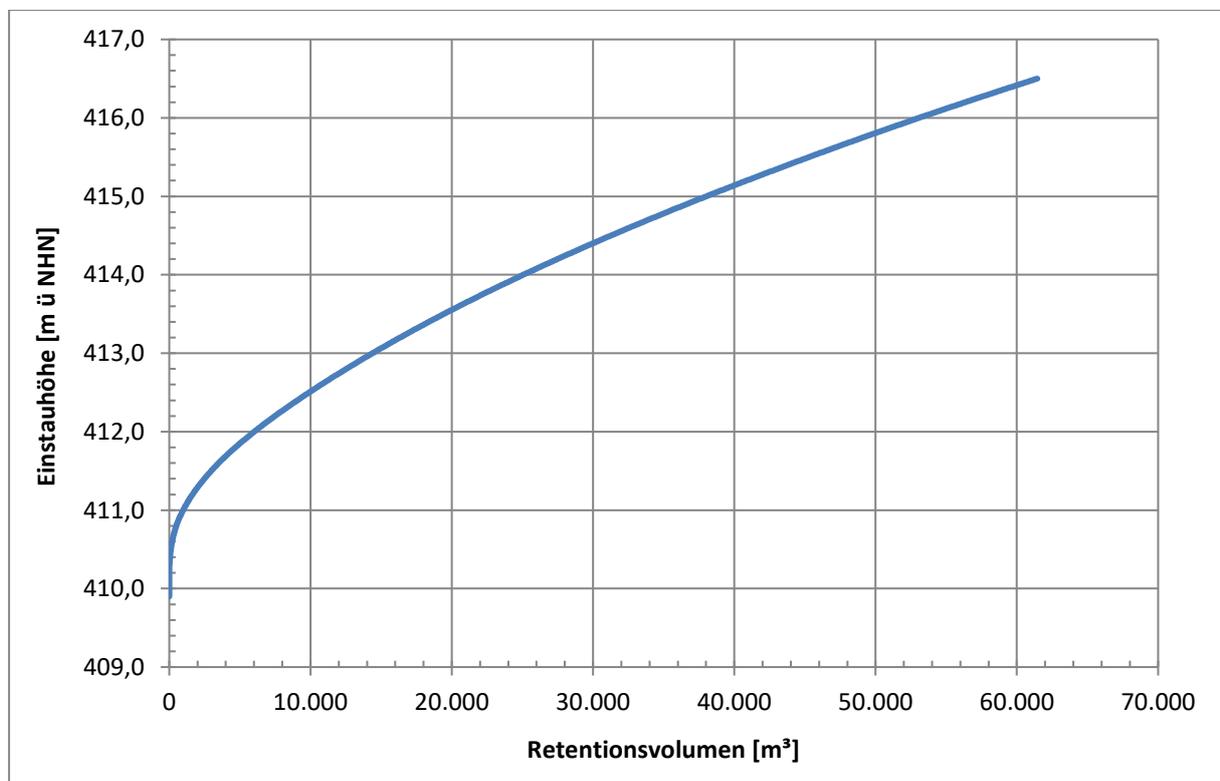


Abbildung 5.12: Speicherinhaltslinie HRB Aubach

Für die relevanten Höhenstützpunkte ergeben sich folgende Rückhaltevolumina:

- |   |         |                       |
|---|---------|-----------------------|
| ▷ 409,90 m üNN (Beginn Einstau im HRB): | $V_R =$ | 0 m <sup>3</sup>      |
| ▷ 415,05 m üNN (OK Sohle Dammscharte):  | $V_R =$ | 38.716 m <sup>3</sup> |
| ▷ 416,50 m üNN (OK Dammkrone):          | $V_R =$ | 61.447 m <sup>3</sup> |

Die Dammkrone liegt nach den Ergebnissen einer aktuellen Vermessung vom November 2021 auf Höhen zwischen 416,50 m üNN und 416,57 m üNN. Das entspricht weitestgehend der im Entwurf von 1996 geplanten Kronenhöhe von 416,50 m üNN.

Hinsichtlich der Wirkung des HRB wurden die in der DIN 19700-12 definierten Hochwasserbemessungsfälle betrachtet. Die Hochwasserbemessungsfälle 1 und 2 dienen zur Bewertung der Hochwassersicherheit der Anlage. Hier ist zu untersuchen, ob die zu erwartenden Zuflüsse sicher und schadlos über den Betriebsauslass bzw. die Hochwasserentlastungsanlage abgeleitet werden können. Entsprechend der Klassifizierung des HRB (vgl. Kap. 5.2.2) wird im Hochwasserbemessungsfall 1 der Zufluss bei einem 500-jährlichen Ereignis betrachtet (BHQ1). Für den Hochwasserbemessungsfall 2 wird der Zufluss bei einem 5.000-jährlichen Ereignis angesetzt (BHQ2).

Im Hochwasserbemessungsfall 3 wird der Hochwasserschutz betrachtet, der mit der Anlage erreicht werden kann. Hier wird der gewöhnliche Hochwasserrückhalteraum untersucht, der bis zum Anspringen der Hochwasserentlastung zur Verfügung steht. Seine Größe und damit auch die Schutzwirkung des HRB ist abhängig von den Anforderungen an den Schutz der Bebauung und sonstiger Objekte unterhalb des Hochwasserrückhaltebeckens. Soweit möglich, wird dieser Rückhalteraum so dimensioniert, dass die Zuflüsse zurückgehalten und gedrosselt abgeleitet werden, die bei einem 100-jährlichen Hochwasserereignis auftreten.

Dieses Ziel wurde auch bei der Bemessung des HRB in der Planung von 1996 verfolgt. Wie bereits im Kap. 5.1 beschrieben, wurde seinerzeit ein maximaler Zufluss zum geplanten HRB von  $HQ_{100} = 3,5 \text{ m}^3/\text{s}$  angesetzt und ein Rückhaltevolumen von 40.000 m<sup>3</sup> vorgesehen. Für das größere Einzugsgebiet bis zur Einmündung des Aubachs in den Druckstollen zur Donau wurde der  $HQ_{100}$ -Abfluss mit einer Größe von 8,7 m<sup>3</sup>/s angegeben. Bei Ansatz eines Drosselabflusses aus dem HRB von 0,1 m<sup>3</sup>/s würde der Zufluss zu diesem Druckstollen durch die Wirkung des HRB von 8,7 m<sup>3</sup>/s auf 5,3 m<sup>3</sup>/s reduziert. Dieser Wert liegt über der Leistungsfähigkeit des Druckstollens von 3,8 m<sup>3</sup>/s. Daraus kann abgeleitet werden, dass ein Schutz vor Überflutungen durch den hochwasserführenden Aubach ausschließlich durch die Wirkung des HRB nicht erreicht wird. Darauf wird auch in der Planung von 1996 hingewiesen. Dort wird im Teil I des Berichts (wasserwirtschaftlicher Teil) ausgeführt, dass eine wesentliche Verbesserung der Hochwassersituation durch den Bau eines HRB nur in Verbindung mit einer Ertüchtigung des Aubachs unterhalb des geplanten Beckens möglich ist.

Im Ergebnis der vorliegenden Untersuchungen hat sich gezeigt, dass der tatsächlich zur Verfügung stehende Rückhalteraum bis zur Sohle der Dammscharte zur Hochwasserentlastung mit 38.716 m<sup>3</sup> etwas geringer ist als der in der Planung von 1996 angesetzte Wert von 40.000 m<sup>3</sup>. Nach den Angaben in den Tabellen 5.4 und 5.6 ist je nach untersuchter Dauerstufe außerdem mit einem Zufluss zum HRB zu rechnen, der um bis zu 1,9 m<sup>3</sup>/s höher sein kann als der in der Planung von 1996 angesetzte Wert von 3,5 m<sup>3</sup>/s. Somit muss erwartet werden, dass das zur Verfügung stehende Rückhaltevolumen nicht ausreicht, um den 100-jährlichen Zufluss zum HRB einschließlich des Zuflusses aus der Regenwasserkanalisation von Simmling auf eine Größe von 0,1 m<sup>3</sup>/s zu drosseln.

Dieser Umstand hat für die in den vorliegenden Unterlagen untersuchte Hochwassersicherheit der Anlage keine Bedeutung, da dafür ausschließlich die Hochwasserbemessungsfälle 1 und 2 relevant sind. Gleichwohl wurden ergänzende Untersuchungen für den Hochwasser-

bemessungsfall 3 durchgeführt. Damit werden dem Betreiber ergänzende Informationen über die Hochwasserschutzwirkung des HRB zur Verfügung gestellt, die z.B. für eine fundiertere Entscheidung über die Öffnungsweite des Schiebers im Betriebsauslass genutzt werden können. Um dafür eine ausreichende Datengrundlage zur Verfügung stellen zu können, wurde der Hochwasserbemessungsfall 3 mit Zuflüssen bei einem 50-jährlichen und einem 100-jährlichen Ereignis untersucht.

Für die einzelnen Bemessungsfälle wurden Retentionsberechnungen durchgeführt, bei denen die Zuflussganglinien für die verschiedenen Dauerstufen des Regens angesetzt wurden (vgl. Kap. 5.2.3). Die maßgebliche Regendauer ist dabei diejenige, für die das größte Rückhaltevolumen als Differenz zwischen Zufluss und Abfluss ermittelt wird. Unter Berücksichtigung der Angaben in den Kap. 5.2.3 bis 5.2.5 wurden folgende Bemessungsfälle mit den jeweils angegebenen Randbedingungen betrachtet:

▷ **Fall 1: Hochwasserbemessungsfall 1 mit Zulauf bei  $HQ_{500}$  (BHQ1)**

Berechnet wird die Einstauhöhe und das aktivierte Rückhaltevolumen bei Ansatz der Zulaufganglinien für das  $HQ_{500}$ . Nach den Regeln in Tabelle 1 der DIN 19700-11 wird der Abfluss über den Betriebsauslass nicht angesetzt (n-1 Regel). Der Abfluss aus dem HRB erfolgt somit ausschließlich über die Hochwasserentlastung.

▷ **Fall 2: Hochwasserbemessungsfall 2 mit Zulauf bei  $HQ_{5.000}$  (BHQ2)**

Berechnet wird die Einstauhöhe und das aktivierte Rückhaltevolumen bei Ansatz der Zulaufganglinien für das  $HQ_{5.000}$ . Nach den Regeln in Tabelle 1 der DIN 19700-11 wird der Abfluss über den Betriebsauslass berücksichtigt. Da dieser Abfluss von der Schieberstellung im Betriebsauslass abhängig ist, werden folgende Fälle betrachtet:

- Fall 2a: Ablauf im Betriebsauslass bei Schieberöffnung von 6 cm
- Fall 2b: Ablauf im Betriebsauslass bei Schieberöffnung von 15 cm

▷ **Fall 3: Hochwasserbemessungsfall 3 mit Zulauf bei  $HQ_{50}$**

Berechnet wird die Einstauhöhe und das aktivierte Rückhaltevolumen bei Ansatz der Zulaufganglinie für das  $HQ_{50}$ . Der Ablauf erfolgt zunächst ausschließlich über den Betriebsauslass. Steigt der Wasserspiegel bis über die Sohle der Dammscharte an, erfolgt zusätzlich ein Abfluss über die Hochwasserentlastung.

Da der Abfluss im Betriebsauslass von der Schieberstellung abhängig ist, werden folgende Fälle betrachtet:

- Fall 3a: Ablauf im Betriebsauslass bei Schieberöffnung von 6 cm
- Fall 3b: Ablauf im Betriebsauslass bei Schieberöffnung von 15 cm

▷ **Fall 4: Hochwasserbemessungsfall 3 mit Zulauf bei  $HQ_{100}$**

Berechnet wird die Einstauhöhe und das aktivierte Rückhaltevolumen bei Ansatz der Zulaufganglinie für das  $HQ_{100}$ . Wie im Fall 3 erfolgt der Ablauf zunächst ausschließlich über den Betriebsauslass. Steigt der Wasserspiegel bis über die Sohle der Dammscharte an, erfolgt zusätzlich ein Abfluss über die Hochwasserentlastung.

Da der Abfluss im Betriebsauslass von der Schieberstellung abhängig ist, werden folgende Fälle betrachtet:

- Fall 4a: Ablauf im Betriebsauslass bei Schieberöffnung von 6 cm
- Fall 4b: Ablauf im Betriebsauslass bei Schieberöffnung von 15 cm

Die relevanten Ergebnisse für die beschriebenen Bemessungsfälle sind in den folgenden Tabellen zusammengestellt:

Tabelle 5.8 Ergebnisse der Retentionsberechnungen

Bemessungsfall	Maßg. Regendauer	Zufluss $Q_{max}$	Einstauhöhe im HRB	Aktivierter Speicher	Abfluss BA	Abfluss HWE	Abfluss gesamt
	[h]	[m³/s]	[m üNN]	[m³]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]
Fall 1	12	5,44	415,48	44.941	0	3,50	3,50
Fall 2a	6	9,66	415,59	46.593	0,117	5,23	5,35
Fall 2b	6	9,66	415,55	46.012	0,566	4,55	5,12
Fall 3a	9	3,49	415,23	41.327	0,113	0,86	0,97
Fall 3b	12	3,11	415,02	38.317	0,543	0	0,543
Fall 4a	6	4,46	415,29	42.215	0,114	1,37	1,48
Fall 4b	6	4,46	415,18	40.578	0,550	0,52	1,07

Die Ergebnisse der Berechnungen können wie folgt interpretiert werden:

▷ **Fall 1: Hochwasserbemessungsfall 1 (BHQ1)**

Ohne Abfluss über den Betriebsauslass ergibt sich für die Zuflussganglinien des HQ<sub>500</sub> (BHQ1) eine maximale Einstauhöhe von 415,48 m üNN (Stauziel  $z_{h1}$ ). Der Wert liegt um 0,43 m über der Sohlhöhe der Dammscharte zur Hochwasserentlastung. Der maximale Abfluss über die Dammscharte liegt bei 3,50 m³/s.

Das Stauziel  $z_{h1}$  liegt 1,02 m unter dem tiefsten Punkt der Dammkrone gemäß Vermessung vom November 2021. Der tatsächlich vorhandene Freibord ist für diesen Fall somit größer als der im Kap. 5.4 ermittelte Mindestwert von 0,84 m. Für den Hochwasserbemessungsfall 1 kann eine sicherheitsrelevante Überströmung des Absperrdamms daher ausgeschlossen werden.

▷ **Fall 2: Hochwasserbemessungsfall 2 (BHQ2)**

Mit Berücksichtigung des Abflusses über den Betriebsauslass ergeben sich die ungünstigsten Verhältnisse bei Ansatz einer Schieberöffnung von 6 cm (Fall 2a). Der maximale Einstau erreicht eine Höhe von 415,59 m üNN (Stauziel  $z_{h2}$ ). Der Wert liegt um 0,54 m über der Sohlhöhe der Dammscharte zur Hochwasserentlastung. Der Abfluss über die Dammscharte erreicht dabei eine Größe von 5,35 m³/s.

Das Stauziel  $z_{h2}$  liegt in diesem Fall um 0,91 m unter dem tiefsten Punkt der Dammkrone gemäß Vermessung vom November 2021. Der tatsächlich vorhandene Freibord ist auch in diesen Fall größer als der im Kap. 5.4 ermittelte Mindestwert von 0,84 m. Eine sicherheitsrelevante Überströmung des Absperrdamms kann daher ausgeschlossen werden.

Bei Ansatz einer Schieberöffnung von 15 cm (Fall 2b) werden während der Füllung des Rückhalteraums größere Drosselwassermengen abgeleitet. Die Beaufschlagung der Hochwasserentlastung ist deshalb etwas geringer. Der maximale Einstau erreicht eine Höhe von 415,55 m üNN. Dabei ergibt sich ein Abfluss über die Dammscharte von 5,00 m³/s. Im Hinblick auf die Hochwassersicherheit ist eine Schieberöffnung von 15 cm als geringfügig günstiger einzustufen.

▷ **Fall 3: Hochwasserbemessungsfall 3 mit Zulauf bei HQ<sub>50</sub>**

Bei Ansatz einer Schieberöffnung von 6 cm (Fall 3a) ergibt sich eine Einstauhöhe von bis zu 415,23 m üNN. Dieser Wert liegt um 18 cm über der Sohle der Dammscharte zur Hochwasserentlastung. Die Rückhaltung der gesamten Hochwasserwelle mit einem Drosselabfluss von bis zu 0,11 m<sup>3</sup>/s ist nicht möglich. Über die Hochwasserentlastung fließt eine zusätzliche Wassermenge von bis zu 0,86 m<sup>3</sup>/s ab. Der Gesamtabfluss über Betriebsauslass und Hochwasserentlastung erreicht eine Größe von maximal 0,97 m<sup>3</sup>/s.

Bei Ansatz einer Schieberöffnung von 15 cm (Fall 3b) liegt die maximale Einstauhöhe bei 415,02 m üNN und somit geringfügig unter der Sohle der Dammscharte. Die gesamte Hochwasserwelle wird zurückgehalten. Der Drosselabfluss von bis zu 0,54 m<sup>3</sup>/s ist deutlich geringer als der maximale Gesamtabfluss im Fall 3a von 0,97 m<sup>3</sup>/s.

▷ **Fall 4: Hochwasserbemessungsfall 3 mit Zulauf bei HQ<sub>100</sub>**

Sowohl bei einer Schieberöffnung von 6 cm als auch von 15 cm kann nicht die gesamte Hochwasserwelle zurückgehalten und gedrosselt abgeleitet werden. Die günstigeren Werte werden bei einer Schieberöffnung von 15 cm erreicht (Fall 4b). Die maximale Einstauhöhe liegt bei 415,18 m üNN und somit um 0,13 m über der Sohle der Dammscharte zur Hochwasserentlastung. Zusätzlich zum Drosselabfluss über den Betriebsauslass von 0,55 m<sup>3</sup>/s kann eine Wassermenge von 0,52 m<sup>3</sup>/s über die Hochwasserentlastung abfließen, so dass insgesamt mit einem Abfluss von bis zu 1,07 m<sup>3</sup>/s zu rechnen ist. Dieser Wert ist allerdings deutlich geringer als der Gesamtabfluss von 1,48 m<sup>3</sup>/s, mit dem bei einer Schieberöffnung von 6 cm zu rechnen ist.

Für die Bewertung des Hochwasserschutzes zeigen die Berechnungen, dass Hochwasserereignisse mit bis zu 50-jährlicher Wiederkehrzeit vollständig zurückgehalten werden können, wenn der Schieber im Betriebsauslass auf eine Öffnungshöhe von 15 cm eingestellt wird. Der Drosselabfluss erreicht dann allerdings eine Größe von bis zu 0,54 m<sup>3</sup>/s. Er ist damit wesentlich größer als der Drosselabfluss von 0,1 m<sup>3</sup>/s, der in der Planung von 1996 angesetzt wurde. Wird eine Schieberöffnung von 6 cm gewählt, kann es allerdings bereits bei einem 50-jährlichen Hochwasser zu einem Anspringen der Hochwasserentlastung kommen, so dass ein Gesamtabfluss von bis zu 0,97 m<sup>3</sup>/s auftreten kann. Die Wirkung des HRB auf die Hochwassersituation in den unterstrom gelegenen Gebieten ist daher bei Wahl einer großen Schieberöffnung voraussichtlich besser als bei einer kleinen Schieberöffnung. Genauere Aussagen dazu können allerdings im Rahmen der vorliegenden Sicherheitsüberprüfung nicht gemacht werden. Dazu sind hydrologische und hydraulische Untersuchungen für das gesamte Einzugsgebiet des Aubachs bis zum Einlauf in den Druckstollen zur Donau erforderlich.

Für Hochwasserereignisse mit 100-jährlicher Wiederkehrzeit ergibt sich eine analoge Bewertung. Auch in diesem Fall ist der Gesamtabfluss bei Wahl einer großen Schieberöffnung von 15 cm mit einem Wert von 1,07 m<sup>3</sup>/s kleiner als bei einer Schieberöffnung von 6 cm (1,48 m<sup>3</sup>/s). Unabhängig von dieser Einstellung ist es allerdings nicht möglich, die gesamte Hochwasserwelle so zurückzuhalten, dass die Hochwasserentlastung nicht anspringt.

Hinsichtlich der Bewertung der Hochwassersicherheit kann festgestellt werden, dass die Zuflüsse, die bei den Hochwasserbemessungsfällen 1 und 2 auftreten, sicher abgeleitet werden können, ohne dass Schäden am Absperrbauwerk zu erwarten sind. Auch unter Berücksichtigung der Überprüfung des Freibords (vgl. Kap. 5.4) ist insbesondere nicht zu erwarten, dass es bei diesen Ereignissen zu einer Überstömung des Erddamms und in der Folge davon zu einem Dambruch durch fortschreitende Oberflächenerosion kommen kann.

## 5.4 Überprüfung des Freibords

Um die Standsicherheit eines Absperrdammes zu gewährleisten, muss ein Überströmen des Dammes sicher verhindert werden, so dass ein ausreichender Freibord einzuhalten ist.

Die Bemessung des Freibords für Hochwasserrückhaltebecken erfolgt auf der Grundlage des DVWK-Merkblatts 246/1997 „Freibordbemessung an Stauanlagen“. Danach ist der erforderliche Freibord als Summe der Werte für Wellenauflauf, Windstau und ggf. Eisstau zuzüglich eines Sicherheitszuschlag wie folgt zu berechnen:

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

mit	f:	Freibordhöhe [m]
	$h_{Au}$ :	Wellenauflauf [m]
	$h_{Wi}$ :	Windstau [m]
	$h_{Ei}$ :	Eisstau [m]
	$h_{Si}$ :	Sicherheitszuschlag [m]

### 5.4.1 Eingangsgrößen und Berechnungsansätze

Für Wellenauflauf und Windstau müssen folgende Eingangsgrößen ermittelt werden:

#### ▷ Streichlänge

Als Streichlänge wird die horizontale Strecke in Windrichtung bezeichnet, auf der durch auf die Wasseroberfläche übertragene Windschubspannungen Wellen und Wasserstandserhöhungen erzeugt werden.

Für das HRB Aubach wird die Hauptwindrichtung mit Nord-Ost bestimmt, woraus sich die in Abbildung 5.14 dargestellte Einteilung in insgesamt 4 Sektoren ergibt.

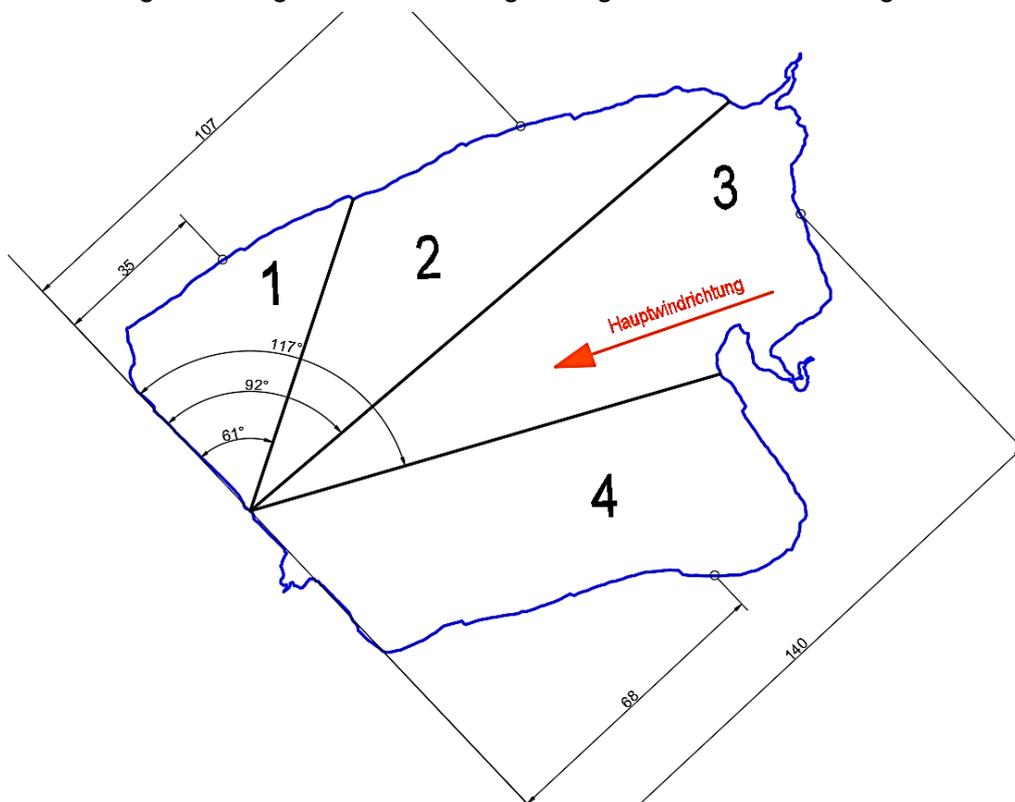


Abbildung 5.13: Sektoren für die Ermittlung der Wellenparameter

Die für die Bemessung relevanten Daten sind in nachfolgender Tabelle aufgeführt.

Tabelle 5.9 Eingangsdaten für die Ermittlung der Wellenparameter

Sektor	Winkel $\Theta$	Streichlänge $S_i$	mittlere Tiefe $d_i$
[-]	[grad]	[m]	[m]
1	61	35	2,50
2	92	107	2,85
3	117	140	2,35
4	180	68	3,00

▷ **Bemessungswindgeschwindigkeit**

Da über die Windgeschwindigkeiten keine meteorologischen Daten vorhanden sind, wird die Geschwindigkeit nach Tabelle 1 des DVWK-Merkblatts 246 angenommen zu:

$$\text{Stundenmittel der Windgeschwindigkeit } w_{10,60} = 25 \text{ m/s.}$$

▷ **Ausreifezeit  $T_{wi}$**

Über die Ausreifezeit und den daraus resultierenden Umrechnungsfaktor nach Tabelle 2 des DVWK-Merkblatts wird die Windgeschwindigkeit für die Ausreifezeit ermittelt. Die Ausreifezeit ist die Zeit, nach der die Wellenkennwerte nicht mehr zunehmen.

$$T_{wi} = 10 * S$$

mit S: Streichlänge [km]

Die Windgeschwindigkeit für die maßgebende Ausreifezeit von  $T_{wi} = 5 \text{ min}$  beträgt:

$$w_{10,5} = W_{10} * 1,2$$

$$w_{10,5} = 30,00 \text{ m/s}$$

mit  $w_{10}$ : Stundenmittel der Windgeschwindigkeit [m/s]

1,2: Faktor zur Umrechnung des Stundenmittels auf andere Ausreifezeiten  
 (hier für  $T_{wi} = 5 \text{ min}$ ) [-]

▷ **Wellenkennwerte**

- Mittlere Wellenhöhe  $h_{we}$

Die mittlere Wellenhöhe wird für jeden der vier Sektoren separat nach folgender Gleichung berechnet:

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

mit  $w_{10}$ : mittlere Windgeschwindigkeit [m/s]

$S_i$ : Streichlänge des jeweiligen Sektors [m]

$d_i$ : Tiefe des jeweiligen Sektors [m]

Nach den in Anlage 3.5 beiliegenden Berechnungen ergibt sich ein Wert von:

$$h_{we} = 0,17 \text{ m}$$

- Mittlere Wellenperiode  $T_{we}$

$$\overline{T_{we}} = \frac{6,2 * w_{10} * \Pi}{g} * \left( \frac{g * \overline{h_{we}}}{w_{10}^2} \right)^{0,625}$$

mit  $w_{10}$ : mittlere Windgeschwindigkeit [m/s]

$h_{we}$ : mittlere Wellenhöhe [m]

Nach der in Anlage 2.3 beiliegenden Berechnung ergibt sich ein Wert von:

$$T_{we} = 1,18 \text{ s}$$

- Mittlere Wellenlänge  $l_{we}$

$$\overline{l_{we}} = \frac{g * \overline{T_{we}}^2}{2 * \Pi} * \tanh\left(\frac{2 * \Pi * d}{\overline{l_{we}}}\right)$$

mit  $T_{we}$ : mittlere Wellenperiode [m]

d: Wassertiefe am Absperrbauwerk [m]

Nach den in Anlage 3.5 beiliegenden Berechnung ergibt sich folgende mittlere Wellenlänge:

$$l_{we} = 2,18 \text{ m}$$

#### 5.4.2 Wellenauflauf

Der Wellenauflauf wird durch die empirische Beziehung nach Hunt berechnet:

$$h_{Au,x\%} = k_D * K_R * k_x * \sqrt{\overline{h_{we}} * \overline{l_{we}}} * \tan \alpha$$

mit  $h_{Au,x\%}$ : Wellenauflauf [m]

$k_D * K_R$ : Böschungsoberfläche [-] (gewählt: 0,8; für Rasen gem. DVWK-Merkblatt 246)

$k_x$ : Überschreitungswahrscheinlichkeit des Wellenaufbaus [-] (gewählt: 2,4; für Erddämme gem. DVWK-Merkblatt 246)

$h_{we}$ : mittlere Wellenhöhe [m]

$l_{we}$ : mittlere Wellenlänge [m]

$\tan \alpha$ : Dammneigung (= 0,40 für gegebene Dammneigungen von 1 : 2,5)

Unter Verwendung der Werte gemäß Kap. 5.4.1 ergibt sich ein Wellenaufbau von:

$$h_{Au,x\%} = 0,48 \text{ m (vgl. Berechnung in Anlage 3.5)}$$

#### 5.4.3 Windstau

Die Berechnung des Windstaus erfolgt nach der Zuiderseeformel:

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

mit  $h_{wi}$ : Windstauhöhe [m]

$w_{10}$ : mittlere Windgeschwindigkeit [m/s]

S: maximale Streichlänge [m]

$\beta$ : Winkel zwischen der maßgebenden Windrichtung und der angesetzten Streichlänge [-]

d: mittlere Wassertiefe [m]

Unter Verwendung der Werte gemäß Kap. 5.12.1 ergibt sich im Sektor 3 eine maximale Windstauhöhe von:

$$h_{wi} = 0,01 \text{ m (vgl. Berechnung in Anlage 3.5)}$$

#### 5.4.4 Sicherheitszuschlag

Im DVWK Merkblatt 202/1991 wird ein Sicherheitszuschlag zwischen 0,25 m und 0,5 m empfohlen. In Anlehnung an diese Empfehlung wird der Mindestfreibord mit folgendem Sicherheitszuschlag berechnet:

$$h_{Si} = 0,35 \text{ m}$$

#### 5.4.5 Eisstau

Eine komplett geschlossene Eisdecke, die zu einem relevanten Eisstau führt, ist unter den Bedingungen des als Trockenbecken betriebenen HRB Aubach nicht zu erwarten. Da sich Wellenauflauf und Windstau zusammen mit einem Eisstau gegenseitig ausschließen, wird der Eisstau hier nicht ermittelt und zu Null gesetzt.

#### 5.4.6 Erforderliche Mindesthöhe des Freibords

Aus den Berechnungen ergibt sich eine Mindesthöhe für den Freibord von:

▷ Wellenauflauf:	0,48 m
▷ Windstau:	0,01 m
▷ <u>Sicherheitszuschlag:</u>	<u>0,35 m</u>
	<b>0,84 m</b>

#### 5.4.7 Prüfung des vorhandenen Freibords

In der Planung von 1996 wurde eine Freibordhöhe von 1,0 m gewählt. Mit Ansatz einer maximalen Einstauhöhe im HRB von 415,50 m üNN (= Höhe Dammscharte + 0,5 m Überfallhöhe) wurde die Krone des Absperrdamms auf einer Höhe von 416,50 m üNN festgelegt. Im Ergebnis der Vermessung vom November 2021 liegt die Krone tatsächlich auf einer Höhe  $\geq 416,50$  m üNN (vgl. Lageplan in Anlage 5).

Für den maßgebenden Fall 3a gemäß Kap. 5.3 (Hochwasserbemessungsfall 2 mit einer Schieberöffnung im Betriebsauslass von 6 cm) ergibt die Prüfung des vorhandenen Freibords folgende Werte:

▷ Stauziel $Z_{h2}$ :	$Z_{h2} =$	415,59 m üNN
▷ Mindesthöhe der Dammkrone:	$Z_{K(MIN)} =$	$Z_{h2} + f$
	$Z_{K(MIN)} =$	415,59 m üNN + 0,84 m
	$Z_{K(MIN)} =$	416,43 m üNN
▷ Tatsächliche Höhe der Dammkrone:	$Z_K \geq$	416,50 m üNN

**Nachweis:**  $Z_K \geq 416,50 \text{ m üNN} > Z_{K(MIN)} = 416,43 \text{ m üNN}$

Der Absperrdamm des HRB Aubach verfügt somit auch unter Beachtung des aktuell geltenden Regelwerks über ein ausreichendes Freibord. Eine sicherheitsrelevante Überströmung des Damms ist daher nicht zu besorgen. Ertüchtigungsmaßnahmen am Absperrdamm bzw. Maßnahmen zur Anhebung der Dammkrone sind unter hydrologischen und hydraulischen Aspekten nicht erforderlich.

## 5.5 Sicherheit der überströmbaren Dammböschung

Die Hochwasserentlastung des HRB erfolgt über eine Dammscharte, die etwa in der Mitte des Absperrdamms angeordnet ist. Das anfallende Wasser wird über die luftseitige Dammböschung zu einer Tosmulde abgeleitet, die am luftseitigen Dammfußpunkt angeordnet ist (vgl. Abbildung 5.8). Der Ablaufbereich auf der mit einer Neigung von 1 : 2,5 gebauten Dammböschung wurde in Form einer 9 m breiten und 0,7 m eingetieften Mulde hergestellt, die mit einem Steinsatz gegen Erosion gesichert ist. Entsprechend der Planung von 1996 wurden dafür Steine mit einer charakteristischen Größe  $d_s = 0,5$  m verwendet, die in einem Mörtelbett auf einer 0,4 m dicken Schicht aus Grobschoppen 30/90 mm versetzt wurden.

Die Hochwasserentlastung wurde für die Ableitung eines Bemessungshochwassers von 5 m<sup>3</sup>/s dimensioniert. Wie dem Kap. 5.3 zu entnehmen ist, kann der Hochwasserabfluss im Hochwasserbemessungsfall 2 (BHQ2) eine Größe von bis zu 5,35 m<sup>3</sup>/s erreichen. Die spezifische Abflussleistung in der 9 m breiten Ablaufmulde auf der Dammböschung steigt dadurch von 0,56 (m<sup>3</sup>/s)/m auf 0,6 (m<sup>3</sup>/s)/m an. Obwohl dieser Anstieg gering ist, wurde ergänzend geprüft, ob die Erosionssicherheit rechnerisch nach wie vor gewährleistet ist.

In der Planung von 1996 erfolgte die Dimensionierung des Steinsatzes nach dem rechnerischen Ansatz von Knauss.<sup>2</sup> Danach ergibt sich eine maximal mögliche spezifische Beaufschlagung der gesicherten Dammböschung von 1,9 (m<sup>3</sup>/s)/m. Die bei einem BHQ2 tatsächlich zu erwartende Beaufschlagung von 0,6 (m<sup>3</sup>/s)/m ist wesentlich geringer, so dass keine Gefahr eines Versagens der Sicherung zu besorgen ist.

Im Rahmen der vorliegenden Sicherheitsbewertung wurden zusätzlich Berechnungen mit zwei neueren Rechenansätzen durchgeführt, um die o.g. Bewertung absichern zu können. Nach dem Bemessungsansatz von Sommer<sup>3</sup> kann die mögliche Beaufschlagung in Abhängigkeit vom Steindurchmesser und der Böschungsneigung wie folgt ermittelt werden:

$$q_c = \left( 2,25 - 2,25 * I_0 + \frac{0,3}{I_0^{7/6}} \right) * \sqrt{g} * d_s^{1,5}$$

mit:  $I_0 = 0,4$  (Böschungsneigung 1 : 2,5)

$g = 9,81$  m/s<sup>2</sup> (Erdbeschleunigung)

$d_s = 0,5$  m (Steindurchmesser)

$$q_c = \left( 2,25 - 2,25 * 0,4 + \frac{0,3}{0,4^{7/6}} \right) * \sqrt{9,81} * 0,5^{1,5}$$

$$q_c = 2,46 \text{ (m}^3\text{/s)/m} > q_{\text{vorh}} = 0,6 \text{ (m}^3\text{/s)/m}$$

<sup>2</sup> Knauss, J. (1979): Computation of maximum discharge at overflow rockfill dams. In: Proc. 13<sup>th</sup> International Congress on Large Dams (ICOLD), New Dehli, Oct, 1979

<sup>3</sup> Sommer, P. (1997): Bericht zum DFG-Forschungsvorhaben „Überströmbare Deckwerke“, Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe

Nach dem Bemessungsansatz von Dornack<sup>4</sup> kann die mögliche Beaufschlagung ebenfalls in Abhängigkeit vom Steindurchmesser und der Böschungsneigung wie folgt ermittelt werden:

$$q_c = Fr_{S,c} * \sqrt{g * d_s^3}$$

mit:  $Fr_{S,c}$  = kritische Froude-Zahl des Steins

$$Fr_{S,c} = (0,649 * \tan\beta^{-0,6} + 1,082 * \tan\beta^{0,4})^{5/4} * \sqrt{\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right) * \cos\beta}$$

$g = 9,81 \text{ m/s}^2$  (Erdbeschleunigung)

$d_s = 0,5 \text{ m}$  (Steindurchmesser)

$\beta = 21,8^\circ$  (Böschungswinkel mit Neigung 1 : 2,5)

$\rho_s = 2.600 \text{ kg/m}^3$  (Korndichte Stein)

$\rho_w = 1.000 \text{ kg/m}^3$  (Dichte Wasser)

$$Fr_{S,c} = (0,649 * \tan 21,8^{-0,6} + 1,082 * \tan 21,8^{0,4})^{5/4} * \sqrt{\left(\frac{2.600}{1.000} - 1\right) * \cos 21,8}$$

$Fr_{S,c} = 3,51$

$$q_c = 3,51 * \sqrt{9,81 * 0,125}$$

$$q_c = 3,88 \text{ (m}^3\text{/s)/m} > q_{\text{vorh}} = 0,6 \text{ (m}^3\text{/s)/m}$$

Nach beiden Ansätzen ergibt sich eine zulässige Beaufschlagung der überströmten Dammböschung, die wesentlich größer ist als die maximale Beaufschlagung, die bei einem BHQ2 auftreten kann. Erosionsschäden durch die Überströmung der gesicherten Böschung sind daher nicht zu erwarten.

## 6. Tragsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit des Absperrbauwerks

Ein wesentlicher Aspekt der vertieften Sicherheitsüberprüfung besteht in der Überprüfung der Tragsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit des Absperrbauwerks. Da sich die Normen für deren Berechnung und somit auch die Berechnungsmethoden seit der Erstellung der entsprechenden Nachweise im Rahmen der Entwurfsplanung geändert haben, soll damit geprüft werden, ob die geotechnische Dimensionierung der Anlage noch dem aktuellen Stand der Technik und den geltenden Sicherheitsanforderungen entspricht.

Als Grundlage für die geotechnische Prüfung wurden die umfangreichen Baugrunduntersuchungen der Landesgewerbeanstalt Bayern (LGA Bayern) aus den Jahren 1995 und 1996 verwendet, die im Zuge der Planung von 1996 durchgeführt wurden (Unterlage [2]). Diese Untersuchungen sind gut dokumentiert und plausibel. Sie bilden zudem die Grundlage für den Prüfbericht der LGA Bayern zum Standsicherheitsnachweis für den Absperrdamm (Unterlage [4]). Auf ergänzende Feld- und Laboruntersuchungen zur Ermittlung bodenmechanischer Kennwerte konnte daher im Rahmen der vorliegenden Sicherheitsüberprüfung verzichtet werden.

---

<sup>4</sup> Dornack, S. (2001): Überströmbare Dämme – Beitrag zur Bemessung von Deckwerken aus Bruchsteinen, Universität Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, Dresdener wasserbauliche Mitteilungen, Heft 20

## 6.1 Geotechnische und geometrische Grundlagen

### 6.1.1 Untergrundverhältnisse und Dammschüttmaterial

Die Untergrundverhältnisse im Bereich des Absperrbauwerks wurden bereits in Kap. 4.2 beschrieben. Danach stehen unter einer gering mächtigen Oberbodenschicht stark schluffige Sande und feinsandige Schluffe an. Sie werden von Gneiszersatzschichten unterlagert, deren Oberkante in Tiefen zwischen 0,8 und 1,5 m angetroffen wurde. Das Korngrößenspektrum der bis in Tiefen zwischen 5,2 m und 7,0 erkundeten Gneiszersatzschichten liegt zwischen schluffigen Sanden und sandigen Schluffen. Die Böden weisen daher geringe Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte auf. Unter dem Gneiszersatz steht unverwittertes, teils stark klüftiges Grundgebirge aus Gneisen an. Die Gebirgsdurchlässigkeit wurden in Versuchen mit Werten zwischen  $10^{-3}$  m/s und  $4 \cdot 10^{-7}$  m/s. Sie nimmt i.d.R. mit zunehmender Tiefe ab.

Als Schüttmaterial für den Absperrdamm des HRB Aubach wurde der vor Ort im Bereich der Schürfe Sch1 bis Sch8 gewonnene Erdaushub verwendet. Dabei handelt es sich überwiegend um sandige, vereinzelt tonige Schluffe (Bodengruppe TM nach DIN 18196) sowie um Gneiszersatz in Form von sandigen, schwach steinigen Schluffen (Bodengruppen ST\* und TM nach DIN 18196).

Die Eigenschaften der in den Schürfen angetroffenen und zur Dammschüttung verwendeten Böden wurden im bodenmechanischen Labor des Grundbauinstituts der LGA umfangreich untersucht. Tabelle 6.1 enthält eine Zusammenstellung der ermittelten Werte. Sie wurde dem Bericht der Planung von 1996 entnommen. Die angegebenen Werte entsprechen nach nochmaliger Prüfung den Untersuchungsergebnisse der Bodenproben, die in Form von Protokollen der Laborversuche des LGA-Grundbauinstituts vorliegen.

Tabelle 6.1 Kennwerte Schüttmaterial – Planung 1996 (Bericht Teil II, Kap. 2.2)

		Minimalwert	Maximalwert	Mittelwert
Wassergehalt w	%	18,8	22,7	20,8
Trockendichte $\rho_d$	t/m <sup>3</sup>	1,78	1,92	1,83
Feuchtdichte $\rho$	t/m <sup>3</sup>	2,08	2,17	2,12
Fließgrenze $w_L$	%	39,8	43,9	39,9
Ausrollgrenze $w_P$	%	19,0	24,5	20,3
Plastizitätszahl $I_P$	%	16,0	24,2	19,6
Konsistenzzahl $I_C$	%	0,50	0,77	0,66
optimaler Wassergehalt $w_{Pr}$	%	12,0	16,1	14,0
Innerer Reibungswinkel $\phi'$	Grad	31,6	36,0	33,1
Kohäsion $c'$	kN/m <sup>2</sup>	22,0	42,0	31,7
Durchlässigkeitsbeiwert $k_f$	m/s	$6 \cdot 10^{-11}$	$1,9 \cdot 10^{-9}$	$5,7 \cdot 10^{-9}$

Nicht zuletzt aufgrund der sehr hohen Scherfestigkeitsparameter ( $\phi'$  und  $c'$ ) und der geringen Wasserdurchlässigkeit ist das angetroffene Material als gut geeignet für die Herstellung des Absperrdamms zu bewerten. Beim Einbau des vor Ort gewonnenen Dammschüttmaterials wurde allerdings festgestellt, dass der geforderte Verdichtungsgrad aufgrund des hohen Wassergehalts nicht eingehalten werden konnte.

Wie aus dem 4. Baustellenbericht der LGA vom 30.09.1997 hervorgeht, wurde in der Konsequenz davon festgelegt, in der Mitte des Damms einen Dichtungskern mit Stützkörpern an

den Böschungen herzustellen (vgl. auch Abbildung 6.2). Für den Dichtungskern wurde geeignetes, trockenes Material mit einem Feinteilgehalt > 25 % verwendet. Dafür war eine Mischung aus den anstehenden Bodenarten vorgesehen (1 Teil Gneiszersatz / 2 Teile Schluff). Ziel war es, einen Verdichtungsgrad  $\geq 95$  % und einen Durchlässigkeitsbeiwert  $\leq 1 \cdot 10^{-8}$  m/s zu erreichen. Für die Stützkörper wurde ebenfalls das vor Ort gewonnene Material verwendet, das beim Einbau mit einer Kalkzugabe von 1% verbessert wurde.

Der Baustellenbericht belegt außerdem, dass die Dicke der Einbaulagen auf einen Wert von 0,2 m reduziert wurde, um eine möglichst gute Verdichtung zu erreichen. Nach dem Einbau der 7. Lage wurde Versuche durchgeführt, bei denen nach den Angaben im Baustellenbericht alle vorgegebenen Anforderungen erreicht wurden.

Dem Protokoll einer Besprechung vom 8.10.1997 kann entnommen werden, dass oberhalb des Stauziels von 415,00 m üNN auf eine Zonierung des Dammes verzichtet wurde. Außerdem wird berichtet, dass nach den Ergebnissen der Eigen- und Fremdüberwachung bisher alle geforderten Bodenkennwerte für die Dammschüttung eingehalten wurden. Hierfür wurden an den luft- und wasserseitigen Stützkörpern Verdichtungskontrollen und Scherversuche und am Dichtungskern Verdichtungskontrollen und Durchlässigkeitsversuche durchgeführt.

Ausweislich der vorliegenden Unterlagen kann es als gesichert angesehen werden, dass der Absperrdamm aus Böden mit hohen Scherfestigkeitsparameter und geringer Wasserdurchlässigkeit auf einem Untergrund mit analogen Eigenschaften geschüttet wurde. Für die Berechnungen zur Tragsicherheit, die im Rahmen der vorliegenden vertieften Sicherheitsüberprüfung durchgeführt wurden, konnten deshalb Rechenwerte in Anlehnung an die Angaben in Tabelle 6.1 angesetzt werden. Um die Auswirkungen von unvermeidbaren Imponderabilien bei der Herstellung zu berücksichtigen, wurden letztlich jedoch konservativere Werte verwendet, so dass die Ergebnisse der Berechnungen auf der sicheren Seite liegen.

Tabelle 6.2 enthält die für die Berechnungen verwendeten Werte der einzelnen Bodenschichten. Der Vollständigkeit halber wurden die Modelle, mit denen die Berechnungen durchgeführt wurden, um weitere Bodenschichten ergänzt, die bei den Berechnungen im Zuge der Planung von 1996 nicht berücksichtigt wurden (z.B. Kiesdränage am luftseitigen Böschungsfuß). Da für diese Bodenschichten keine bodenmechanischen Kennwerte vorliegen, wurden Erfahrungswerte verwendet, die auf der sicheren Seite liegen. Diese Vorgehensweise ist auch deshalb gerechtfertigt, weil die zusätzlich berücksichtigten Schichten aufgrund ihrer Lage keine Auswirkungen auf die Ergebnisse der Untersuchung haben.

Tabelle 6.2 Rechenwerte der Bodenschichten

Bodenschicht	Wichte	Scherparameter		Durchlässigkeit
	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi'$ °	$c'$ kN/m <sup>3</sup>	$k_f$ m/s
Dichtungskern - Dammschüttung	20,8	22,5	20	$1 \cdot 10^{-7}$
Stützkörper – Dammschüttung	20,8	31	5	$1 \cdot 10^{-6}$
Steinsatz Wasserseite	22	35	0	$1 \cdot 10^{-2}$
Betriebsweg	20	30	2	
Oberboden	15	20	2	
Kiesdränage mit Sickergraben Luftseite	21	32,5	0	$1 \cdot 10^{-3}$
Untergrund (Gneiszersatz/Schluff)	20,8	31	20	$1 \cdot 10^{-8}$

### 6.1.2 Dammquerschnitt

Zur Überprüfung des Dammgeometrie wurden die Daten des DGM 1 verwendet. Anhand dieser Daten und unter Verwendung der Daten aus der Vermessung der Dammkrone vom November 2021 (Unterlage [9]) wurde ein Geländemodell erstellt. Die Auswertung der daraus erzeugten Querschnitte ergab eine Neigung der Dammböschungen von ca. 1:2,5. Dies entspricht den Vorgaben der Planung von 1996.

Als Breite der Dammkrone wurde in der Planung von 1996 ein Wert von 4 m angesetzt. Der Dammkronenweg sollte mit einer Breite von 3,0 m hergestellt werden. In der Bestandsvermessung aus dem Jahr 1998 wird eine damit übereinstimmende Breite des Wegs von ca. 3 m angegeben.

Aus den Laserscandaten des DGM 1 ergibt sich eine Kronenbreite von ca. 4 m. Nach der Auswertung der Vermessung vom November liegt die Breite der Dammkrone zwischen 3,00 und 3,50 m. Nach Angaben des Vermessers wurden dafür jeweils die oberste Punkt der Böschungen aufgemessen, soweit dies vor Ort möglich war. Aufgrund des relativ starken Bewuchses war jedoch eine deutliche Abgrenzung der Dammkrone bzw. des Kronenwegs von den Dammböschungen schwierig. Da dies letztlich für die Prüfung der Tragsicherheit des Damms nur von geringer Relevanz ist, wurde für die Berechnungen eine Breite der Dammkrone von 4 m mit einem 3 m breiten Kronenweg angenommen.

Für die erdstatischen Berechnungen wurde der Dammquerschnitt mit den größten Dammhöhen unmittelbar nordwestlich des Einlaufs in den Betriebsauslass als Grundlage verwendet (vgl. Lageplan in Anlage 5). Die relevanten Angaben sind nachfolgend aufgelistet:

- ▷ Böschungsneigung (land- und wasserseitig) ~ 1 : 2,5
- ▷ Breite der Dammkrone: 4,00 m
- ▷ Breite Betriebsweg (befahrbar): 3,00 m
- ▷ Höhe der Dammkrone:  $\geq 416,50$  m üNN
- ▷ Höhe des luftseitigen Böschungfußpunkts: ~ 408,70 m üNN
- ▷ Höhe des wasserseitigen Böschungfußpunkts: ~ 410,30 m üNN
- ▷ maximale Dammhöhe: ca. 7,80 m

Der für die Berechnungen verwendete Dammquerschnitt ist in Abbildung 6.1 dargestellt.

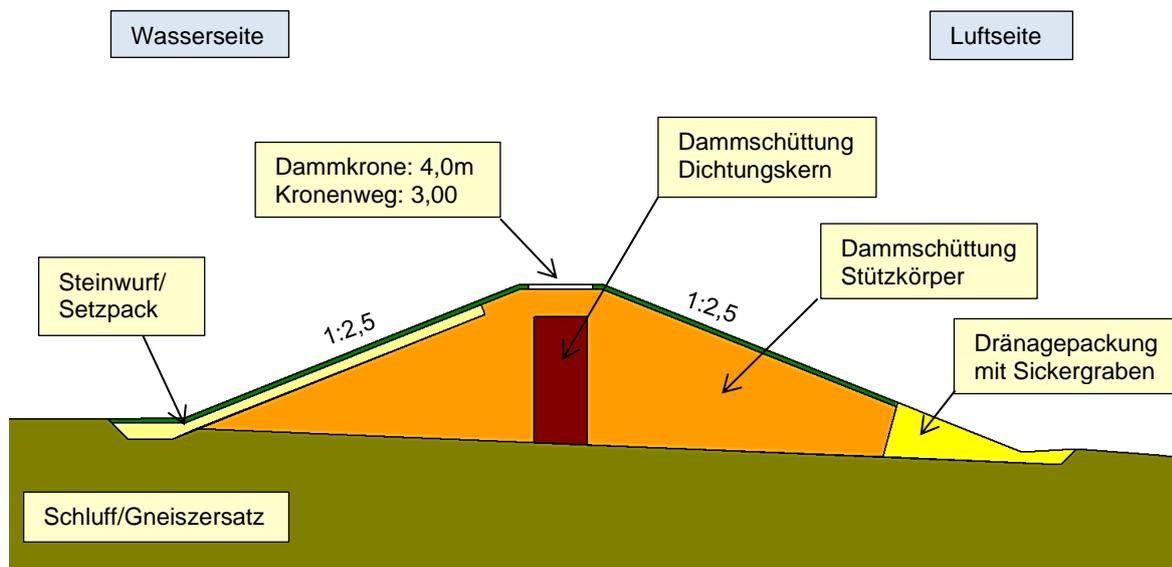


Abbildung 6.1: Dammquerschnitt

## 6.2 Potentialverteilung, Durchsickerung und Unterströmung des Damms

Für den Absperrdamm wird zunächst die Potentialverteilung sowie die Durchsickerung und Unterströmung für verschiedene Lastfälle bzw. unter Berücksichtigung von Randbedingungen bestimmt, die auf der sicheren Seite liegen. Die Berechnungsergebnisse werden zur Beantwortung folgender Fragen genutzt:

- ▷ Welchen Einfluss hat die Potentialverteilung des eingestauten Damms auf dessen Standsicherheit? In diesem Zusammenhang sind ggf. auch ungünstige Betriebszustände relevant.
- ▷ Wird die Wirksamkeit der Hochwasserrückhaltung durch die Durch- bzw. Unterströmung des Damms beeinträchtigt?

Die Bestimmung der Potentialverteilung sowie der Durchsickerung und Unterströmung erfolgte mittels numerischer Grundwassermodelle. Für die Berechnungen wurde das EDV-Programm Flow2D eingesetzt, das von der Firma GGU mbH, Braunschweig entwickelt wurde. Das Programm benutzt ein Finite-Elemente-Verfahren. Dabei wird der Grundwasserkörper in diskrete dreiecksförmige Zellen zerlegt. Die Knoten, an denen die Wasserdruckhöhen berechnet werden, liegen am Rand der Zellen. Das Modell basiert auf dem Gesetz von DARCY und dem Prinzip der Erhaltung der Massen, das heißt die Summe aller in die Zellen ein- und austretender Wassermengen ist gleich Null. Nähere Informationen zum Modell, die über die nachfolgenden Erläuterungen zu den durchgeführten Berechnungen hinaus gehen, können den Handbüchern der Software entnommen werden.

Der Absperrdamm wird selten und dann auch jeweils nur für eine Dauer von allenfalls wenigen Tagen eingestaut. Berücksichtigt man die geringe Wasserdurchlässigkeit des Dammschüttmaterials und insbesondere den in der Mitte des Damms angeordneten Dichtungskern ist nicht damit zu rechnen, dass es zur Ausbildung stationärer Verhältnisse mit einer Sickerlinie bis zur luftseitigen Böschung kommt. Dessen ungeachtet werden bei den Berechnungen stationäre Verhältnisse angesetzt, so dass die Ergebnisse, die anschließend auch als Eingabe bei den Böschungsbruchberechnungen verwendet werden, auf der sicheren Seite liegen.

Die Berechnungen wurden an dem in Abbildung 6.1 dargestellten Querschnitt durchgeführt. Er entspricht dem Dammquerschnitt mit den größten Dammhöhen und liegt unmittelbar nördlich des Grundablasses.

Das Stauziel des HRB Aubach liegt auf einer Höhe von 415,05 m üNN. Das entspricht der Höhe der Überlaufschwelle der als Dammscharte ausgebildeten Hochwasserentlastung. Das höchste Stauziel bei Ansatz eines BHQ2 wurde im Rahmen der hier vorliegenden Sicherheitsüberprüfung berechnet und liegt bei Ansatz einer Öffnung des Schiebers im Betriebsauslass von 6 cm auf einer Höhe von 415,59 m üNN (vgl. Kap. 5.3).

Die Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte der einzelnen Bodenschichten wurden im Rahmen der Berechnungen wie folgt angesetzt:

- ▷ Für den mittig liegenden homogenen Dichtungskern des Damms wurde ein Durchlässigkeitsbeiwert von  $k_f = 1 \cdot 10^{-7}$  m/s angesetzt. Nach den Erläuterungen im Kap. 6.1.1 wurde für die Herstellung ein Wert von  $1 \cdot 10^{-8}$  m/s für den Dichtungskern vorgegeben, der im Ergebnis von Durchlässigkeitsversuchen während der Bauausführung auch eingehalten wurde. Der hier angesetzte höhere Wert liegt daher auf der sicheren Seite.
- ▷ Die Stützkörper im Bereich der wasser- und luftseitigen Böschungen wurden mit dem vor Ort gewonnenen bindigen Böden mit einer Beimischung von Kalk hergestellt. Ergebnisse von Durchlässigkeitsversuchen während der Bauausführung liegen dafür nicht vor. Auf

der sicheren Seite werden die Stützkörper daher mit einem Durchlässigkeitsbeiwert von  $k_f = 1 \cdot 10^{-6}$  m/s abgebildet.

- ▷ Unter dem Absperrdamm stehen Schluffe und Gneiszersatzschichten an, die nach den bodenmechanischen Laborversuchen der LGA sehr geringe Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte aufweisen (vgl. Tab. 6.1). In den Modellberechnungen wird ein auf der sicheren Seite liegender Wert von  $k_f = 1 \cdot 10^{-8}$  m/s abgesetzt.
- ▷ Für die aus Feinschroppen hergestellte Drainage am luftseitigen Dammfußpunkt wird ein  $k_f$ -Wert von  $1 \cdot 10^{-3}$  m/s angenommen.
- ▷ Der Steinsatz an der wasserseitigen Böschung wird im Modell nicht berücksichtigt, da er für die Berechnung der Potenzialverteilung keine Relevanz hat.

Aufgrund der relativ geringen Durchlässigkeiten des Dammschüttmaterials und des Untergrunds ist infolge der Durchsickerung und Unterströmung des Damms nur mit sehr geringen Sickerwassermengen zu rechnen, die im Dränkörper sicher zum luftseitigen Böschungsfuß geleitet und anschließend im Sickergraben abgeleitet werden können. Für die Berechnungen wurde daher am Sickergraben eine Potentialhöhe von 408,70 m üNN angesetzt. Das entspricht der Höhe des luftseitigen Böschungsfußpunkts des Absperrdamms (vgl. Kap. 6.1.2 und Abbildung 6.1).

Bei einem Einstau bis zum Stauziel (415,05 m üNN) wurde die nachfolgend dargestellte Potenzialverteilung berechnet. Genauere Angaben können der Darstellung in Anlage 4.1 entnommen werden. Dort finden sich auch die Darstellungen für weitere Berechnungsfälle.

WSP = Stauziel = 415,05 mNN

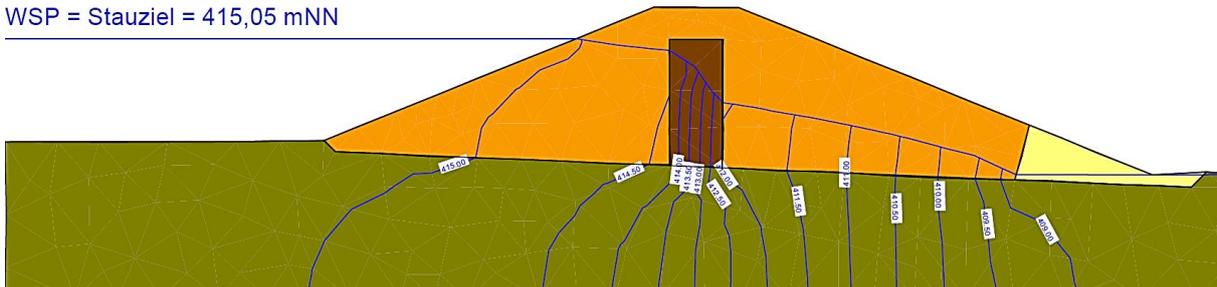


Abbildung 6.2: Potenzialverteilung bei Einstau bis zum Stauziel

Die Lage der Sickerlinie zeigt, dass ein Wasseraustritt an der landseitigen Dammböschung ausgeschlossen werden kann, so dass sich günstige Voraussetzungen für die Gewährleistung der Tragsicherheit des Damms ergeben.

Wie erwartet, ist der Wasserandrang infolge Durchsickerung und Unterströmung sehr gering. Für die betrachteten Fälle wurden folgende Mengen pro laufenden Meter Damm berechnet:

- ▷ Einstau bis zum Stauziel (415,05 m üNN):  $q_a = 0,00057$  l/(s\*m)
- ▷ Einstau bis zum Stauziel ZH<sub>2</sub> (415,59 m üNN):  $q_a = 0,0007$  l/(s\*m)
- ▷ Einstau bis zur Dammkrone (416,50 m üNN):  $q_a = 0,001$  l/(s\*m)

Selbst wenn diese Mengen über die gesamte Länge des Absperrdamms von 90 m anfallen, ergibt sich nur eine geringe Sickerwassermenge in der Größenordnung von bis zu 0,1 l/s. Sickerwasseraustritte sollten daher bei intaktem Absperrdamm nicht beobachtbar sein.

### 6.3 Tragsicherheit

#### 6.3.1 Bemessungsfälle

Gemäß Kap. 7.1.2 der DIN 19700-11 ist die Tragsicherheit von Absperrbauwerken einschließlich des Untergrunds gegeben, wenn die jeweils maßgebenden Tragwiderstände durch die zu erwartenden Einwirkungen unter Einhaltung der Sicherheitsabstände zum Versagen nicht überschritten werden. Vereinfacht ausgedrückt, müssen die Tragwiderstände ausreichend größer sein als die Einwirkungen.

Die Einwirkungen werden nach der DIN in folgende Gruppen aufgeteilt:

- ▷ Gruppe 1: Ständig oder häufig wiederkehrende Einwirkungen
- ▷ Gruppe 2: seltene oder zeitlich begrenzte Einwirkungen
- ▷ Gruppe 3: außergewöhnliche Einwirkungen

Die Tragsicherheit ist für verschiedene Lastfälle zu untersuchen, die sich als Kombination von Einwirkungen der Gruppen 1 bis 3 wie folgt ergeben:

- ▷ Lastfälle 1 (Regelkombination)
  - alle maßgebenden Einwirkungen der Gruppe 1
- ▷ Lastfälle 2 (seltene Kombinationen)
  - alle maßgebenden Einwirkungen der Gruppe 1 und
  - je eine Einwirkung der Gruppe 2
- ▷ Lastfälle 3 (seltene Kombinationen)
  - alle maßgebenden Einwirkungen der Gruppe 1 und
  - je eine Einwirkung der Gruppe 3

Entsprechend des Schemas in Tabelle 3 der DIN 19700-11 sind folgende Zusammenstellungen von Einwirkungen zu betrachten:

Tabelle 6.3: Einwirkungskombinationen und Lastfälle gemäß Tabelle 3 – DIN 19700-11

Einwirkungen		Lastfälle (LF) (Einwirkungskombinationen)							
		1		2				3	
		1.1	1.2 <sup>a</sup>	2.1	2.2	2.3	2.4 <sup>c</sup>	3.1	3.2
Gruppe 1	Eigenlast	×	×	×	×	×	×	×	×
	Verkehrs- und Auflast	×	×	×	×	×	×	×	×
	Wasserdruck und Strömungskraft bei Vollstau	×				×	× <sup>d</sup>		× <sup>d</sup>
Gruppe 2	Wasserdruck und Strömungskraft bei Hochwasserstauziel 1 ( $Z_{H1}$ )			×					
	schnellstmögliche Wasserspiegelabsenkung				× <sup>b</sup>				
	außerplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände					×			
	Betriebserdbeben						×		
Gruppe 3	Wasserdruck und Strömungskraft bei Hochwasserstauziel 2 ( $Z_{H2}$ ), sofern $Z_{H2} > Z_{H1}$							×	
	Bemessungserdbeben								×

<sup>a</sup> Bau- und Konsolidierungszustände bis zum ersten Einstau sowie Zustand „leeres Becken“.

<sup>b</sup> Beginnend vom Vollstau.

<sup>c</sup> Lastfall nur für Gebrauchstauglichkeitsnachweis.

<sup>d</sup> Es darf der Wasserdruck und Strömungskraft bei Stauziel  $Z_s$  angesetzt werden.

Die einzelnen Einwirkungen können unter Berücksichtigung der vor Ort gegebenen Verhältnisse wie folgt beschrieben werden:

▷ **Gruppe 1**

- Eigenlast

Die Eigenlast des Absperrdamms wird auf der Grundlage der Dammgeometrie (vgl. Abbildung 6.2) mit den in Tabelle 6.2 angegebenen Bodenwichten berechnet.

- Verkehrs- und Auflast

Da der Betriebsweg auf der Dammkrone befahren werden kann, wird eine Verkehrslast von  $10 \text{ kN/m}^2$  angesetzt (Ersatzflächenlast für Befahrung der Krone).

- Wasserdruck und Strömungskraft bei Vollstau

Angesetzt wird der Wasserdruck, der sich bei einem Einstau bis zum Stauziel ergibt ( $z_s = 415,05 \text{ m üNN}$ ). Strömungskräfte werden durch Berechnung des Porenwasserdrucknetzes entsprechend den im Kap. 6.2 erläuterten Ansätzen ermittelt.

▷ **Gruppe 2**

- Wasserdruck und Strömungskraft bei Hochwasserstauziel  $Z_{H1}$

Wegen des geringen Unterschieds zwischen  $Z_{H1}$  und  $Z_{H2}$  von 11 cm werden Wasserdruck und Strömungskraft bei  $Z_{H2}$  angesetzt. Im Hinblick auf die Tragsicherheit liegt diese Vorgehensweise auf der sicheren Seite.

- Schnellstmögliche Wasserspiegelabsenkung

Die Berechnungen erfolgen mit einer vereinfacht angesetzten Porenwasserdrucklinie. Dabei wird unterstellt, dass die Wasserspiegelabsenkung im Becken schneller erfolgt als die Absenkung des Porenwasserdrucks im Dammkörper zwischen dem Dichtungskern und der wasserseitigen Böschung. Als Austrittspunkt der Porenwasserdrucklinie an der wasserseitigen Böschung wird eine Höhe von 410,80 m üNN angenommen. Dieser Wert liegt 0,5 m über der Geländeoberkante. Da sich eine derartige Sickerlinie nach den Erläuterungen im Kap. 6.2 aufgrund der gering wasserdurchlässigen Böden, der geringen Einstaudauer und zusätzlich auch durch die günstige Wirkung des auf der wasserseitigen Böschung eingebauten Steinsatzes praktisch gar nicht einstellen kann, liegt dieser Ansatz auf der sicheren Seite.

- Außerplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände

Ein außerplanmäßiger Zustand könnte sich einstellen, wenn der Betriebsauslass nicht oder nur eingeschränkt funktionsfähig ist, so dass sich ein länger anhaltender Einstau mit vollständiger Ausbildung der Sickerlinie einstellt. Die dabei zu erwartenden Strömungskräfte wurden jedoch bereits bei den Ansätzen für die Gruppe 1 berücksichtigt, so dass diese Kombination nicht mehr betrachtet werden muss.

- Betriebserdbeben

Der Standort liegt gemäß Karte des GFZ Potsdam nicht in einer Erdbebenzone<sup>5</sup>. Nach DIN EN 1998-1/NA:2011-1 ist daher keine Nachweisführung erforderlich.

▷ **Gruppe 3**

- Wasserdruck und Strömungskraft bei Hochwasserstauziel  $Z_{H2}$

Auf der sicheren Seite werden in der Gruppe 3 ein Einstau bis zur Dammkrone (statt bis zum  $Z_{H2}$ ) und ein daraus resultierendes Porenwasserdrucknetz angesetzt.

---

<sup>5</sup> <https://www.gfz-potsdam.de/din4149-erdbebenzonenabfrage/>

- Bemessungserdbeben

Da der Standort wie beschrieben nicht in einer Erdbebenzone liegt, kann auf den Nachweis verzichtet werden.

Neben den Einwirkungskombinationen sind bei den Nachweisen gemäß DIN 19700-11 ggf. auch folgende Tragwiderstandsbedingungen zu berücksichtigen:

- ▷ Tragwiderstandsbedingung A: volle bauliche Wirksamkeit
- ▷ Tragwiderstandsbedingung B: Eingeschränkte Wirksamkeit eines Sicherungselements
- ▷ Tragwiderstandsbedingung C: Ausfall eines Sicherungselements

Aus der Kombination der Lastfälle und Tragwiderstandsbedingungen ergeben sich gemäß Tabelle 2 der DIN 19700-11 folgende Bemessungssituationen:

Tabelle 6.4: Bemessungssituationen nach DIN 19700

Lastfall	Bemessungssituation für Tragwiderstandsbedingungen		
	A	B	C
1	BS I	BS II	BS III
2	BS II	BS III	
3	BS III		

Anhand der Bemessungssituation wird nach den Vorgaben der DIN der Gesamtsicherheitsbeiwert abgeleitet, der für Staudämme einzuhalten ist. Dabei gelten folgende Vorgaben:

- ▷ BS I: Ständige Bemessungssituation (BS-P:  $\gamma = 1,3$ )
- ▷ BS II: Vorübergehende Bemessungssituation (BS-T:  $\gamma = 1,2$ )
- ▷ BS III: Außergewöhnliche Bemessungssituation (BS-A:  $\gamma = 1,1$ )

Statt der Verwendung von Gesamtsicherheitsbeiwerten sind die Nachweise nach den Vorgaben des DWA Merkblatts M 542 mit Teilsicherheitsbeiwerten für Einwirkungen und Widerstände zu führen. Dadurch wird die Kollision der DIN 19700-11 mit dem EC 7 bzw. der DIN 1054 behoben. Nach den Vorgaben des Merkblatts werden die in der folgenden Tabelle aufgelisteten Teilsicherheitsbeiwerte für geotechnische Kenngrößen verwendet, die von den Werten nach EC 7 und DIN 1054 abweichen.

Tabelle 6.5: Teilsicherheitsbeiwerte für geotechnische Kenngrößen gemäß DWA M 542

Bodenkenngröße	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A
<b>GEO-3: Grenzzustand des Versagens durch Verlust der Gesamtstandsicherheit</b>				
Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$ bzw. $\tan \varphi_u$ des dränierten bzw. des undränierten Bodens	$\gamma_{\varphi'}$ , $\gamma_{\varphi_u}$	1,30	1,20	1,10
Kohäsion $c'$ bzw. $c_u$ des dränierten bzw. des undränierten Bodens	$\gamma_{c'}$ , $\gamma_{c_u}$	1,30	1,20	1,10

Sonstige Teilsicherheitsbeiwerte werden gemäß EC 7 und DIN 1054 entsprechend der folgenden Auflistungen angesetzt:

Tabelle 6.6: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen (DIN 1054)

Einwirkung bzw. Beanspruchung	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A
<b>HYD und UPL: Grenzzustand des Versagens durch hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen</b>				
Destabilisierende ständige Einwirkungen <sup>a</sup>	$\gamma_{G,dst}$	1,05	1,05	1,00
Stabilisierende ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,stab}$	0,95	0,95	0,95
Destabilisierende veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,dst}$	1,50	1,30	1,00
Stabilisierende veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,stab}$	0	0	0
Strömungskraft bei günstigem Untergrund	$\gamma_H$	1,35	1,30	1,20
Strömungskraft bei ungünstigem Untergrund	$\gamma_H$	1,80	1,60	1,35
<b>EQU: Grenzzustand des Verlusts der Lagesicherheit</b>				
Ungünstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,dst}$	1,10	1,05	1,00
Günstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,stab}$	0,90	0,90	0,95
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	$\gamma_Q$	1,50	1,25	1,00
<b>STR und GEO-2: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund</b>				
Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen allgemein <sup>a</sup>	$\gamma_G$	1,35	1,20	1,10
Beanspruchungen aus günstigen ständigen Einwirkungen <sup>b</sup>	$\gamma_{G,inf}$	1,00	1,00	1,00
Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen aus Erdruhedruck	$\gamma_{G,E0}$	1,20	1,10	1,00
Beanspruchungen aus ungünstigen veränderlichen Einwirkungen	$\gamma_Q$	1,50	1,30	1,10
Beanspruchungen aus günstigen veränderlichen Einwirkungen	$\gamma_Q$	0	0	0
<b>GEO-3: Grenzzustand des Versagens durch Verlusts der Gesamtstandsicherheit</b>				
Ständige Einwirkungen <sup>a</sup>	$\gamma_G$	1,00	1,00	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	$\gamma_Q$	1,30	1,20	1,00
<b>SLS: Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit</b>				
$\gamma_G = 1,00$ für ständige Einwirkungen bzw. Beanspruchungen				
$\gamma_Q = 1,00$ für veränderliche Einwirkungen bzw. Beanspruchungen				

Tabelle 6.7: Teilsicherheitsbeiwerte für geotechnische Kenngrößen (DIN 1054)

Bodenkenngröße	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A
<b>HYD und UPL: Grenzzustand des Versagens durch hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen</b>				
Reibungsbeiwert $\tan \phi'$ des dränierten Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \phi_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_{\phi'}, \gamma_{\phi_u}$	1,00	1,00	1,00
Kohäsion $c'$ des dränierten Bodens und Scherfestigkeit $c_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_{c'}, \gamma_{c_u}$	1,00	1,00	1,00
<b>GEO-2: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund</b>				
Reibungsbeiwert $\tan \phi'$ des dränierten Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \phi_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_{\phi'}, \gamma_{\phi_u}$	1,00	1,00	1,00
Kohäsion $c'$ des dränierten Bodens und Scherfestigkeit $c_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_{c'}, \gamma_{c_u}$	1,00	1,00	1,00
<b>GEO-3: Grenzzustand des Versagens durch Verlust der Gesamtstandsicherheit</b>				
Reibungsbeiwert $\tan \phi'$ des dränierten Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \phi_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_{\phi'}, \gamma_{\phi_u}$	1,25	1,15	1,10
Kohäsion $c'$ des dränierten Bodens und Scherfestigkeit $c_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_{c'}, \gamma_{c_u}$	1,25	1,15	1,10

Nach DWA M 542 sind folgende Bemessungssituationen relevant.

Tabelle 6.8: Bemessungssituationen Staudämme im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) gemäß DWA M 542

Einwirkungen	Bemessungssituationen im GZT										
	BS-P				BS-T			BS-A			BS-E
	P.1	P.2	P.3	P.4	T.1	T.2	T.3	A.1	A.2	A.3	E.1
<b>Ständige Einwirkungen</b>											
Eigengewicht, Erddruck, Überschüttung	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
<b>Veränderliche Einwirkungen</b>											
Verkehrslasten	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Wasserdruck und Strömungskraft bei $Z_S$											x
Wasserdruck und Strömungskraft bei $Z_V$	x						x		x	x	
Wasserdruck und Strömungskraft bei Teilstau		x									
Wasserdruck und Strömungskraft bei $Z_{H1}$					x						
Wasserdruck und Strömungskraft bei $Z_{H2}$								x			
Wasserdruck und Strömungskraft infolge betriebsbedingter Stauspiegelabsenkung aus $Z_S$				x							
Wasserdruck und Strömungskraft infolge schnellstmöglicher Stauspiegelabsenkung aus $Z_V$						x					
Außerplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände, Bauzustände							x				
<b>Außergewöhnliche Einwirkungen/Zustände</b>											
Einwirkungen infolge Ausfall oder eingeschränkter Wirkung von Sicherungselementen (Dichtung/Dränage etc.)									x		
Berücksichtigung ungünstiger Materialkennwerte										x	
<b>Einwirkungen infolge von Erdbeben</b>											
Bemessungserdbeben											x

Für die Berechnungen zur Prüfung der Tragsicherheit wird grundsätzlich die Vorgehensweise nach DIN 19700-11 unter Berücksichtigung der Vorgaben im DWA-Merkblatt M 542 angewendet. Soweit erforderlich werden deshalb die Tragwiderstandsbedingung B in den Bemessungssituationen BS-T und BS-A sowie die Tragwiderstandsbedingung C in der Bemessungssituation BS-A betrachtet.

Die bei der Tragwiderstandsbedingung B zu berücksichtigende eingeschränkte Wirksamkeit eines Sicherungselements kann durch einen reduzierten Ansatz der Bodenkennwerte erfolgen. Wie den Erläuterungen im Kap. 6.1.1 entnommen werden kann, wurden jedoch bereits bei den Fällen mit Ansatz der Tragwiderstandsbedingung A sehr konservative Bodenkennwerte angesetzt. Eine weitere Reduzierung dieser Werte für die Fälle mit Ansatz der Tragwiderstandsbedingung B ist daher nicht erforderlich und wäre auch nicht gerechtfertigt.

Die Tragwiderstandsbedingung C wird berücksichtigt, indem ein Ausfall des vertikalen Dichtungskerns und ein zusätzlicher Ausfall der Kiesdränage angenommen werden. Um die diesbezüglich ungünstigste Situation erfassen zu können, wurden für diesen Fall Berechnungen mit einem einheitlichen Durchlässigkeitsbeiwert ( $k_f = 1 \cdot 10^{-6}$  m/s) für den Dammkörper durchgeführt. Bei der Kiesdränage wurde von einem Zusetzen des Kieses mit Feinteilen ausgegangen. Im Modell wird das durch eine höhere Lage der Sickerlinie im Bereich der Kiesdränage berücksichtigt (vgl. Anlage 4.1).

### 6.3.2 Gesamte und lokale Standsicherheit (Böschungsbruch – GEO-3)

Für die Böschungsbruchberechnungen werden nach den Angaben im Kap. 6.3.1 folgende Berechnungsfälle festgelegt:

Tabelle 6.9: Berechnungsfälle für die Böschungsbruchsicherheit

Fall	Tragwiderstandsbedingung	Bemessungssituation EC-7/DIN 1054	Bemessungssituation DIN 19700-11	Bemessungssituation DWA M 542	Weitere Einwirkungen
(1)	A	BS-P	BS I	P.1	Strömungskräfte bei Einstau bis zum Stauziel (WSP = 415,05 m üNN)
(2)	A	BS-T	BS II	T.1	Strömungskräfte bei Einstau bis zum Stauziel ZH <sub>2</sub> (WSP = 415,59)
(3)	A	BS-T	BS II	T.2	Strömungskräfte bei schnellstmöglicher Absenkung
(4)	C	BS-A	BS III	T.3	Strömungskräfte bei Einstau bis zur Dammkrone (WSP = 416,50 m üNN)
(5)	C	BA-A	BS III	A.2	Strömungskräfte bei Ausfall des Dichtungskerns
(6)	C	BA-A	BS III	A.2	Strömungskräfte bei Ausfall des Dichtungskerns und der Sickerwasserdränage

Die Berechnungen wurden mit dem EDV-Programm GGU-Stability durchgeführt, das von der Firma GGU mbH, Braunschweig entwickelt wurde. Berechnet wird der Ausnutzungsgrad der Teilsicherheiten  $1/f$ . Ein Ausnutzungsgrad  $< 1$  bedeutet, dass die verwendeten Teilsicherheitsbeiwerte nicht ausgeschöpft wurden. Bei einem Ausnutzungsgrad  $> 1$  ist die Standsicherheit dagegen nicht mit ausreichender Sicherheit gewährleistet.

Für die Berechnungen wurden folgende Randbedingungen und Ansätze berücksichtigt:

- ▷ Berechnungsverfahren nach Bishop (Gleitkreise mit Lamellenunterteilung)
- ▷ Eigengewicht und Verkehrslast gemäß Angaben im Kap. 6.3.1
- ▷ Porenwasserdrucknetz gemäß Angaben im Kap. 6.2

Eine grafische Darstellung der wesentlichen Eingabeparameter und der Berechnungsergebnisse kann den Ausdrucken im Anlage 4.2 entnommen werden. Für die einzelnen Berechnungsfälle ergibt sich folgende Ausnutzung der Teilsicherheitsbeiwerte:

Tabelle 6.10: Berechnungsfälle für die Böschungsbruchsicherheit

Fall	Ausnutzungsgrad $\mu$	
	Luftseite	Wasserseite
(1)	0,61	-
(2)	0,57	
(3)	-	0,96
(4)	0,57	
(5)	0,56	-
(6)	0,56	-

Der Ausnutzungsgrad der Teilsicherheiten liegt in allen Berechnungsfällen bei Werten  $<1$ . Der Nachweis der Böschungsbruchsicherheit ist damit erbracht.

### 6.3.3 Sicherheit gegen Gleiten (GEO-2)

Bei diesem Nachweis wird geprüft, ob der Damm im Einstaufall infolge Wasserdruck entlang der Aufstandsfläche abgeschoben werden kann. Bei den hier vorliegenden Verhältnissen ergeben sich hohe Sicherheiten, so dass ein vereinfachter Nachweis mit folgenden Annahmen geführt werden kann, die auf der sicheren Seite liegen:

- ▷ Für den Dammkörper wird eine ebene Aufstandsfläche angesetzt.
- ▷ Der Dammkörper wird unter Auftrieb gerechnet, der Dichtungskern wird nicht angesetzt.
- ▷ Es wird ein Wassereinstau bis zur Dammkrone angesetzt.
- ▷ Verkehrslasten auf der Dammkrone werden nicht angesetzt, da sie die Sicherheit erhöhen würden.

Der Nachweis ist geführt, wenn folgende Bedingung erfüllt ist:

$$H_d \leq R_d$$

mit:  $H_d$  Bemessungswert der Beanspruchung parallel zur Dammsohle

$R_d$  Bemessungswert des Gleitwiderstands

#### ▷ Ermittlung der Kräfte

Der Damm wird im Hochwasserfall parallel zur Sohle durch folgende Kräfte beansprucht:

- Horizontaler Wasserdruck

$$W_h = 0,5 * \gamma_w * h^2$$

$$W_h = 0,5 * 10 \text{ kN/m}^3 * 6,2^2 \text{ m}^2 = 192,2 \text{ kN/m (mit } h = 416,5 \text{ m üNN} - 410,3 \text{ m üNN)}$$

- Strömungskraft

Die Fließgeschwindigkeit am Damm ist sehr gering, so dass Strömungskräfte vernachlässigt werden können.

Der Damm wird unter Berücksichtigung des Auftriebs senkrecht zur Sohle durch folgende Kräfte beansprucht:

- Eigengewicht

$$G_{(\text{unter Auftrieb})} = ((b_1 + b_2)/2) * h * \gamma'$$

$$b_1 = 4,0 \text{ m} \quad (\text{Dammkrone})$$

$$b_2 = 40 \text{ m} \quad (\text{Dammbasis})$$

$$\gamma' = 10,8 \text{ kN/m}^3 \text{ (Wichte Dammschüttmaterial unter Auftrieb)}$$

$$G = ((4,0 + 40)/2) * 6,20 * 10,8$$

$$G = 1.473 \text{ kN/m}$$

▷ **Bestimmung von  $H_d$**

$$H_d = H_{G,k} * \gamma_G + H_{Q,k} * \gamma_Q$$

$H_{G,k}$ : ständige Beanspruchungen (horizontaler Wasserdruck)

$\gamma_G$ : Teilsicherheitsbeiwert für BS-P,  $\gamma_{Gk} = 1,35$

$H_{Q,k}$ : ungünstige veränderliche Beanspruchungen (Strömungskraft)

$\gamma_{Qk}$ : Teilsicherheitsbeiwert für BS-P,  $\gamma_{Qk} = 1,5$

$$H_d = 192,2 \text{ kN/m} * 1,35$$

$$\mathbf{H_d = 259,5 \text{ kN/m}}$$

▷ **Bestimmung von  $R_d$**

$$R_d = (N_k * \tan \delta_{S,k}) / \gamma_{R,h}$$

$N_k$ : Gewicht + Auflast

$\tan \delta_{S,k} = 31^\circ$  (Sohlreibungswinkel für das Dammschüttmaterial nach Tab. 6.2)

$\gamma_{R,h}$ : Teilsicherheitsbeiwert für alle BS,  $\gamma_{R,h} = 1,1$

$$R_{t,d} = (1.473 \text{ kN/m} * \tan 31^\circ) / 1,1$$

$$\mathbf{R_{t,d} = 804,6 \text{ kN/m}}$$

▷ **Nachweis**

$$H_d \leq R_d$$

$$\mathbf{259,5 \text{ kN/m} \leq 804,6 \text{ kN/m}}$$

Die Sicherheit gegen Gleiten ist somit gewährleistet. Der Ausnutzungsgrad  $\mu$  der Teilsicherheiten beträgt:

$$\mu = 259,5 / 804,6 = 0,32$$

### 6.3.4 Sicherheit am Dammfuß bei Spreizwirkung (GEO-2)

In der Sohlfläche wirken neben vertikalen Spannungen aus dem Schüttgewicht des Damms und aus Auflasten auch horizontale Spannungen, die von der Dammachse nach außen gerichtet sind. Diese Spannungen werden durch die Spreizwirkung des schweren Mittel-

bereichs des Damms auf die Fußpunktbereiche ausgeübt. Zusätzlich kann ggf. auch noch eine nach außen gerichtete Strömungskraft wirken.

Der Nachweis gegen Spreizen für den Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund wird an einem freigeschnittenen, 1 m hohen Teilstück an den Fußpunkten der Absperrdämme geführt. Dabei werden die einwirkenden Kräfte aus Erddruck und Strömungsdruck den rückhaltenden Kräften durch Sohlreibung infolge des Eigengewichts des Damms gegenübergestellt.

Analog zur Vorgehensweise beim Nachweis der Sicherheit gegen Gleiten kann ein vereinfachter Nachweis mit Annahmen auf der sicheren Seite geführt werden (vgl. auch Nachweise im Anhang 4.3).

▷ **Nachweis Luftseite:**

Im Falle eines Einstaus können zusätzliche Strömungskräfte aus der Durchsickerung des Dammes auftreten, so dass hier der Nachweis für den landseitigen Böschungsfußpunkt erbracht wird. Der Nachweis wurde mit den Lastansätzen und Teilsicherheitsbeiwerten des Berechnungsfalls 1 gemäß Kap. 6.3.2 geführt. Danach ergibt sich ein Ausnutzungsgrad der Teilsicherheiten von:

$$\mu = 0,38 / 0,66 = 0,57$$

Die Sicherheit gegen Spreizwirkung am Dammfußpunkt ist somit gewährleistet.

▷ **Nachweis Wasserseite:**

Bei einer schnellen Wasserspiegelabsenkung im Stauraum und einem zeitversetzten Rückgang der Sickerlinie im Dammkörper kann es ebenfalls zu Strömungskräften im Dammkörper kommen. In diesem Fall ist der wasserseitige Dammfußpunkt maßgebend, so dass der Nachweis hierfür erbracht wird. Die Teilsicherheitsbeiwerte wurden dementsprechend analog dem Berechnungsfall 3 gemäß Kap. 6.3.2 angesetzt. Danach ergibt sich ein Ausnutzungsgrad der Teilsicherheiten von:

$$\mu = 0,44 / 0,51 = 0,86$$

Die Sicherheit gegen Spreizwirkung am Dammfußpunkt ist somit gewährleistet.

## **6.4 Gebrauchstauglichkeit**

### **6.4.1 Hydraulische Sicherheit**

Nach DIN 19700-11 ist die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch sowie die Erosions- und Suffosionsstabilität des Dammes und des Untergrunds nachzuweisen.

#### **6.4.1.1 Hydraulischer Grundbruch (HYD)**

Ein hydraulischer Grundbruch durch die Deformation eines Erdkörpers bei überwiegend senkrechter Grundwasserströmung kann auftreten, wenn das Eigengewicht des unter Auftrieb stehenden Bodens kleiner ist als die Grundwasserströmungskraft.

Da im hier vorliegenden Fall am Damm des HRB Aubach keine senkrechten Grundwasserströmungen auftreten, kann auf den Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch verzichtet werden.

### 6.4.1.2 Erosions- und Suffosionssicherheit

Schäden durch innere Erosion bzw. Suffosion können bei einer Durchsickerung bzw. Unterströmung des Dammkörpers auftreten, wenn eine Strömung mit einem hydraulischen Gradienten entstehen kann, dessen Größe ausreicht, um einen Materialtransport im Dammkörper bzw. unter dem Damm in Gang zu setzen. In diesem Fall können feinere Bodenteilchen durch die Poren der größeren Bodenteilchen transportiert werden, so dass mittel- bis langfristig die Stabilität des Korngerüstes beeinträchtigt wird.

Der Nachweis der Erosionssicherheit erfolgt in Anlehnung an die Vorgaben der DIN 19712:2013-01 und des Merkblatts DWA M-507-1. Dabei gilt folgende Bedingung:

$$i_{vorh} * \gamma_{H,vorh} \leq i_{krit} / \gamma_{H,krit}$$

mit:  $i$  hydraulischer Gradient

$\gamma_H$  Teilsicherheitsbeiwert zur Bestimmung der Sicherheit gegen Materialtransport

Der Wert für  $i_{krit}$  wird gemäß Tabelle 6.4 des Merkblatts DWA M-507-1 bestimmt:

Tabelle 6.11: Kritischer Kontrollgradient gemäß DWA M-507-1

Bodenart	$i_{krit}$ [-]
Dichter Ton	0,40 – 0,52
Grobsand, Kies	0,25 – 0,33
Schluffiger Ton	0,20 – 0,26
Mittelsand	0,15 – 0,20
Feinsand	0,12 – 0,16

Der hydraulische Gradient kann als das Gefälle der Sickerlinie bei einer Durchströmung des Damms verstanden werden. Er kann (auch abschnittsweise) wie folgt berechnet werden:

$$i_{vorh} = \frac{\Delta h}{L}$$

mit:  $\Delta h$  Höhendifferenz der Sickerlinie zwischen zwei Punkten

$L$  Abstand zwischen diesen Punkten

Bei intaktem Dichtungskern im Dammkörper ergeben sich die ungünstigsten Verhältnisse für das Auftreten von Schäden durch innere Erosion im Bereich zwischen dem Dichtungskern und dem Rand der Kiesdrainage am luftseitigen Böschungsfußpunkt. Entsprechende Nachweise wurden daher für die Berechnungsfälle (1), (2) und (4) gemäß Kap. 6.3.1.2 mit Ansatz der jeweils relevanten Potenzialdifferenz zwischen diesen beiden Punkten geführt. Der Abstand zwischen den Punkten beträgt ca. 13,7 m. Die Höhendifferenz der Sickerlinie zwischen diesen Punkten wurde der jeweils mit Flow2D berechneten Potenzialverteilung entnommen (vgl. Darstellung der Potenzialverteilung in Anlage 4.1).

Als kritischer Gradient wird gemäß Angaben in Tabelle 6.11 ein Wert von 0,2 verwendet. Dieser Wert liegt für das Dammschüttmaterial im Bereich der Stützkörper auf der sicheren Seite.

Tabelle 6.12: Eingangswerte Berechnung Erosionssicherheit

Bemessungsfall	Beiwert $\gamma_{H,vorh}$	Beiwert $\gamma_{H,krit}$	$\Delta h$	L	$i_{vorh}$
(1)	1,35	1,10	3,5 m	13,7 m	0,26
(2)	1,20	1,10	4,0 m	13,7 m	0,29
(4)	1,10	1,10	5,3 m	13,7 m	0,39*

Tabelle 6.13: Nachweis der Erosionssicherheit

Bemessungsfall	$i_{vorh} * \gamma_{H,vorh}$	$i_{krit} / \gamma_{H,krit}$	Kriterium erfüllt
(1)	0,35	0,18	Nein
(2)	0,35	0,18	Nein
(4)	0,42	0,18	Nein

Das Nachweiskriterium wird nicht eingehalten. Eine Gefährdung des Absperrdamms durch innere Erosion ist aus folgenden Gründen dennoch nicht gegeben:

- ▷ Die Potenzialverteilung wurde mit stationären Berechnungen ermittelt. Ein Einstau bis zum Stauziel erfolgt jedoch nur kurzzeitig, so dass sich eine vollständige Durchsickerung des gesamten Dammkörpers aufgrund der geringen Wasserdurchlässigkeit des Schüttmaterials und des Untergrunds praktisch nicht einstellen kann. Somit wird sich auch der hydraulische Gradient nicht in der o.g. Höhe einstellen.
- ▷ Am landseitigen Dammfußpunkt wurde eine Fußpunktdränage eingebaut. Sie besteht aus einer Sickerpackung aus Feinschroppen, die mit einem geotextilen Trenn- und Filtervlies umhüllt ist (vgl. Planung 1996, Anlage 5.2.). Die Sickerlinie tritt daher nicht an der landseitigen Böschung, sondern in dieser Fußpunktdränage aus). Ein Austritt von feinkörnigen Materialien wird auf diese Weise selbst dann sicher verhindert, wenn sich ein dafür ausreichend großer hydraulischer Gradient einstellen würde.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass Schäden am Dammkörper durch innere Erosion bzw. Suffosion nicht zu besorgen sind.

#### 6.4.2 Verformungen / Setzungen

Setzungen des Absperrdamms treten i.d.R. während der Bauphase und in Form von Konsolidierungssetzungen je nach den Eigenschaften des Untergrunds in den folgenden Jahren auf. Da der Damm bereits im Jahr 1997 geschüttet wurde, sind derartige Setzungen längst abgeklungen. Zusätzliche Auflasten wurden seitdem nicht aufgebracht und sind auch in Zukunft nicht geplant. Insofern ist zukünftig auch nicht mit weiteren Setzungen in relevantem Umfang zu rechnen.

Die Anlage wurde erstmalig im Jahr 1998, zeitnah nach der Herstellung des Absperrdamms vermessen. Nach Auswertung der Vermessungsdaten lag die Dammkrone seinerzeit auf Höhen zwischen 416,50 und 416,53 m üNN. Das entspricht der Vorgabe der Planung von 1996. Ob eine Überschüttung der Dammkrone ausgeführt wurde oder ob es bereits während der Bauphase zu Setzungen kam, ist nicht bekannt.

Um Angaben darüber machen zu können, ob seit der Erstvermessung Setzungen des Dammkörpers aufgetreten sind, wurde die Dammkrone im November 2021 neu vermessen. In den folgenden Abbildungen 6.2 und 6.3 sind die Ergebnisse der Vermessung aus dem Jahr 1998 (orange) und vom November 2021 (grün) gegenübergestellt. Tabelle 6.14 zeigt einen Vergleich der jeweils aufgenommenen minimalen und maximalen Höhen.

Tabelle 6.14: Vergleich Vermessungsdaten der Dammkrone 1998 und 2021

Jahr	OK Dammkrone		OK Dammscharte
	min. Höhe [m üNN]	max. Höhe [m üNN]	Tiefpunkt [m üNN]
1998	416,50	416,53	415,06
2021	416,50	416,57	415,05

Der Vergleich der Vermessungsdaten belegt, dass seit der Vermessung von 1998 keine messbare Setzung des Dammkörpers mehr aufgetreten ist. Die Dammkrone liegt nach wie vor auf der planmäßig vorgesehenen Höhe. Nacharbeiten zur Anhebung des Damms sind auch deshalb nicht erforderlich, weil die Anlage über einen ausreichenden Freibord verfügt (vgl. Kap. 5.4.7).

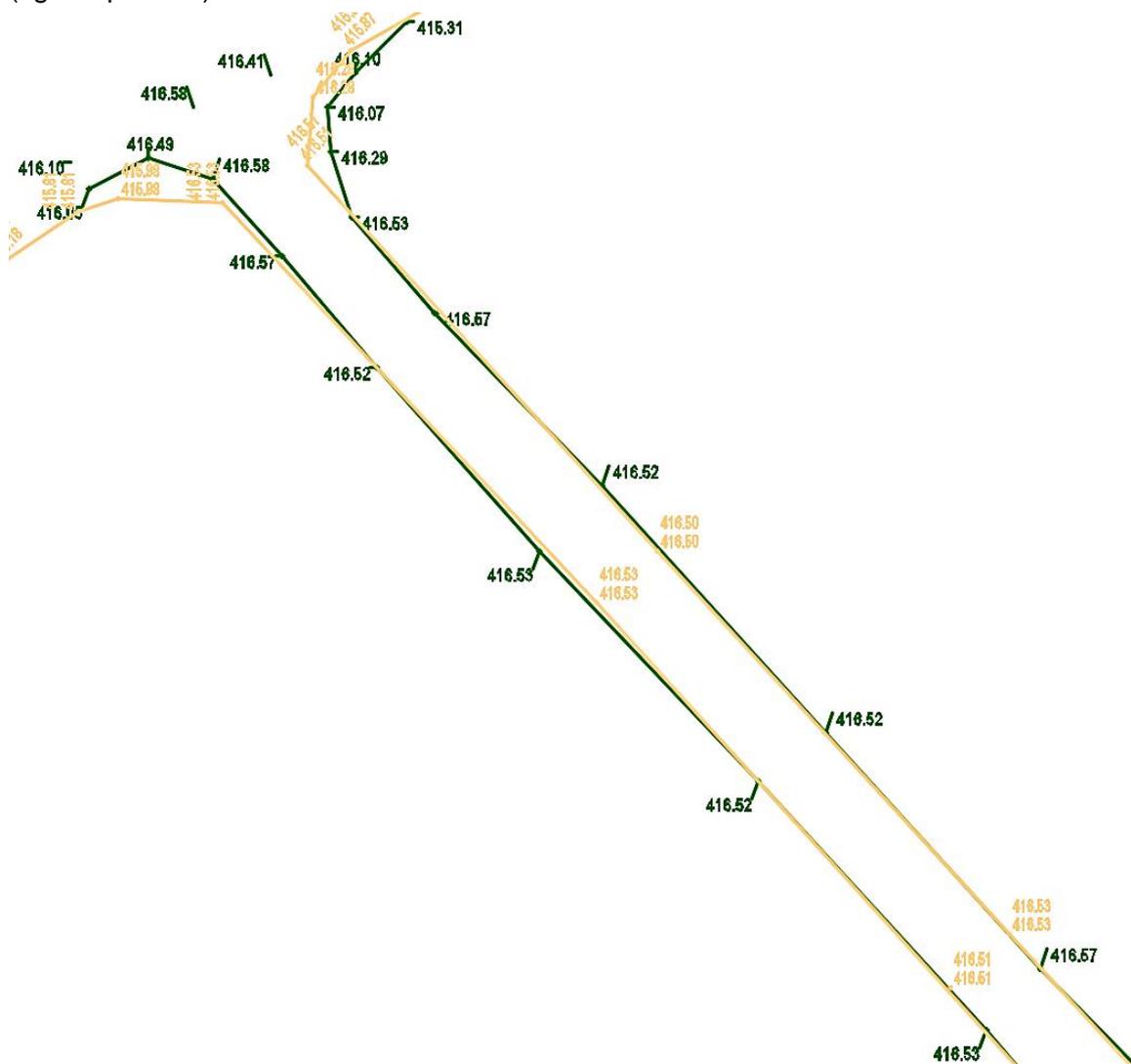


Abbildung 6.3 Vergleich Vermessung 1998 –2021 – Bereich nördlich der Dammscharte

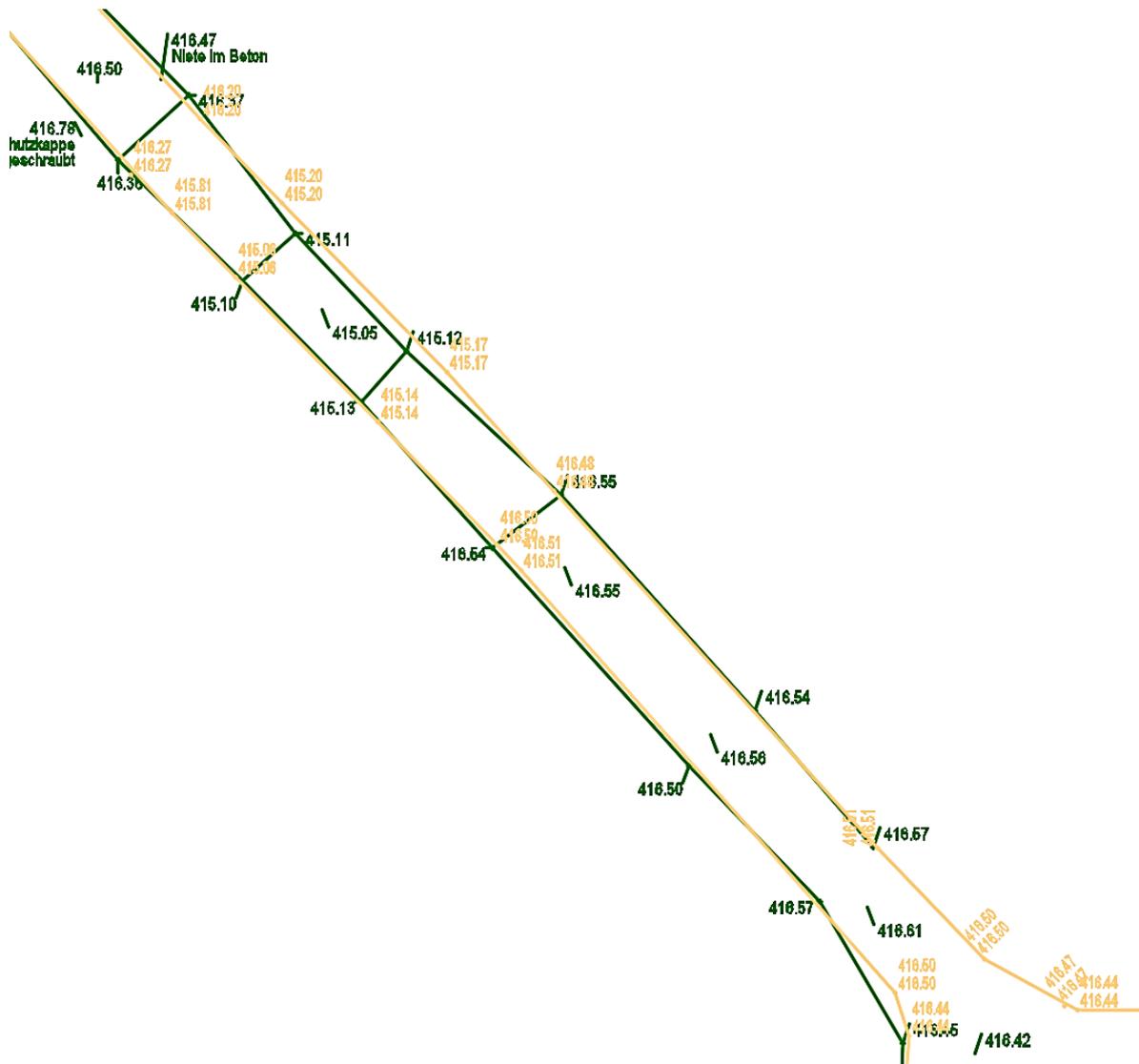


Abbildung 6.3: Vergleich Vermessung 1998 –2021 – Bereich Dammscharte und Südteil

## 7. Baulicher Zustand der Anlagen und Bewertung der Funktionsfähigkeit

Die Bewertung des baulichen Zustands der Anlagen des HRB Aubach erfolgt auf der Grundlage der Ergebnisse von Ortseinsichten, die am 22.07.2019 und am 20.05.2022 durchgeführt wurden. Darüber hinaus wurden die Ergebnisse von Begehungen und Überprüfungen der Anlage durch die Technische Gewässeraufsicht des WWA Deggendorf berücksichtigt. Konkret lagen Bewertungen mit Checklisten von folgenden Begehungen vor:

- ▷ Begehung am 17.11.2011
- ▷ Begehung am 25.03.2015

Analog zur Vorgehensweise bei den Prüfungen durch die Technische Gewässeraufsicht erfolgte die Bewertung des baulichen Zustands im Wesentlichen durch visuelle Inaugenscheinnahme. Weitergehende Untersuchungen mit Materialprüfungen (z.B. durch bodenmechanische Labor- und Felduntersuchungen oder durch Untersuchung von Bohrkernen aus dem in Massivbauweise hergestellten Einlaufbauwerk des Betriebsauslasses) wurden nicht durchgeführt. Sie sind nach Ansicht des Verfassers aus folgenden Gründen derzeit auch nicht notwendig:

- ▷ Die Eigenschaften des Untergrunds und des Dammschüttmaterials wurden im Zuge der Planung umfangreich untersucht. Während der Bauausführung wurden darüber hinaus Kontrollen zum Einbau der Dammschüttung vorgenommen und entsprechende Vorkehrungen getroffen, um die geforderten Werte einzuhalten. Die Dokumentation der Untersuchungen und getroffenen Maßnahmen liegt vor. Sie ist nachprüfbar und plausibel.

Bei der im Kap. 6 erläuterten Überprüfung der Standsicherheitsuntersuchungen nach dem aktuellen Stand der Normen wurden zudem Kennwerte angesetzt, die wesentlich konservativer sind als die Werte, die seinerzeit im Baugrundlabor der LGA ermittelt wurden. Die Überprüfung belegt, dass die Standsicherheit des Absperrdamms auch mit Ansatz dieser auf der sicheren Seite liegenden Werte gewährleistet ist. Die zulässigen Teilsicherheitsbeiwerte werden, mit Ausnahme des Falles 3 (schnelle Wasserspiegelabsenkung, Ansatz jedoch deutlich auf der sicheren Seite) bei weitem nicht ausgenutzt.

- ▷ Das in Massivbauweise errichtete Einlaufbauwerk des Betriebsauslasses ist augenscheinlich in einem guten baulichen Zustand (vgl. Fotodokumentation in Anlage 1). Relevante Schäden (Risse, freiliegende Bewehrung, Rostverfärbungen etc.) wurden nicht festgestellt. Weitergehende Materialüberprüfungen sind unter diesen Umständen nicht erforderlich, zumal die erwartbare Lebensdauer von Stahlbeton, die i.d.R. mit mindestens 80 Jahren angegeben ist, für das vorliegende Bauwerk bei weitem noch nicht erreicht ist.

## 7.1 Absperrdamm

Im Ergebnis der vermessungstechnischen Aufnahme der Dammkrone im Jahr 2021, der Auswertung der Befliegungsdaten des DGM 1 und der Bestandsvermessung aus dem Jahre 1998 kann zunächst festgestellt werden, dass das Profil des Damms den Vorgaben der Planung von 1996 entspricht. Die Dammkrone liegt auf Höhen zwischen 416,50 und 416,57 m üNN. Das entspricht der geplanten Kronenhöhe von 416,50 m üNN. Relevante Setzungen des Damms sind daher bisher nicht aufgetreten und auch in Zukunft nicht zu besorgen (vgl. auch Kap. 6.4.2). Die Neigung der landseitigen und der wasserseitigen Böschung liegt bei Werten von 1 : 2,5 oder flacher und entspricht damit ebenfalls den Ansätzen der Planung.

Die Dammkrone weist nach den Angaben der o.g. Vermessung eine Breite von 3 bis 3,5 m auf. Die Abgrenzungen zu den luft- und wasserseitigen Böschungen sind nach Angaben des Vermessers allerdings schwierig. Die Auswertung der Laserscandaten zeigt eine der Planung von 1996 entsprechende Breite der Dammkrone von 4 m. Sicherheitsrelevante Auswirkungen wären aber auch dann nicht gegeben, wenn die Dammkrone tatsächlich nur eine Breite von 3 m hätte. Insofern ist dieser Befund ohne Belang.

Am luftseitigen Dammfußpunkt wurde entsprechend den Planunterlagen von 1996 ein Sickergraben zur Fassung und Ableitung von Wasser angeordnet, das bei einem Einstau des HRB durch den Damm strömt. Der mit Schroppen gesicherte Graben ist bereichsweise mit Gras überwuchert. Die Beobachtung von Sickerwasseraustritten im Hochwasserfall kann dadurch eingeschränkt sein, so dass empfohlen wird, den luftseitigen Dammfußpunkt mit dem Sickergraben öfter zu mähen und freizustellen. Aufgrund der geringen Wasserdurchlässigkeit des Dammschüttmaterials und des Untergrunds ist andererseits nur mit einem sehr geringen Sickerwasseranfall zu rechnen, der visuell kaum zu bemerken sein wird. Sollte bei einem Einstau tatsächlich eine relevante Sickerwassermenge beobachtet werden, muss dies als Hinweis auf eine Beschädigung des Damms gewertet werden. Insofern sollten dauerhaft gute Voraussetzungen dafür geschaffen werden, Sickerwasseraustritte visuell beobachten zu können.

Der Absperrdamm verfügt sowohl an der wasserseitigen als auch an der luftseitigen Böschung über eine dichte, gut etablierte Grasnarbe ohne relevante Vegetationsschäden. Risse, kleinräumige Verformungen oder Erosionsschäden waren nicht zu erkennen. Ein Wühltierbefall wurde bei den beiden Ortseinsichten ebenfalls nicht festgestellt. Beide Böschungen sind frei von Gehölzbewuchs. Ein bei der Ortseinsicht vom 22.07.2019 vorhandener geringfügiger Aufwuchs an der luftseitigen Böschung war im Mai 2022 nicht mehr vorhanden.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass sich der Absperrdamm augenscheinlich in einem guten baulichen Zustand befindet. Der angesprochene Bewuchs des Sickergrabens kann in einfacher Weise im Zuge der regelmäßigen Wartungsarbeiten beseitigt werden.

## **7.2 Hochwasserentlastung**

Die Hochwasserentlastung des HRB Aubach besteht aus einer Dammscharte und einer Ablaufmulde auf der luftseitigen Dammböschung, die mit gesetzten Wasserbausteinen gegen Oberflächenerosion infolge einer Überströmung gesichert ist. Das bei einer Überlastung der Anlage abfließende Wasser gelangt über eine gesicherte Tosmulde am luftseitigen Dammfußpunkt in den nach Südwesten weiterführenden Aubach.

Die Abmessungen der Dammscharte, der Ablaufmulde und der Tosmulde entsprechen den Vorgaben der Planung von 1996. Geringfügig höhere Abflüsse, die nach den aktuellen Berechnungen im Hochwasserbemessungsfall 2 zu erwarten sind, können abgeführt werden, ohne dass die Erosionssicherheit dadurch beeinträchtigt ist (vgl. auch Kap. 5.5).

Der Steinsatz zur Sicherung der Ablaufmulde wurde bei beiden Ortseinsichten in einem guten Zustand angetroffen. Im Bereich der Dammscharte auf der Krone des Absperrdamms ist der Steinsatz mit der wassergebundenen Deckschicht des Kronenwegs überdeckt, so dass eine unmittelbare Prüfung nicht möglich ist. Visuell sind allerdings keinerlei Schäden oder Beeinträchtigungen der Dammscharte erkennbar. Daher kann davon ausgegangen werden, dass der im Rahmen der Bauausführung ordnungsgemäß hergestellte Steinsatz auch im Bereich der Dammkrone sicher und funktionsfähig ist.

Der Steinsatz der Tosmulde ist soweit erkennbar ebenfalls in einem guten Zustand. Die Tosmulde ist allerdings planmäßig permanent eingestaut, so dass Steinsicherung an der Sohle der Mulde naturgemäß nur teilweise einsehbar ist. Schäden an der Sicherung sind jedoch nicht erkennbar, so dass auch hier davon ausgegangen werden kann, dass die im Rahmen der Bauausführung ordnungsgemäß hergestellte Tosmulde sicher und funktionsfähig ist.

## **7.3 Betriebsauslass**

Der Betriebsauslass besteht aus einem Einlaufbauwerk mit Rechen und Drosselschieber und einer anschließenden ca. 30 m langen Rohrleitung DN 1000, die durch den Absperrdamm führt und am luftseitigen Dammfußpunkt in die Tosmulde der Hochwasserentlastung mündet.

Der Zulaufbereich ist mit einem zweiteiligen Rechen gegen den Zutritt von Treibgut gesichert. Er besteht aus einem Schrägrechen, der vor der Stirnwand des Einlaufbauwerks montiert wurde und einem Horizontalrechen, der am oberen Abschluss des Schrägrechens angebracht ist und auch als Standfläche für die Räumung von Treibgut genutzt wird. Der Rechen hat eine Fläche von insgesamt ca. 5 m<sup>2</sup>. Die Ablaufleitung DN 1000 hat eine Fläche von 0,79 m<sup>2</sup>. Die Fläche des Rechens ist somit ca. 6-mal größer als die der Ablaufleitung.

Der nach aktuellem Stand der Technik angestrebte Faktor 10 (Rechenfläche zu Fläche der Ablaufleitung) wird somit zumindest dann nicht erreicht, wenn die Fläche der Ablaufleitung in voller Größe angesetzt wird. Berücksichtigt man nur die wesentlich kleinere Fläche von ca. 0,08 m<sup>2</sup>, die bei einer Öffnungshöhe des Schiebers vor der Ablaufleitung von 15 cm freigegeben wird, ergibt sich ein weit ausreichender Faktor von 62,5. Unter sicherheitstechnischen Aspekten ist zusätzlich zu berücksichtigen, dass der Hochwasserabfluss über die hydraulisch überlastbare Dammscharte auch dann gewährleistet ist, wenn es bei einer Verklauung des Rechens zu einem eingeschränkten Abfluss über den Betriebsauslass kommen sollte. Eine Überströmung des Damms und ein in der Folge davon möglicher Dambruch kann daher auch in diesem Fall ausgeschlossen werden.

Im Ergebnis der Einschätzung während der Ortseinsichten ist das Einlaufbauwerk aus Stahlbeton augenscheinlich in einen guten baulichen Zustand, Wie auch die entsprechenden Bilder der Fotodokumentation in Anlage 1 zeigen, weist die Betonoberfläche keine äußerlich erkennbaren Schäden auf (Risse, Betonabplatzungen, freiliegende Bewehrung, o.ä.). Hinweise auf die Gefahr eines Versagens der Stahlbetonbauteile oder auf relevante Einschränkungen ihrer Gebrauchstauglichkeit wurden bei der Ortseinsicht nicht gefunden.

Mit Ausnahme des Schiebers vor der Ablaufleitung sind keine beweglichen Verschlüsse verbaut. Der Schieber wird nach den Vorgaben der Betriebsvorschrift 2-mal regelmäßig geprüft. Funktionsstörungen sind bisher nicht aufgetreten. Die Bedienung der Schiebers einschließlich der Einstellung der Öffnungshöhe erfolgt über einen Steg, der von der Dammkrone aus zugänglich ist. Der bauliche Zustand des Bedienungsstegs war bei beiden Ortseinsichten ohne erkennbare Mängel.

Die Ablaufleitung DN 1000 mündet am luftseitigen Dammfußpunkt in die Tosmulde. Der Auslauf ist mit einem Gitter gegen unbefugtes Eindringen gesichert. Bei der Ortseinsicht im Juli 2019 war dieses Gitter teilweise zugesetzt. Bei der Ortseinsicht im Mai 2022 wurde dagegen ein vollständig freier Ablauf festgestellt. Daher kann davon ausgegangen werden, dass Verklauungen des Auslaufs bei den regelmäßigen Wartungen behoben werden.

## **8. Betriebsvorschrift**

Im Planfeststellungsbescheid des LRA Deggendorf vom 09.04.1997 wird unter Nr. 9 die Aufstellung einer Betriebsvorschrift gefordert.

Im Ergebnis der vertieften Sicherheitsüberprüfung wurde die Betriebsvorschrift überarbeitet bzw. neu erstellt und dabei an die Vorgaben der DIN 19700-12 angepasst, die zeitlich nach dem Planfeststellungsbescheid für das HRB in Kraft getreten ist. Die Betriebsvorschrift wird dem Vorhabensträger und den o.g. Behörden gesondert vorgelegt.

## **9. Zusammenfassung**

Die Stadt Deggendorf betreibt das Hochwasserrückhaltebecken (HRB) Aubach. Die im Jahr 1998 in Betrieb genommene Anlage dient zur Rückhaltung und Drosselung der Hochwasserabflüsse aus einem ca. 1,53 km<sup>2</sup> großen Einzugsgebiet am Oberlauf des Aubachs.

Der Bau des HRB wurde mit Planfeststellungsbescheid des Landratsamtes Deggendorf vom 09.04.1997 (AZ: 41-641-4/2) genehmigt. Mit gleichem Datum wurde die gehobene Erlaubnis nach Art. 16 BayWG<sup>6</sup> zum zeitweisen Aufstau des Aubachs erteilt.

---

<sup>6</sup> BayWG in der Fassung vom 19.07.1994

Diese Erlaubnis wurde bis zum 31.12.2016 befristet und muss daher neu beantragt werden. Grundlage dafür ist die vorliegende vertieften Sicherheitsüberprüfung der bestehenden Anlage. Die wesentlichen Ergebnisse dieser Überprüfung können wie folgt zusammengefasst werden:

▷ **Hydrologische hydraulische Untersuchungen und Berechnungen**

Nach DIN 19700-12 ist das HRB Aubach als mittleres Becken zu klassifizieren.

Im Ergebnis entsprechender Berechnungen, die mit dem WWA Deggendorf abgestimmt wurden, ist mit folgenden Hochwasserzuflüssen aus dem Einzugsgebiet zum HRB Aubach inklusive des Zuflusses aus der Regenwasserkanalisation des Ortsteils Simmling zu rechnen:

- Scheitelabfluss  $HQ_{50}$ : 4,09 m<sup>3</sup>/s
- Scheitelabfluss  $HQ_{100}$ : 4,84 m<sup>3</sup>/s
- Scheitelabfluss  $HQ_{500}$  (BHQ<sub>1</sub>): 6,34 m<sup>3</sup>/s
- Scheitelabfluss  $HQ_{5.000}$  (BHQ<sub>2</sub>): 9,39 m<sup>3</sup>/s

Unter Berücksichtigung der Ergebnisse der neu ermittelten Speicherinhaltslinie des HRB und der Wasserstands-Abflussbeziehungen des Betriebsauslasses und der Hochwasserentlastung wurde das Einstauverhalten und der sich daraus ergebende Schutzgrad bestimmt. Entsprechend der näheren Angaben im Kap. 5.3 können die Ergebnisse für die einzelnen Hochwasserbemessungsfälle wie folgt beschrieben werden:

• **Hochwasserbemessungsfall 1 (BHQ1)**

Ohne Abfluss über den Betriebsauslass ergibt sich eine maximale Einstauhöhe von 415,48 m üNN (Stauziel  $z_{h1}$ ). Der Wert liegt um 0,43 m über der Sohlhöhe der Dammscharte zur Hochwasserentlastung. Der maximale Abfluss über die Dammscharte erreicht eine Größe von 3,50 m<sup>3</sup>/s.

Das Stauziel  $z_{h1}$  liegt 1,02 m unter dem tiefsten Punkt der Dammkrone. Der tatsächlich vorhandene Freibord ist größer als der neu ermittelte Mindestwert von 0,84 m. Für den Hochwasserbemessungsfall 1 kann eine sicherheitsrelevante Überströmung des Absperrdamms daher ausgeschlossen werden.

• **Hochwasserbemessungsfall 2 (BHQ2)**

Mit Ansatz des Abflusses über den Betriebsauslass ergeben sich die ungünstigsten Verhältnisse bei Ansatz einer Schieberöffnung von 6 cm (Fall 2a gemäß Angaben im Kap. 5.3). Der maximale Einstau erreicht eine Höhe von 415,59 m üNN (Stauziel  $z_{h2}$ ). Der Wert liegt um 0,54 m über der Sohlhöhe der Dammscharte zur Hochwasserentlastung. Der Abfluss über die Dammscharte erreicht dabei eine Größe von 5,35 m<sup>3</sup>/s.

Das Stauziel  $z_{h2}$  liegt um 0,91 m unter dem tiefsten Punkt der Dammkrone. Der tatsächlich vorhandene Freibord ist auch in diesen Fall größer als der Mindestwert von 0,84 m. Eine sicherheitsrelevante Überströmung des Absperrdamms kann daher ausgeschlossen werden.

• **Hochwasserbemessungsfall 3 mit Zulauf bei HQ50**

Bei einer Öffnung des Schiebers im Betriebsauslass von 15 cm (Fall 3b gemäß Angaben im Kap. 5.3) liegt die maximale Einstauhöhe bei 415,02 m üNN und somit geringfügig unter der Sohle der Dammscharte. Die gesamte Hochwasserwelle wird zurückgehalten. Der Drosselabfluss erreicht eine Größe von bis zu 0,54 m<sup>3</sup>/s.

Wird die Schieberöffnung gemäß Planung von 1996 auf einen Wert von 6 cm eingestellt, ist mit einer Einstauhöhe von bis zu 415,23 m üNN zu rechnen. Dieser Wert liegt 18 cm über der Sohle der Dammscharte zur Hochwasserentlastung. Die Rückhaltung der Hochwasserwelle mit einem Drosselabfluss von bis zu 0,11 m<sup>3</sup>/s ist nicht vollständig möglich. Über die Hochwasserentlastung fließt eine zusätzliche Menge von bis zu 0,86 m<sup>3</sup>/s ab. Der Gesamtabfluss über Betriebsauslass und Hochwasserentlastung erreicht eine Größe von maximal 0,97 m<sup>3</sup>/s.

- **Hochwasserbemessungsfall 3 mit Zulauf bei HQ100**

Sowohl bei einer Schieberöffnung von 6 cm als auch von 15 cm kann nicht die gesamte Hochwasserwelle zurückgehalten und gedrosselt abgeleitet werden. Die günstigeren Werte werden bei einer Schieberöffnung von 15 cm erreicht. Die maximale Einstauhöhe liegt bei 415,18 m üNN und somit um 0,13 m über der Sohle der Dammscharte zur Hochwasserentlastung. Zusätzlich zum Drosselabfluss über den Betriebsauslass von 0,55 m<sup>3</sup>/s kann eine Wassermenge von 0,52 m<sup>3</sup>/s über die Hochwasserentlastung abfließen, so dass insgesamt ein Abfluss von bis zu 1,07 m<sup>3</sup>/s auftreten kann. Dieser Wert ist aber geringer als der Gesamtabfluss von 1,48 m<sup>3</sup>/s, mit dem bei einer Schieberöffnung von 6 cm zu rechnen ist.

Für die Bewertung des Hochwasserschutzes zeigt sich, dass Hochwasserereignisse mit bis zu 50-jährlicher Wiederkehrzeit vollständig zurückgehalten werden können, wenn der Schieber im Betriebsauslass auf eine Öffnungshöhe von 15 cm eingestellt wird. Der Drosselabfluss erreicht dabei eine Größe von bis zu 0,54 m<sup>3</sup>/s. Er ist damit größer als der Wert von 0,1 m<sup>3</sup>/s, der in der Planung von 1996 angesetzt wurde. Wird eine Schieberöffnung von 6 cm gewählt, kann es bereits bei einem 50-jährlichen Hochwasser zu einem Anspringen der Hochwasserentlastung kommen, so dass ein Gesamtabfluss von bis zu 0,97 m<sup>3</sup>/s auftreten kann. Vorbehaltlich der Ergebnisse weiterführender hydrologischer und hydraulischer Untersuchungen für das gesamte Einzugsgebiet des Aubachs, die im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen nicht erfolgen konnten, ist die Wirkung des HRB daher bei Wahl einer Schieberöffnung von 15 cm voraussichtlich besser als bei einer kleinen Schieberöffnung von 6 cm.

Für Hochwasserereignisse mit 100-jährlicher Wiederkehrzeit ergibt sich eine analoge Bewertung. Auch in diesem Fall ist der Gesamtabfluss bei Wahl einer großen Schieberöffnung mit einem Wert von 1,07 m<sup>3</sup>/s geringer als bei einer kleinen Schieberöffnung (1,48 m<sup>3</sup>/s). Unabhängig von dieser Einstellung ist es allerdings nicht möglich, die gesamte Hochwasserwelle so zurückzuhalten, dass die Hochwasserentlastung nicht anspringt.

Hinsichtlich der Bewertung der Hochwassersicherheit kann festgestellt werden, dass die Zuflüsse, die bei den Hochwasserbemessungsfällen 1 und 2 auftreten, sicher abgeleitet werden können, ohne dass Schäden am Absperrbauwerk zu erwarten sind. Insbesondere ist nicht zu erwarten, dass es bei diesen Ereignissen zu einer Überströmung des Erdamms und in der Folge davon zu einem Dambruch durch fortschreitende Oberflächenerosion kommen kann.

- ▷ **Geotechnische Beurteilung und Überprüfung der Standsicherheit des Absperrbauwerks**

Als Grundlage für die geotechnische Prüfung wurden die umfangreichen Untersuchungen zur Baugrunderkundung und zur Erkundung des Schüttmaterials für den Absperrdamm verwendet, die im Zuge der Planung von 1996 durchgeführt wurden. Diese Untersuchungen sind gut dokumentiert und plausibel. Sie bilden auch die Grundlage für die Prüfung

des Standsicherheitsnachweises für den Absperrdamm, der im Dezember 1997 vom Grundbauinstitut der Landesgewerbeanstalt Nürnberg (LGA) erstellt wurde. Für die Bearbeitung der vertieften Sicherheitsüberprüfung konnte daher auf ergänzende Feld- und Laboruntersuchungen zur Ermittlung bodenmechanischer Kennwerte verzichtet werden.

Die Nachberechnung der Standsicherheit nach den aktuell geltenden Normen und Methoden ergibt trotz der auf der sicheren Seite angesetzten bodenmechanischen Kennwerte für alle Bemessungsfälle eine ausreichende Sicherheit. Bauliche Maßnahmen am Absperrdamm zur Verbesserung der Standsicherheit sind daher nicht erforderlich.

Die Gebrauchstauglichkeit des Absperrdamms ist ebenfalls gewährleistet. Schäden am Dammkörper durch hydraulischen Grundbruch sowie durch innere Erosion bzw. Suffosion sind nicht zu besorgen.

Messungen zur Bewertung der bisher eingetretenen Setzungen des Dammkörpers lagen bisher nicht vor. Nach dem Ergebnis einer vermessungstechnischen Aufnahme der Dammkrone, die im Zuge der vertieften Sicherheitsüberprüfung durchgeführt wurde, liegt die Dammkrone auf Höhen zwischen 416,50 m üNN und 416,57 m üNN. Die planmäßige Höhenlage von 416,50 m üNN wird damit eingehalten. Relevante Setzungen des Dammkörpers sind demnach bisher nicht aufgetreten. Da Setzungen des Absperrdamms i.d.R. während der Bauphase und in Form von Konsolidierungssetzungen in den folgenden Jahren auftreten, ist auch zukünftig nicht mehr mit relevanten Setzungen zu rechnen.

#### ▷ **Baulicher Zustand der Anlage und Bewertung der Funktionsfähigkeit**

Der bauliche Zustand der Anlagen des HRB Aubach wurde nach den Ergebnissen von Ortseinsichten und unter Berücksichtigung früherer Begehungen und Überprüfungen der Anlage durch den Betreiber und die Technische Gewässeraufsicht des WWA Deggendorf bewertet. Dies erfolgte im Wesentlichen durch visuelle Inaugenscheinnahme. Weitergehende Untersuchungen (z.B. durch bodenmechanische Labor- und Felduntersuchungen) wurden nicht durchgeführt und waren auch nicht erforderlich. Die Ergebnisse der Bewertung können wie folgt zusammengefasst werden:

##### • **Absperrdamm**

Das Profil des Absperrdamms entspricht den Vorgaben der Planung von 1996. Anders als zunächst vorgesehen, wurde jedoch kein homogener Erddamm, sondern ein zonierter Damm hergestellt, der aus einem 3 bis 4 m breiten Dichtungskern mit wasser- und landseitig angrenzenden Stützkörpern besteht. Die Standsicherheit des Damms ist gewährleistet. Relevante Setzungen wurden nicht festgestellt.

Der Damm verfügt sowohl an der wasserseitigen als auch an der landseitigen Böschung über eine dichte, gut etablierte Grasnarbe ohne Vegetationsschäden. Risse, kleinräumige Verformungen oder Erosionsschäden waren nicht zu erkennen.

Die Dammböschungen sind frei von Gehölzbewuchs. Der Sickergraben am luftseitigen Dammfußpunkt ist bereichsweise überwuchert. Die Beobachtung von Sickerwasserzutritten im Hochwasserfall kann dadurch eingeschränkt sein. Daher wird empfohlen, diesen Bereich öfter zu mähen und freizustellen.

Insgesamt befindet sich der Absperrdamm augenscheinlich in einem guten baulichen Zustand.

##### • **Hochwasserentlastung**

Die Hochwasserentlastung des HRB Aubach besteht aus einer Dammscharte und einer Ablaufmulde auf der luftseitigen Dammböschung, die mit Wasserbausteinen

gegen Oberflächenerosion infolge einer Überströmung gesichert ist. Das hier ggf. abfließende Wasser gelangt über eine gesicherte Tosmulde am luftseitigen Dammfußpunkt in den nach Südwesten weiterführenden Aubach.

Die Abmessungen der Dammscharte, der Ablaufmulde und der Tosmulde entsprechen den Vorgaben der Planung von 1996. Geringfügig höhere Abflüsse, die nach den aktuellen Berechnungen im Hochwasserbemessungsfall 2 zu erwarten sind, können abgeführt werden, ohne dass die Erosionssicherheit dadurch beeinträchtigt ist.

Soweit dies visuell geprüft werden konnte, weist der Steinsatz zur Sicherung der Hochwasserentlastung einen guten baulichen Zustand auf. Schäden, die die Sicherheit gegen Oberflächenerosion beeinträchtigen könnten, sind nicht zu erkennen.

- **Betriebsauslass**

Der Betriebsauslass besteht aus einem Einlaufbauwerk mit Rechen und Drosselschieber und einer anschließenden ca. 30 m langen Rohrleitung DN 1000, die durch den Absperrdamm führt und am luftseitigen Dammfußpunkt in die Tosmulde der Hochwasserentlastung mündet.

Bei den Ortseinsichten wurde das Einlaufbauwerk aus Stahlbeton in einen augenscheinlich guten baulichen Zustand ohne äußerlich erkennbare Schäden (Risse, Betonabplatzungen, freiliegende Bewehrung, o.ä.) angetroffen.

Der Rechen vor dem Einlaufbauwerk weist ebenfalls einen guten baulichen Zustand auf. Die nach aktuellem Stand der Technik etwas zu geringe Fläche des Rechens entspricht den Vorgaben der Planung von 1996. Anpassungen sind unter sicherheitstechnischen Aspekten nicht zwingend erforderlich, da eine Überströmung des Damms außerhalb der gesicherten Dammscharte auch dann sicher ausgeschlossen werden kann, wenn es bei einer Verklausung des Rechens zu einem eingeschränkten Abfluss über den Betriebsauslass kommen sollte.

Der Schieber vor der Ablaufleitung wird über einen Steg bedient, der von der Dammkrone aus zugänglich ist. Der bauliche Zustand des Stegs weist keine visuell erkennbare Mängel auf. Die Ablaufleitung DN 1000 mündet am luftseitigen Dammfußpunkt in die Tosmulde. Der Auslauf ist mit einem Gitter gegen unbefugtes Eindringen gesichert und weist ebenfalls keine erkennbaren baulichen Mängel auf.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die Sicherheit des HRB unter hydraulischen und geotechnischen Aspekten gewährleistet ist. Der bauliche Zustand der Anlage ist gut. Relevante Defizite hinsichtlich der Funktionsfähigkeit der einzelnen Anlagen sind nicht erkennbar.

Ein Weiterbetrieb des HRB ist unter sicherheitstechnischen Aspekten und unter Beachtung der Vorgaben der überarbeiteten Betriebsvorschrift möglich.

Eching am Ammersee, den 31.05.2022