

Ingenieurgesellschaft Kärcher mbH · Heidengass 16 · 76356 Weingarten

Anerkanntes Institut
nach DIN 1054
Beratende Ingenieure

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

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
E9662A02G

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 V4 Mulartshütte

Hefte IX und X der Antragsunterlagen

Projekt-Nr.:	E 9662
Projekt:	HRB Standort V4 Mulartshütte
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	6
3	Hauptdamm	7
3.1	Dammkonzept	7
3.2	Schüttmaterial, Baustoffe	9
3.3	Dammaufstandsfläche	12
4	Dammstandsicherheit	12
4.1	Nachweisführung nach DIN 19700	12
4.1.1	Einwirkungen	12
4.1.2	Lastfälle	13
4.1.3	Tragwiderstände und Bemessungssituationen	13
4.2	Tragsicherheitsnachweise	15
4.2.1	Böschungs- bzw. Geländebruchuntersuchungen	15
4.2.2	Aufnahme der Spreizspannungen	15
4.2.3	Andere Nachweise	16
4.3	Gebrauchstauglichkeitsnachweise	16
4.3.1	Verträglichkeit der Dammverformung (Setzung)	16
4.3.2	Suffosionsstabilität, Suberosion	16
5	Auslassbauwerk	17
5.1	Gründung	17
5.2	Baugrube und Wasserhaltung	17
5.3	Unterströmungs- und Umströmungssicherung	17
5.4	Baugrubenverfüllung und Erddruckbelastung	17
5.5	Umleitungsgerinne	18
6	Materialverwendung	18
7	Hochwasserschutzmauer entlang der L238	18

ANLAGEN

- 1. Lageplan mit Bohransatzpunkten (s. auch Bericht Prof. Feiser [U1])**
- 2. Ergebnisse der Baugrunderkundung (s. auch 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 ca. 2 km südwestlich von Zweifall im Vichttal. Nach den uns vorliegenden Unterlagen ist im Zuge der Umsetzung des Hochwasserschutzkonzeptes der Neubau eines Hochwasserrückhaltebeckens mit einem ca. 130 m langen talquerenden Damm geplant, der sich im Süden an die Zweifaller Straße (L238) anschmiegt. Entlang der L238 ist eine 85 m lange Hochwassermauer geplant. Die Hochwasserentlastung erfolgt über ein zweizügiges Bauwerk.

Dem Gutachten liegen folgende Unterlagen zugrunde:

[U1] Geotechnische Bewertung des anstehenden Baugrundes (Absperrdamm V4); 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 13 m), 3 Rammkernsondierungen (Tiefe bis 2 m) und 2 Handschürfen. Details sind dem Bericht „Geotechnische Bewertung des anstehenden Baugrundes (Absperrdamm V4)“ 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.

Zusätzlich zu den o.g. Aufschlüssen wurden im Bereich der entlang der L238 geplanten Hochwassermauer 3 weitere Bohrungen abgeteuft, um belastbare Aussagen zur Gründung der Mauer zu gewinnen.

2.2 Baugrundverhältnisse

Im Bereich der planmäßigen Dammaufstandsfläche wurden nach [U1] Tallehme über Bachschotter angetroffen. In den Talflanken liegt über dem anstehenden Fels eine geringmächtige Deckschicht aus Lockergestein, im Bereich der L238 auch Auffüllung. Die Ergebnisse der Bohrungen in der L238 bestätigen dies. Unter dem Bachschotter folgen nach [U1] Tonsteine des Unterdevon, die in ca. 6 m Tiefe in einen Sandstein übergehen. Eine detaillierte Beschreibung ist dem Bericht [U1] zu entnehmen.

Die zusätzlich abgeteuften Bohrungen entlang der L238 (Lage siehe Anl. 1) mussten wegen unklarer Leitungslage der Wasserversorgungsleitung etwas talseitig der Straßenmitte ausgeführt

werden. Hier wurde unter einer anthropogenen Auffüllung Ton- und Schluffstein angetroffen. Eine Fotodokumentation liegt als Anlage 2 bei.

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 Homogenbereich	Auffüllungen A	Tallehm B	Bachschotter C	Festgestein D
Bodenart	Kies, Steine, sandig, schluffig Betonbruch	Schluff-Sand- Gemische tonig	Kies, steinig, schwach sandig, schwach schluffig	Tonstein, Sandstein
Konsistenz	-	wch - stf-	md –dicht	-
Bodengruppe nach DIN 18196	(GW,GU,GU*)	UM, TM	GW,GU	Tst,Ust,Sst
Bodenklasse nach DIN 18300 alt	4 - 5 (2 ¹)	4 - 5 (2 ¹)	3	6 - 7
Frostempfindlichkeit (ZTVE)	F 2 - F 3	F 3	F 1 - F 2	-
Wichte γ / γ' [kN/m ³]	18/10 – 20/12	18/9 – 19/11	20/10 – 22/12	26/16
Reibungswinkel φ_k [°]	$\varphi_0 = 30$	27,5	32,5 - 35	25 – 30
Kohäsion c_k [kN/m ²]	0	5 - 10	0	5 - 15
Undrainierte Kohäsion $c_{u,k}$ [kN/m ²]	-	50 – 300	-	-
Steifemodul ² $E_{s,k}$ [MN/m ²]	10 – 50	2 – 5	> 50	> 1000
Durchlässigkeitsbeiwert k_f [m/s]	$10^{-4} - 10^{-7}$	$10^{-7} - 10^{-8}$	$10^{-4} - 7 \times 10^{-5}$	-
Anteil Steine (63 - 200 mm) [%]	< 5	< 10	< 30	-
Anteil Blöcke (200 - 630 mm) [%]	-	-	< 10	-
Anteil große Blöcke (> 630 mm) [%]	-	-	-	-

- 1 Die bindigen Böden gehen bei Wasserzutritt rasch in breiige Konsistenz über. Werden Erdarbeiten bei nasser Witterung durchgeführt, ist damit zu rechnen, dass ein Teil der Böden in Bodenklasse 2 nach alter DIN 18300 übergeht.
- 2 Steifemodul für Erstbelastung im Bereich $0 \geq \sigma \geq 100 \text{ kN/m}^2$

Modellschicht	Auffüllungen	Tallehm	Bachschotter	Festgestein
Homogenbereich	A	B	C	D
Konsistenzzahl I_c [-]	-	0,5 – 1	-	-
Plastizität I_p [%]	-	5 – 15	-	-
organischer Anteil [%]	< 15	< 5	< 3	0

Die Gesteinsfestigkeit des Tonsteins liegt nach [U1] bei $f_{ck} = 50 \text{ MN/m}^2$, die des Sandstein bei $f_{ck} = 100 \text{ MN/m}^2$. Die Abrasivität Insbesondere der Sandsteins ist als extrem abrasiv einzustufen; der Index CAI liegt im Bereich 4 bis 6.

2.4 Grundwasser

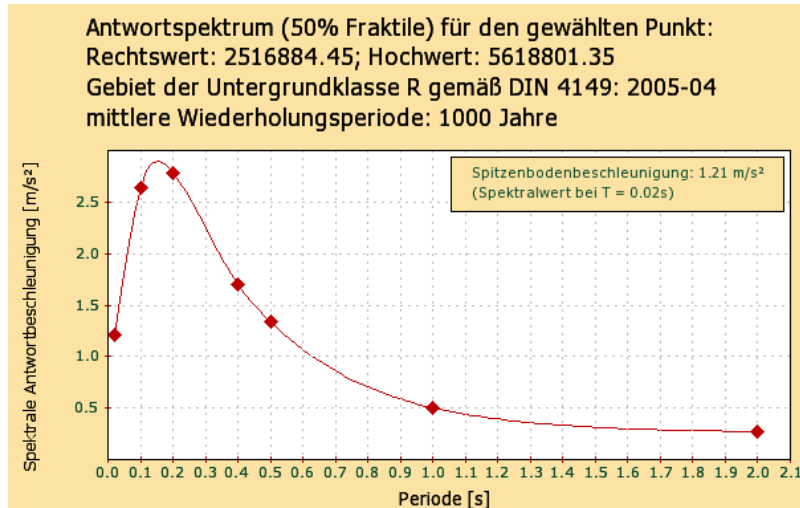
Nach [U1] ist davon auszugehen, dass der Grundwasserspiegel mit dem Wasserspiegel im Vichtbach kommuniziert.

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 veröffentlichen 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 $a_g = 1,21 \text{ m/s}^2$. Auf eine Abminderung gemäß Merkblatt 58 Abschnitt 4.1.1 wird hier verzichtet. Die für den Lastfall Bemessungserdbeben rechnerisch anzusetzende Bodenbeschleunigung ist $a_g \cdot S$, 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 $a_g \cdot S = 1,51 \text{ m/s}^2$.



Antwortspektrum des GFZ für das HRB V4

3 Rückhaltedamm

3.1 Dammkonzept

Der Damm verläuft gemäß den Planunterlagen in N-S-Richtung. Seine maximale Höhe über dem Talgrund beträgt ca. 10 m. Das Auslassbauwerk soll im Taltiefsten bei Station ca. 0+040 angeordnet werden.

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

Dammgeometrie:

Beckenvolumen:	ca. 394.000 m ³
Oberkante Dammkrone:	282,45 m+NN
Dammhöhe (bis UK Bodenplatte Tosbecken):	ca. 18,20 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):

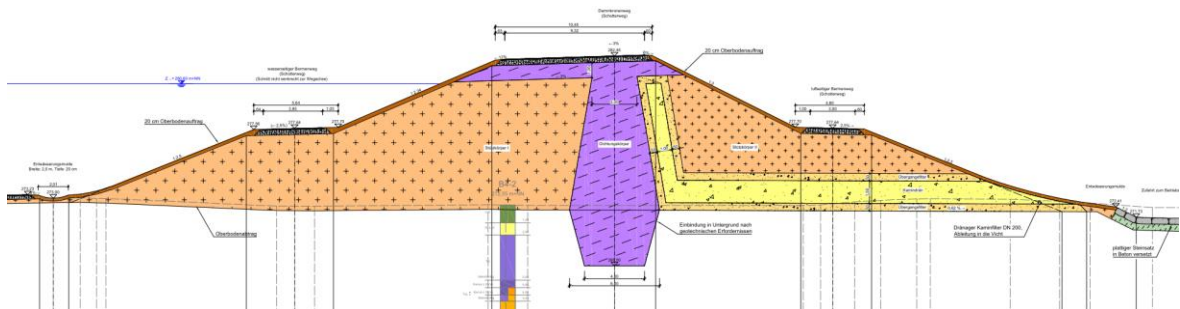
280,60 m+NN

Die Stauziele für BHQ_1 und BHQ_2 entsprechen Z_V . Im Sinne der DIN 19700, Teil 12, handelt es sich um ein "mittleres 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 277,64 m+NN. Die geotechnisch relevante Bermbreite beträgt im Regelprofil wasserseitig ca. 5,6 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+060.



Wegen der sowohl in der Talaue als auch im ansteigenden Gelände oberhalb des Tonsteins nachgewiesenen durchlässigen Schichten muss der Dichtungskern des Dammes mindestens einen Meter in den Tonstein einbinden. In Teilabschnitten bedeutet dies eine Einbindung ab Geländeoberkante von etwa 4 m. Soll der Einbau in einem offenen Graben durchgeführt werden, ist zu beachten, dass die Grabenwände 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	$I_P \geq 10 \%$
Rohtongehalt $d < 0,002 \text{ mm}$	$\geq 20 \%$
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 Kunststoffolien 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 | $Z_v = 280,60 \text{ m ü. NN}$ |
| Gruppe 2: | seltene oder zeitlich begrenzte Einwirkungen | |
| | - Wasserdruck und Strömungskraft | |
| | bei Hochwasserstauziel 1 (sofern $Z_{H1} > Z_v$): | entfällt |
| | - schnellstmögliche Spiegelabsenkung ab Z_v (280,60) | |
| | - 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 $a_g \cdot S = 1,51 \text{ m/s}^2$ 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 ³	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.

³

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
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 Untergrundsichten 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 Dränageprismas

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)	0,68	4.1.1.A LS
	B		0,67	4.1.1.B LS
	C1		0,70	4.1.1.C1 LS
	C2		0,79	4.1.1.C2 LS
1.2	A	Einstau auf $1/3$ Dammhöhe (WS)	0,69	4.1.2.A_WS
2.2	A	schnelle Spiegelsenkung (WS)	0,95	4.2.2.A_WS
	B		1,00	4.2.2.B_WS
3.2	A	Bemessungserdbeben (Luftseite)	0,92	4.3.2.A LS
	A	Bemessungserdbeben (Wasserseite)	0,89	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+080 untersucht, die Ergebnisse können der Anlage 4.5 entnommen werden. Demnach wäre mit Konsolidierungssetzungen des anstehenden Baugrundes von ca. 4 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 7 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 67 m langen zweizügigen Troges geplant. Die Unterkante der Bodenplatte liegt im Einlaufbereich auf ca. 268,30 m+NN. Unterstrom des Schützes verspringt UK Bodenplatte im Tosbecken auf 264,30 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 geböscht werden; im Fels selbst kann auf 80° versteilt werden. Auf Sprengungen sollte 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 Erdruchedruck. Der Verdichtungserddruck gemäß DIN 4085 ist zu berücksichtigen.

5.5 Umleitungsgerinne, Verfüllung ehemaliges Bachbett

Das Umleitungsgerinne liegt nach den Ergebnissen der Baugrunderkundung über die gesamte Länge in vergleichbaren Verhältnissen wie der derzeitige Bachlauf. Zusätzliche Abdichtungsmaßnahmen sind aus unserer Sicht damit nicht erforderlich.

Die Verfüllung des ehemaligen Gewässerbettes und des Umleitungsgerinnes 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 Materialverwendung

Der felsige Baugrubenaushub sowie der Bachschotter ist nach einer entsprechenden Zerkleinerung als Stützkörpermaterial geeignet; der Tallehm kann allenfalls zu Gelände-modellierungszwecken verwendet werden.

7 Hochwasserschutzmauer entlang der L238

Entlang der L238 ist eine 85 m lange und bis knapp 4 m hohe Hochwasserschutzmauer geplant, die auf einer überschnittenen Bohrpfahlwand gegründet wird. Aus geotechnischer Sicht ist die vorgesehene Gründungsvariante wegen des zum Vichtbach abfallenden Geländes als der Problematik optimal angepasst zu bewerten. Da zum Zeitpunkt der Erstellung des Berichtes [U1] dazu noch keine Planung vorlag und die Baugrundverhältnisse in diesem Bereich daher nicht erkundet wurden, wurden im Spätjahr 2020 an den im Lageplan der Anlage 1 eingetragenen Stellen Bohrungen durchgeführt. Diese mussten wegen unklarer Leitungslage der Wasserversorgungsleitung etwas talseitig der Straßenmitte ausgeführt werden. Hier wurde unter einer anthropogenen Auffüllung Ton- und Schluffstein angetroffen. Eine Fotodokumentation liegt als Anlage 2 bei.

Das über die Erstreckung der Mauer zwischen 0+030 und 0+090 gültige prinzipielle Baugrundprofil kann wie folgt beschrieben werden: Zwischen Straßenoberkante (± 0) und -1 m steht unter der Schwarzdecke zunächst eine anthropogene Auffüllung aus Tragschichtmaterial und steinigem Gestück an. Darunter liegt bis in eine Tiefe von ca. 3 m steiniges Felsbruch-Material mit Beimengungen in Sand-Kies-Größe; der Feinkornanteil ist gering. Ab -3 m wurde bis in Endtiefe Fels erbohrt.

Zur Bemessung der Pfahlgründung können folgende Kennwerte in Ansatz gebracht werden:

Modellschicht Homogenbereich	Auffüllungen A	Felsbruch, Gestück B	Festgestein C
Bodenart	Tragschicht, Steine, Kies, Betonbruch	Steine (Felsbruch), Kies,sandig, schluffig	Tonstein
Oberkante / Unterkante [m unter Straße]	0,0 / 1,0	1,0 / 3,0	3,0 / 10,0
Bodengruppe nach DIN 18196	GW,GU,GU*	GW,GU,X	Tst,Ust
Bodenklasse nach DIN 18300 alt	4 - 5	4 - 6	6 - 7
Frostempfindlichkeit (ZTVE)	F 1 - F 3	F 1 – F 2	-
Wichte γ / γ' [kN/m ³]	18/10 – 20/12	20/10 – 22/12	26/16
Reibungswinkel φ_k [°]	$\varphi_0 = 30$	35	25 – 30
Kohäsion c_k [kN/m ²]	0	0	10 - 15
Steifemodul $E_{s,k}$ [MN/m ²]	5 – 20	50	> 500
Durchlässigkeitsbeiwert k_f [m/s]	$10^{-3} - 10^{-6}$	$10^{-3} - 10^{-6}$	-
Anteil Steine (63 - 200 mm) [%]	< 30	ca. 50 – 80	-
Anteil Blöcke (200 - 630 mm) [%]	< 15	< 30	-
Anteil große Blöcke (> 630 mm) [%]	-	< 15	-
organischer Anteil [%]	< 15	< 5	0
Spitzendruck $q_{b,k}$ [kN/m ²]	0	2.000	5.000
Mantelreibung $q_{s,k}$ [kN/m ²]	0	100	500
Horizontale Bettung $k_{s,k}$ [MN/m ³]	0	0 - 250	500

Anmerkung: Die horizontale Bettung im Homogenbereich kann über die Schichtmächtigkeit linear von 0 auf 250 MN/m³ erhöht werden. Ab OK Tonstein kann mit 500 MN/m³ gerechnet werden.