

Planungsgemeinschaft Hochwasserschutz an der Vicht
c/o Hydro-Ingenieure GmbH
Stockkampstraße 10
40477 Düsseldorf

Anerkanntes Institut
nach DIN 1054
Beratende Ingenieure

Dipl.-Ing. K.-M. Gottheil
Dipl.-Geol. D. Kläiber
Dipl.-Ing. J. Santo
F. Steltenkamp, M.Sc.

Baugrunduntersuchungen
Erd- und Grundbau
Boden- und Felsmechanik
Damm- und Deichbau
Ingenieur- u. Hydrogeologie
Deponietechnik
Grundwasserhydraulik
Bodenmechanisches Labor

Ihr Zeichen

Unser Zeichen
E9661A02G

Bearbeiter
Gh ☎ 07244/7013-13
k.gottheil@kaercher-geotechnik.de

Datum
2. November 2021

Hochwasserschutz an der Vicht
Geotechnisches Gutachten
Neubau des Hochwasserrückhaltebeckens
HRB Standort V3.2 Rott
Hefte IX und X der Antragsunterlagen

Projekt-Nr.: E 9661

Projekt: Hochwasserschutz an der Vicht; HRB Standort V3.2 Rott

Bauherr: **Wasserverband Eifel – Rur (WVER)**
Unternehmensbereich (UB) Gewässer
Eisenbahnstraße 5
52353 Düren

Auftraggeber: Planungsgemeinschaft Hochwasserschutz an der Vicht
c/o Hydro-Ingenieure GmbH
Stockkampstraße 10
40477 Düsseldorf

Auftrag: vom 18.02.2020

INHALT

1	Bauvorhaben und verwendete Unterlagen	4
2	Baugrund	4
2.1	Vorbemerkungen	4
2.2	Baugrundverhältnisse	4
2.3	Bodenmechanische Kennwerte und Klassifikationen	5
2.4	Grundwasser	6
2.5	Erdbebenzone	7
3	Rückhaltedamm	8
3.1	Dammkonzept	8
3.2	Schüttmaterial, Baustoffe	10
3.3	Dammaufstandsfläche	13
4	Dammstandsicherheit	13
4.1	Nachweisführung nach DIN 19700	13
4.1.1	Einwirkungen	13
4.1.2	Lastfälle	14
4.1.3	Tragwiderstände und Bemessungssituationen	14
4.2	Tragsicherheitsnachweise	16
4.2.1	Böschungs- bzw. Geländebruchuntersuchungen	16
4.2.2	Aufnahme der Spreizspannungen	16
4.2.3	Andere Nachweise	17
4.3	Gebrauchstauglichkeitsnachweise	17
4.3.1	Verträglichkeit der Dammverformung (Setzung)	17
4.3.2	Suffosionsstabilität, Suberosion	17
5	Auslassbauwerk	18
5.1	Gründung	18
5.2	Baugrube und Wasserhaltung	18
5.3	Unterströmungs- und Umströmungssicherung	18
5.4	Baugrubenverfüllung und Erddruckbelastung	19
5.5	Umleitungsgerinne, Verfüllung ehemaliges Bachbett	19
6	Rückbau der Wasserleitung DN 600	19
7	Materialverwendung	19

ANLAGEN

1. **Lageplan mit Bohransatzpunkten** (s. auch Bericht Prof. Feiser [U1])
2. **Ergebnisse der Baugrunderkundung** s. Bericht Prof. Feiser [U1])
3. **Laboruntersuchungen** s. Bericht Prof. Feiser [U1]
4. **Geotechnische und geohydraulische Nachweise**
 - 4.1- 4.3 Böschungsbruchberechnungen
 - 4.4 Spreizspannungsnachweis
 - 4.5 Setzungen

1 Bauvorhaben und verwendete Unterlagen

Der vorgesehene Beckenstandort liegt nordwestlich von Rott im Vichttal. Nach den uns vorliegenden Unterlagen ist im Zuge der Umsetzung des Hochwasserschutzkonzeptes der Neubau eines Hochwasserrückhaltebeckens mit einem ca. 200 m langen talquerenden Damm geplant, der sich im Osten an eine relativ steile Geländeböschung anschmiegt. Annähernd die gesamte Dammaufstandsfläche ist bewaldet. Der Abstand zwischen dem geplanten zweizügigen Durchlassbauwerk und dem derzeitigen Vichtbachverlauf beträgt oberstromig etwa 40 m, am unterstromigen Ende ca. 50 m

Die Hochwasserentlastung erfolgt über ein zweizüiges Bauwerk.

Dem Gutachten liegen folgende Unterlagen zugrunde:

[U1] Geotechnische Bewertung des anstehenden Baugrundes (Absperrdamm V3); Prof. Dr.-Ing. J. Feiser, 05.01.2015

[U2] Diverse Planunterlagen, Ingenieurbüro WALD + CORBE Consulting GmbH

2 Baugrund

2.1 Vorbemerkungen

Die Baugrunderkundung erfolgte mittels 3 Kernbohrungen (Tiefe 11,5 bis 13 m), 3 Rammkernsondierungen (Tiefe 2,9 bis 5,8 m) und einem Handschurf. Details sind dem Bericht „Geotechnische Bewertung des anstehenden Baugrundes (Absperrdamm V3)“ von Prof. Dr.-Ing. J. Feiser vom 05.01.2015 [U1] zu entnehmen. In dem hier vorliegenden Gutachten werden nur die hinsichtlich Dammaufbau, Gründung des Auslassbauwerks und Durchführung geotechnischer Berechnungen relevanten Ergebnisse beschrieben.

2.2 Baugrundverhältnisse

Im Bereich der planmäßigen Dammaufstandsfläche wurden nach [U1] Decklehme über Bachschotter angetroffen. Im nordwestlichen Hangbereich wurde der Decklehm in einer Mächtigkeit von bis zu 6 m angetroffen, in der Talaue steht er nur als dünne Deckschicht von ca. 60 cm Mächtigkeit an. Nach [U1] wurde eine auffällig starke Durchwurzelung festgestellt, die nach eigenen Beobachtungen vor Ort durch den starken Bewuchs bedingt ist. Hier wird ein vergleichsweise massiver Abtrag an durchwurzeltem Material erforderlich.



Unter dem Decklehm folgt eine bis zu 2 m mächtige Bachschotterschicht, die als Stein-Kies-Gemisch mit geringem Feinkornanteil angesprochen wurde.

Unter dem Bachschotter folgt nach [U1] Tonstein, der bis in eine Tiefe von 7 – 9 m kleinstückig bzw. kleinblockig zerbrochen ist. Erst darunter konnten vollständige Kerne erbohrt werden. Die Durchlässigkeit des Fels wurde in 2 WD-Versuchen erwartungsgemäß sehr unterschiedlich bestimmt: während im oberen kleinstückigen Bereich in ca. 4 m Tiefe ein Durchlässigkeitsbeiwert von $1,6 \times 10^{-4}$ m/s bestimmt wurde, lag dieser in 7 m Tiefe bei 8×10^{-6} m/s. Nach in [U1] dokumentierten Gefügemessungen ist davon auszugehen, dass die Schichtung des Fels zumindest teilweise strömungsbehindernd wird.

2.3 Bodenmechanische Kennwerte und Klassifikationen

In der folgenden Tabelle sind die bautechnischen Klassifizierungen und die für erdstatische Berechnungen und Nachweise erforderlichen charakteristischen Kennwerte der angetroffenen Böden mit Ausnahme des Oberbodens aufgelistet. Es handelt sich dabei um charakteristische Werte im Sinne des EC 7. Die Beschreibung sowie die aus geotechnischer Sicht zutreffenden Kennwerte wurden aus dem Bericht [U1] übernommen.

Modellschicht	Tallehm/Hanglehm	Bachschotter	Festgestein
Homogenbereich	B	C	D
Bodenart	Schluff-Sand-Gemische tonig	Kies, steinig, schwach sandig, schwach schluffig	Tonstein, Sandstein
Konsistenz	wch - stf-	md -dicht	-
Bodengruppe nach DIN 18196	UM, UA	GW, GU	Tst, Ust, Sst
Bodenklasse nach DIN 18300 alt	4 - 5 (2 ¹)	3	6 - 7
Frostempfindlichkeit (ZTVE)	F 3	F 1 - F 2	-
Wichte γ / γ' [kN/m ³]	18/9 – 19/11	20/10 – 22/12	26/16
Reibungswinkel φ_k [°]	27,5	32,5 - 35	25 – 30
Kohäsion c_k [kN/m ²]	5 - 10	0	5 - 15
Undrainierte Kohäsion $c_{u,k}$ [kN/m ²]	50 – 300	-	-
Steifemodul ¹ $E_{s,k}$ [MN/m ²]	2 – 5	> 50	> 500
Durchlässigkeitsbeiwert k_f [m/s]	$10^{-7} - 10^{-8}$	$5 \times 10^{-4} - 5 \times 10^{-5}$	-
Anteil Steine (63 - 200 mm) [%]	< 10	< 30	-
Anteil Blöcke (200 - 630 mm) [%]	-	< 10	-
Anteil große Blöcke (> 630 mm)[%]	-	-	-
Konsistenzzahl I_c [-]	0,5 – 1,5	-	-
Plastizität I_p [%]	15 – 30	-	-
organischer Anteil [%]	5 - 30	< 3	0

Die Gesteinsfestigkeit des Tonsteins liegt nach [U1] bei $f_{ck} = 5 - 10 \text{ MN/m}^2$.

2.4 Grundwasser

Nach [U1] ist davon auszugehen, dass der Grundwasserspiegel mit dem Wasserspiegel im Vichtbach kommuniziert.

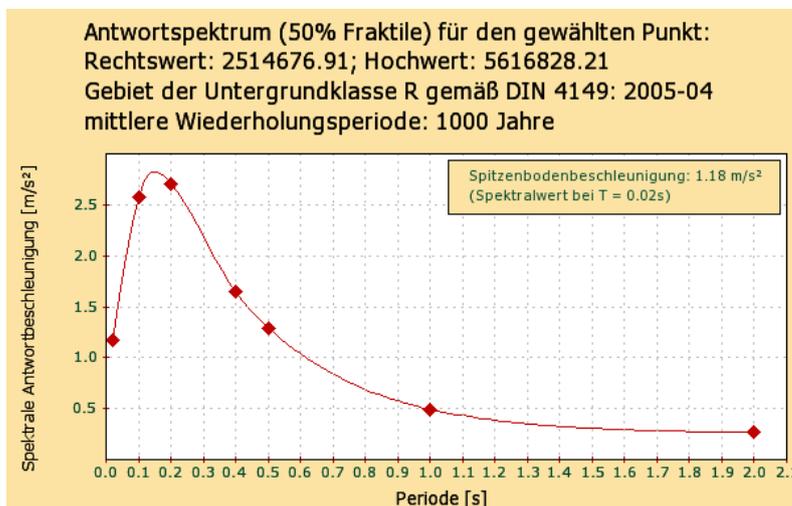
1 Steifemodul für Erstbelastung im Bereich $0 \leq \sigma \leq 100 \text{ kN/m}^2$

2.5 Erdbebenzone

Der Standort liegt in der Erdbebenzone 2 und der Untergrundklasse R. Die angetroffenen Baugrundverhältnisse lassen eine sichere Einstufung in die Baugrundklasse B zu.

Gemäß *Merkblatt 58 „Berücksichtigung von Erdbebenbelastungen nach DIN 19700 in Nordrhein-Westfalen“* ist im vorliegenden Fall (HRB ohne Dauerstau) der Erdbebenfall 2 (Bemessungserdbeben) für eine mittlere Wiederholungsperiode von $T = 1000$ Jahren mit den vom Deutschen Geoforschungszentrum Potsdam online veröffentlichten Beschleunigungswerten nachzuweisen, sofern der Beschleunigungswert größer ist als 4% der Erdbeschleunigung ($0,4 \text{ m/s}^2$). Der Nachweis für den Erdbebenfall 1 (Betriebserdbeben) kann bei Trockenbecken entfallen.

Der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g ist die spektrale Antwortbeschleunigung bei $s = 0$. Dieser beträgt gemäß dem nachfolgenden Diagramm für eine Wiederkehrperiode von 1000 Jahren $a_g = 1,18 \text{ m/s}^2$. Auf eine Abminderung gemäß Merkblatt 58 Abschnitt 4.1.1 wird hier verzichtet. Die für den Lastfall Bemessungserdbeben rechnerisch anzusetzende Bodenbeschleunigung ist dann $a_g \cdot S$, wobei S der Untergrundparameter in Abhängigkeit der Baugrund- und Untergrundklasse ist. Für den Standort (Baugrundklasse B und Untergrundklasse R) ergibt sich nach DIN 4149 ein Untergrundparameter von $S = 1,25$ und damit ein Rechenwert von $a_g \cdot S = 1,475 \text{ m/s}^2$.



Antwortspektrum des GFZ für das HRB V3

3 Rückhaltedamm

3.1 Dammkonzept

Der Damm verläuft gemäß den Planunterlagen in SE-NW-Richtung. Seine maximale Höhe über dem Talgrund beträgt ca. 15 m. Das Auslassbauwerk soll im Taltiefsten bei Station ca. 0+110 angeordnet werden.

Nachfolgend sind die Bauwerksabmessungen und hydraulischen Belastungen aufgelistet. Das vorliegende geotechnische Gutachten basiert auf diesen Angaben.

Dammgeometrie:

Beckenvolumen:	ca. 745.000 m ³
Oberkante Dammkrone:	322,60 m+NN
Dammhöhe (bis UK Bodenplatte Tosbecken):	ca. 22,00 m
Kronenbreite:	5,00 m
Neigung wasserseitige Böschung	
oberhalb der Berme	1 : 2,0
unterhalb der Berme:	1 : 2,5
Neigung luftseitige Böschung:	
oberhalb der Berme	1 : 2,0
unterhalb der Berme:	1 : 2,5

Hydraulische Belastung:

Vollstau (Z_V):	320,55 m+NN
---------------------	-------------

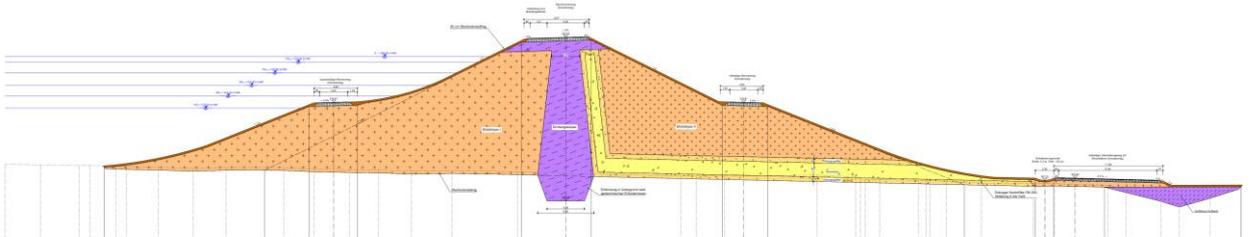
Die Stauziele für BHQ_1 und BHQ_2 entsprechen Z_V . Im Sinne der DIN 19700, Teil 12, handelt es sich um ein "großes Becken".

Dammaufbau

Der Damm ist als Zonendamm mit innenliegender Kerndichtung konzipiert. Sowohl auf der wasserseitigen als auch auf der luftseitigen Böschung werden befahrbare Berme angeordnet; die Oberkante des Schotterwegs liegt im Regelquerschnitt auf 315,61 m+NN. Die geotechnisch relevante Bermenbreite beträgt im Profil 0+050 wasserseitig ca. 7,3 m, luftseitig ca. 4,6 m.

Die innenliegende Kerndichtung ist als mindestens 3 m starker Tondichtungskörper geplant, der unterhalb der Dammaufstandsfläche in den anstehenden Tonstein einbindet. Luftseitig der

Kerndichtung ist ein sog. Kamindrain vorgesehen. Die folgende Abbildung zeigt den Regelquerschnitt bei Station 0+080.



Wegen der sowohl in der Talauie als auch im ansteigenden Gelände nachgewiesenen durchlässigen Schichten oberhalb des Tonsteins muss der Dichtungskern des Dammes in den Tonstein einbinden; nach den Ergebnissen der Baugrunderkundung kann von einer Einbindung zwischen Station 0+025 und 0+155 bis etwa 303 m+NN ausgegangen werden. In Teilabschnitten bedeutet dies eine Einbindung ab Geländeoberkante von etwa 5 m. Zwischen 0+155 und 0+200 genügt eine Einbindung in den Tonstein von ca. 1 – 2 m. Die erforderliche Einbindung zwischen Station 0+025 und 0+010 kann erst im Zuge der Bauausführung festgelegt werden; vorab ist von 2 bis 3 m unter Bestandsgelände auszugehen. Zwischen 0+010 und 0+000 und zwischen 0+200 und 0+210 kann auf eine Einbindung verzichtet werden.

Soll der Einbau in einem offenen Graben durchgeführt werden, ist zu beachten, dass die Grabenwände oberhalb des Tonsteins sicher nicht steiler als 45° geböscht werden können. Ggf. ist hier über einen Hilfsverbau nachzudenken.

Auf den ersten Blick könnte vermutet werden, dass die Grundwasserverhältnisse durch die talquerende Kerndichtung massiv gestört werden. Allerdings ist durch die gut durchlässigen Bachschotter, die nur eine geringmächtige bindige Überdeckung haben, ein ausreichender Ausgleich zwischen ober- und unterstromigem Grundwasser gegeben.

3.2 Schüttmaterial, Baustoffe

Für die erforderlichen Baustoffe werden im Folgenden die Material- und Einbauanforderungen spezifiziert. Sämtliche Material- und Einbauanforderungen sind im Zuge der Eignungsprüfung und der Bauüberwachung nachzuweisen.

Stützkörpermaterial

Für das Stützkörpermaterial sind folgende Materialanforderungen nachzuweisen:

Materialanforderungen	Richtwert
Bodengruppe nach DIN 18 196	GW, GU
Steinanteil ($d \geq 60$ mm)	≤ 35 %
Gehalt an organischen Stoffen	≤ 5 %

An den Einbau werden folgende Anforderungen gestellt:

Einbauanforderungen	Richtwert
Mindestverdichtungsgrad D_{\min}	$\geq 100\%$ e.P.

Das Schüttmaterial ist lagenweise einzubauen und auf die geforderten Richtwerte zu verdichten. Dem Schüttmaterial können bei Einhaltung der o. g. Material- und Einbauanforderungen folgende bodenmechanischen Parameter zugeordnet werden:

bodenmech. Parameter	γ [kN/m ³]	γ' [N/m ³]	φ' [°]	c' [kN/m ²]	k_f [m/s]
Stützkörpermaterial (Fremdmaterial)	20,0	11,0	35	0	$> 10^{-5}$

Sollten für den wasserseitigen und für den luftseitigen Stützkörper unterschiedliche Materialien verwendet werden, so ist sicherzustellen, dass das Material des luftseitigen Stützkörpers keinesfalls einen kleineren k_f -Wert aufweist als das Material des wasserseitigen Stützkörpers.

Material für die Kerndichtung

Für mineralisches Dichtungsmaterial sind in Anlehnung an die Arbeitshilfe zur DIN 19700 die in der nachfolgenden Tabelle aufgeführten Materialanforderungen nachzuweisen:

Materialanforderungen	Richtwert
Bodengruppe nach DIN 18 196	TM, TL
Kies- / Steinanteil	$\varnothing_{>2 \text{ mm}} < 20 \text{ Gew. \%}$
Gehalt an organischen Stoffen	$\leq 3 \%$
Fließgrenze	$w_L \leq 80 \%$
Ausrollgrenze	$w_P \leq 20 \%$
Plastizität	$I_P \geq 10 \%$
Rohtonengehalt $d < 0,002 \text{ mm}$	$\geq 20 \%$
Natürlicher Kalkgehalt	$\leq 10 \%$
Durchlässigkeitsbeiwert	$k_f \leq 1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$

In der Regel sind tonige Schluffe nach DIN 18 196 bereits der Bodengruppe TL zugehörig. Der Einbau von Schluffen ist daher nicht grundsätzlich ausgeschlossen. Reine Schluffe, feinsandiger Schluff oder schluffiger Feinsand sind hingegen nicht geeignet.

An den Einbau werden folgende Anforderungen gestellt:

Einbauanforderungen	Richtwert
Mindestverdichtungsgrad D_{\min}	$\geq 100\% \text{ e.P.}$
Luftporengehalt n_a	$< 12 \%$ (Volumen)

Der Einbauwassergehalt darf wegen der ansonsten bestehenden Gefahr der Schrumpfrissbildung nicht mehr als 2 % über dem optimalen Wassergehalt (Ermittlung durch Proctorversuche) betragen. Gegebenenfalls kann der Erdstoff durch Beimengen von Bindemitteln (i. d. R Weißfeinkalk) verbessert werden oder es erfolgt eine Bodentrocknung, die jedoch bautechnisch schwer realisierbar ist. Eine Überschreitung des maximal zulässigen Kalkgehaltes (gemäß obiger Tabelle) kann dabei unseres Erachtens in Kauf genommen werden.

Das Schüttmaterial ist lagenweise einzubauen und auf die geforderten Richtwerte zu verdichten. Auf einen ausreichenden Verbund mit bereits eingebautem Material ist zu achten.

Wird die mineralische Dichtung unter Einhaltung der o. g. Material- und Einbauanforderungen hergestellt, können folgende bodenmechanischen Parameter zugeordnet werden:

bodenmech. Parameter	γ [kN/m ³]	γ' [N/m ³]	φ' [°]	c' [kN/m ²]	c_u [kN/m ²]	k_f [m/s]
mineralische Dichtung (Fremdmaterial)	20,0	10,0	25	10	> 50	$\leq 1 \cdot 10^{-8}$

Zum Schutz vor Witterungseinflüssen muss die Zwischenlagerung von bindigem Material auf einer nach erdbautechnischen Regeln herzustellenden Deponie erfolgen. Zum Schutz vor Niederschlagswasser ist eine Abdeckung durch Kunststofffolien vorzusehen.

Material für den Kamindrain

Für das Material des Kamindrains sind folgende Materialanforderungen nachzuweisen:

Materialanforderungen	Richtwert
Bodengruppe nach DIN 18 196	GW
Körnungsband nach ZTVT bzw. ZTV SoB ohne Sandanteil	1/32, 1/45, 1/56, 2/32, 2/45, 2/56

Dem Material können folgende bodenmechanischen Parameter zugeordnet werden:

bodenmech. Parameter	γ [kN/m ³]	γ' [N/m ³]	φ' [°]	c' [kN/m ²]	k_f [m/s]
Dränmaterial Rundkorn	20,0	10,0	35	0,0	$> 5 \cdot 10^{-3}$
Dränmaterial gebrochen (Schotter)	20,0	10,0	37,5	0,0	$> 5 \cdot 10^{-3}$

Das Drainmaterial muss gegen den angrenzenden Boden filterstabil abgetrennt werden. Dies gilt insbesondere für die Kontaktfläche zwischen Dichtungskern und Drain. Hier ist entweder ein Stufenfilter vorzusehen, der einen Eintrag von Material aus dem Dichtungskern in die Drainage sicher verhindert, oder ein den Baustoffen angepasstes Geotextil zu verwenden. Detaillierte Angaben dazu können endgültig erst auf der Grundlage von Kennwerten der zur Verwendung vorgesehenen Baustoffe für Dichtungskern und Stützkörper gemacht werden. Zu Ausschreibungszwecken sollte ein zweistufiger mineralischer Filter, wie er im obigen Querprofil bereits eingetragen ist, vorgesehen werden.

Im Bereich von Kontaktflächen mit feinteilfreien Böden (Kiese, Gerölle) kann in Abstimmung mit der geotechnischen Fachbauleitung auf eine mineralische Filterschicht ggf. verzichtet werden.

3.3 Dammaufstandsfläche

Die oberflächennah bindigen Bodenschichten neigen beim Befahren mit schweren Baumaschinen und der damit einhergehenden dynamischen Belastung zum Verbreiten. Wir halten vor Beginn der Arbeiten eine Verbesserung des Planums durch Einfräsen eines hydraulischen Bindemittels (Mischbinder mit 50 bis 70% Kalkanteil) für erforderlich. Bei einer angenommenen Frästiefe von 40 bis 50 cm kann von einer flächenbezogenen Bindemittelmenge von 30 bis 35 kg/m² ausgegangen werden.

4 Dammstandsicherheit

4.1 Nachweisführung nach DIN 19700

4.1.1 Einwirkungen

Gemäß DIN 19700 T 11, Abschnitt 7.1.2.2 werden die Einwirkungen auf den Staudamm in drei Gruppen unterteilt:

Gruppe 1: ständige oder häufig wiederkehrende Einwirkungen

- Eigengewicht des Dammes
- Verkehrslast auf der Dammkrone: $p = 13,3 \text{ kN/m}^2$
- Wasserdruck und Strömungskraft bei Vollstau $Z_V = 320,55 \text{ m ü. NN}$

Gruppe 2: seltene oder zeitlich begrenzte Einwirkungen

- Wasserdruck und Strömungskraft
bei Hochwasserstauziel 1 (sofern $Z_{H1} > Z_V$): entfällt
- schnellstmögliche Spiegelabsenkung ab Z_V (320,55)
- außerplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände
- Betriebserdbeben entfällt

Gruppe 3: außergewöhnliche Einwirkungen

- Wasserdruck und Strömungskraft
bei Hochwasserstauziel 2 (sofern $Z_{H2} > Z_{H1}$): entfällt
- Bemessungserdbeben leeres Becken

Außerplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände sind im vorliegenden Fall nicht gegeben.

Zur Einwirkung Betriebs- / Bemessungserdbeben:

Der Erdbebenfall 1 (Betriebserdbeben) muss nur für Becken mit Dauerstau nachgewiesen werden und entfällt hier. Der Einwirkung Bemessungserdbeben (Erdbebenfall 2) wird eine Jährlichkeit von 1000 Jahren zugrunde gelegt. Gemäß Abschnitt 2.5 muss der Nachweis mit einer Bemessungsbodenbeschleunigung von $a_g \cdot S = 1,475 \text{ m/s}^2$ als quasistatische Ersatzlast geführt werden.

4.1.2 Lastfälle

Die Lastfälle ergeben sich als Kombination der Einwirkungen:

- **Lastfall 1** (Regelkombination)
alle maßgebenden Einwirkungen der Gruppe 1
- **Lastfall 2** (seltene Kombination)
alle maßgebenden Einwirkungen der Gruppe 1 + je eine Einwirkung der Gruppe 2
- **Lastfall 3** (außergewöhnliche Kombination)
alle maßgebenden Einwirkungen der Gruppe 1 + je eine Einwirkung der Gruppe 3

Unter Berücksichtigung der im voranstehenden Abschnitt aufgeführten Einschränkungen reduziert sich der Nachweisumfang auf folgende maßgebende Lastfälle:

Einwirkungen		Lastfälle					
		1		2		3	
		1.1	1.2 ²	2.1	2.2	3.1	3.2
Gruppe 1	Eigenlast	X	X			X	
	Verkehrs- und Auflast	X	X			X	
	Wasserdruck und Strömungskraft bei Z_V	X					
Gruppe 2	Wasserdruck und Strömungskraft bei Z_{H1}			entfällt			
	schnellstmögliche Spiegelabsenkung				X		
Gruppe 3	Wasserdruck und Strömungskraft bei Z_{H2}					entfällt	
	Bemessungserdbeben						X
maßgebliche Dammseite (L: Luft-, W: Wasserseite)		L	W	L	W	L	L/W

4.1.3 Tragwiderstände und Bemessungssituationen

Im Unterschied zur alten Fassung der Norm werden für jeden Lastfall 3 Tragwiderstandsbedingungen (A, B und C) angegeben.

- Tragwiderstandsbedingung A: wahrscheinliche Bedingung
- Tragwiderstandsbedingung B: wenig wahrscheinliche Bedingung
- Tragwiderstandsbedingung C: außergewöhnliche Bedingung

Tragwiderstände sind zum einen die Scherfestigkeiten (Reibungswinkel und Kohäsion) der Dammbauteile und des Untergrundes, zum andern die Wirksamkeit der baulichen Einrichtungen (B: Eingeschränkte Wirkung; C: Ausfall).

Der Ausfall der Kerndichtung wird rechnerisch als Tragwiderstandsbedingung C2 berücksichtigt, eine eingeschränkte Wirkung wird rechnerisch nicht erfasst.

²

Es wird hier der ungünstigste Wasserstand zwischen Z_S (trockenes Becken) und Z_V angesetzt. Dieser liegt für Berechnungen auf der Wasserseite bei etwa einem Drittel der Dammhöhe.

In Abschnitt 2.4 werden den Tragwiderständen die charakteristischen Bodenkennwerte zugrunde gelegt. Gemäß DIN 19700-11 entspricht dies der Tragwiderstandsbedingung A (wahrscheinliche Bedingungen). Für die Tragwiderstandsbedingungen B und C1 wird folgende Abminderung angesetzt:

Parameter	Reibungswinkel φ_k [°]			Kohäsion c_k [kN/m ²]		
	A	B	C1	A	B	C1
Tragwiderstandsbedingung	A	B	C1	A	B	C1
Tallehm	27,5	27,5	27,5	5	4	2
Bachschotter	32,5	30	27,5	0	0	0
Festgestein	25	25	25	0	0	0
Stützkörper (nichtbindig)	35	32,5	30	0	0	0
Kerndichtung (bindig)	25	25	25	10	5	2

Bei der Abminderung wurde der höhere Streu- bzw. Unsicherheitsfaktor der natürlichen Untergrundschichten und Auffüllungsböden gegenüber den überwacht eingebauten Dammschüttmaterialien berücksichtigt. Zur Unterscheidung werden die Tragwiderstandsbedingungen C wie folgt bezeichnet:

- TWB C1: reduzierte Bodenkennwerte
- TWB C2: Ausfall des Drainageprismas

Gemäß Teil 11, S. 34 der DIN 19700 sind folgende **Bemessungssituationen** zu untersuchen:

Lastfälle	Bemessungssituationen (BS) für Tragwiderstandsbedingungen		
	A	B	C
LF 1	BS I	BS II	BS III
LF 2	BS II	BS III	-
LF 3	BS III	-	-

Für die Nachweise nach dem Partialsicherheitskonzept werden die Bemessungssituationen der DIN 19700 folgenden Bemessungssituation gemäß EC 7 gleichgesetzt:

- Bemessungssituation BS I: BS-P
- Bemessungssituation BS II: BS-T
- Bemessungssituation BS III: BS-A

Die Nachweise werden mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten geführt.

4.2 Tragsicherheitsnachweise

Gemäß Teil 11, S. 37 der DIN 19700 ist die Tragsicherheit des Erddammes gegeben, wenn folgende Nachweise (für alle Bemessungssituationen) erfüllt werden:

- Böschungs- bzw. Geländebruch
- Aufnahme der Spreizspannungen
- Grundbruchsicherheit
- Abschieben des Dammes oder Abschieben von Dammbauteilen
- hydraulischer Grundbruch (Sohlaufbruch) am Dammfuß

4.2.1 Böschungs- bzw. Geländebruchuntersuchungen

Für die Böschungs- und Geländebruchuntersuchungen wird der Querschnitt 0+060 unter Ansatz eines auf der sicheren Seite liegenden Baugrundprofils und einer stationären Sickerlinie verwendet. Zusätzlich zu den nach DIN 19700 geforderten Nachweisen wird der Böschungsbruchnachweis für die wasserseitige Böschung beim Einstau auf H/3 für die Tragwiderstandsbedingung A geführt. In allen sonstigen Querprofilen ist die Standsicherheit höher oder zumindest gleich.

Böschungsbruchberechnungen Regelquerschnitt Hauptdamm:

Die Berechnungen lieferten folgende Ergebnisse:

Lastfall	TWB	Beschreibung	Ausnutzungsgrad μ_L	Anlage Nr.
1.1	A	Einstau auf Z_V (Luftseite)	0,76	4.1.1.A_LS
	B		0,75	4.1.1.B_LS
	C1		0,78	4.1.1.C1_LS
	C2		0,98	4.1.1.C2_LS
1.2	A	Einstau auf 1/3 Dammhöhe (WS)	0,68	4.1.2.A_WS
2.2	A	schnelle Spiegelsenkung (WS)	0,94	4.2.2.A_WS
	B		0,99	4.2.2.B_WS
3.2	A	Bemessungserdbeben (Luftseite)	0,98	4.3.2.A_LS
	A	Bemessungserdbeben (Wasserseite)	0,83	4.3.2.A_WS

Die Standsicherheiten sind in allen Lastfällen ausreichend.

4.2.2 Aufnahme der Spreizspannungen

Die Aufnahme der Spreizspannungen kann besonders bei oberflächennah schlechten Baugrundverhältnissen und böschungsparell durchströmtem Dammkörper (Einwirkung schnelle Spiegel-

senkung) problematisch werden. Unabhängig vom Dammquerschnitt wird hier die ungünstigste Einwirkungskombination, der Lastfall 2.2 mit schneller Spiegelsenkung, untersucht.

Der Nachweis erfolgte nach den Diagrammen von KAST/BRAUNS und ergibt für die unter 1 : 2,5 geneigten Böschungen eine ausreichende Standsicherheit (Anlage 4.4).

4.2.3 Andere Nachweise

Die Nachweise **Grundbruchsicherheit** und **Abschieben** des Dammes liefern erst bei Böschungen steiler als 1 : n = 1 : 2 und sehr schlechtem Baugrund grenzwertige Sicherheiten. Im vorliegenden Fall erübrigt sich der Nachweis.

Die Gefahr eines **hydraulischen Grundbruchs (Sohlaufbruch)** am Dammfuß kann grundsätzlich nur bei Ausfall der Kerndichtung (TWB C2) auftreten, ist allerdings im vorliegenden Fall wegen des geplanten Drains selbst für einen solchen Ausfall nicht zu befürchten.

4.3 Gebrauchstauglichkeitsnachweise

Hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit sind folgende Nachweise zu führen

- Verträglichkeit der Dammverformung (Setzung)
- Suffosionsstabilität
- Suberosion

4.3.1 Verträglichkeit der Dammverformung (Setzung)

Die Dammsetzungen wurden im Profil 0+060 untersucht, die Ergebnisse können der Anlage 4.5 entnommen werden. Demnach wäre mit Konsolidierungssetzungen des anstehenden Baugrundes von ca. 5,5 cm zu rechnen. Diese werden sich zu einem Großteil bereits im Zuge der Lastaufbringung durch die Dammschüttung einstellen.

Die Setzungen durch die Eigenkonsolidation des Schüttmaterials werden bei nichtbindigem Dammschüttmaterial zu etwa 0,3% der Schütthöhe geschätzt. Es ist daher von maximalen Gesamtsetzungen der Dammkrone in der Größenordnung von bis zu 10 cm auszugehen, wovon sich ein bedeutender Teil (> 50%), wie bereits oben erwähnt, bereits im Zuge der Lastaufbringung einstellen wird.

Die Setzungen schränken die Gebrauchstauglichkeit des Dammes nicht ein und können aus unserer Sicht hingenommen werden.

4.3.2 Suffosionsstabilität, Suberosion

Suffosions- bzw. Suberosionsprobleme können im vorliegenden Fall wegen der an den Fels anschließenden Kerndichtung grundsätzlich ausgeschlossen werden.

5 Auslassbauwerk

5.1 Gründung

Das Durchlassbauwerk ist in Form eines etwa 84 m langen zweizügigen Troges geplant. Die Unterkante der Bodenplatte liegt im Einlaufbereich auf ca. 305,3 m+NN. Unterstrom des Schützes verspringt UK Bodenplatte im Tosbecken auf 300,8 m+NN. Das Durchlassbauwerk gründet damit über seine gesamte Länge im sehr gut tragfähigen Tonstein; eine Flachgründung ist somit problemlos möglich.

5.2 Baugrube und Wasserhaltung

Wie bereits oben erwähnt, kommuniziert das Grundwasser mit dem Wasserspiegel im Vichtbach. Eine Grundwasserabsenkung mittels Brunnen erscheint hier nicht sinnvoll, da die Oberkante des Fels deutlich über der Baugrubensohle liegt. Vielmehr sollte die Baugrube zwischen GOK und OK Fels abgedichtet werden. Dies kann angesichts der geringen Höhe der Abdichtung z.B. mittels Spundwänden erfolgen, die möglichst „dicht“ an die Felsoberkante angeschlossen bzw. in den Fels eingerammt werden. Da ein absolut dichter Anschluss nicht möglich sein wird, ist zur Trockenhaltung der Baugrube eine offene Wasserhaltung erforderlich.

Die Baugrubenböschungen können nach den Ergebnissen der Baugrunderkundung oberhalb des Fels unter 45° frei geböschert werden. Im Fels selbst kann auf 60° versteilt werden; hier ist allerdings wegen des kleinstückigen Gesteins eine Sicherung gegen Ausbrüche aus der Böschung vorzusehen. Wird auf 45° abgeflacht, sollte auch ohne eine solche Sicherung eine ausreichende Sicherheit erreichbar sein. Auf Sprengungen sollte einerseits wegen der naheliegenden Bebauung, andererseits wegen damit verbundener Auflockerungen in der unmittelbaren Umgebung der Baugrube und damit einhergehender Wasserwegigkeiten verzichtet werden.

5.3 Unterströmungs- und Umströmungssicherung

Eine seitliche Umströmung des Auslassbauwerkes wird im Endzustand durch die Kerndichtung verhindert. Um eventuelle Wasserwegigkeiten zwischen Bauwerksaußenwand und Kerndichtung sicher ausschließen zu können, halten wir Flügelwände für erforderlich, die beidseitig des Bauwerks ca. 5 m in die Kerndichtung einbinden.

Im Hinblick auf eine **Unterströmungssicherung** ist zu beachten, dass zwischen UK Bodenplatte und Fels kein durchlässiges Material (z.B. Schotter als Arbeitsplanum) eingebaut werden darf. Ausgleichsmaßnahmen wegen Unregelmäßigkeiten beim Aushub bis auf Baugrubensohle müssen zwingend mit Beton ausgeglichen werden.

5.4 Baugrubenverfüllung und Erddruckbelastung

Die Verfüllung der Baugrube ist Teil des Dammkörpers und muss entsprechend den Material- und Verdichtungsanforderungen nach Abschnitt 3.2 erfolgen. Auf die unverschieblichen Bauwerkswände wirkt der Erdruchdruck. Der Verdichtungserddruck gemäß DIN 4085 ist zu berücksichtigen.

5.5 Umleitungsgerinne, Verfüllung ehemaliges Bachbett

Ein Umleitungsgerinne wird voraussichtlich nicht erforderlich. Die Verfüllung des ehemaligen Bachbettes ist gemäß den natürlichen, in den Bohrungen angetroffenen Baugrundverhältnissen auszuführen. Empfohlen wird zunächst der Einbau von Bachschotter, der mit einer etwa 1 m mächtigen Decklehmschicht überdeckt wird.

6 Rückbau der Wasserleitung DN 600

Die Wasserleitung DN 600 wird in einer vom Damm und der Einstaufläche entkoppelten Trasse auf einer Höhe von ca. 340 m+NN geführt und hinter dem luftseitigen Dammkörper wieder in die ursprüngliche Trasse eingebunden. Im Aufstandsbereich des Rückhaltedammes muss die Leitung vollständig rückgebaut und der Leitungsgraben verfüllt werden. Wir empfehlen, den Rückbau jeweils mindestens 5 m sowohl über den luft- als auch über den wasserseitigen Böschungsfuß auszuführen. Der alte Leitungsgraben im o.g. Bereich ist, vergleichbar mit der Verfüllung des ehemaligen Bachbettes, gemäß den beim Rückbau angetroffenen Baugrundverhältnissen zu verfüllen. Sofern die Bestandsleitung im Fels liegt, ist bis OK Fels mit Beton zu verfüllen. Die im Einstaubereich sowie unterstrom des Dammes liegende stillgelegte Leitung kann aus geotechnischer Sicht ohne sonstige Maßnahmen dort verbleiben.

7 Materialverwendung

Der felsige Baugrubenaushub sowie der Bachschotter sind nach einer entsprechenden Zerkleinerung als Stützkörpermaterial geeignet; der Hanglehm kann allenfalls zu Geländemodellierungszwecken verwendet werden. Durchwurzelter Oberboden wird angesichts des vorhandenen starken Bewuchses in großen Mengen anfallen; dessen Verwendung ist im Bereich des Dammbauwerks ausgeschlossen. Es ist allenfalls möglich, einen Teil dieses Materials nach einer entsprechenden Aussortierung (Absiebung) von Baumwurzeln und ähnlichem als Andeckung auf den Dammböschungen zu verwenden.