

Beilage 11

 **Bundesministerium**
Landwirtschaft, Regionen
und Tourismus
Österreichische Staubeckenkommission
MR Dipl.-Ing. Helmut Czerny

„Hochwasserrückhaltebecken Sirnitzbach“ der Stadtgemeinde Langenlois

Neufassung des Gutachtens der Staubeckenkommission auf Grund einer formalen Anpassung
des Beschlusses aus der 109. Sitzung am 18.5.2021
gemäß § 104 (3) WRG 1959
bezugnehmend auf das Ansuchen der Bezirkshauptmannschaft Krems
vom 3.12.2019 (KRW2-WA-1984/001)

Referenten des Projektes:

Dipl.-Ing. Andreas **BILAK** – Fachgebiet Geologie

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Roman **MARTE** – Fachgebiet Dammbau

Dipl.-Ing. Dr.techn. Jürgen **SUDA** – Fachgebiet Statik

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerald **ZENZ** – Fachgebiet Wasserbau

Prof. Dipl.-Ing. Reinhard **STEINER** – Fachgebiet Maschinenbau

Wien, 3. Sept. 2021

Mit Schreiben vom 3.12.2019 (KRW2-WA-1984/001) trat die BH Krems an die Geschäftsführung der Staubeckenkommission heran, um betreffend das Projekt „**Hochwasserrückhaltebecken Sirnitzbach**“ der **Stadtgemeinde Langenlois** ein Gutachten der Staubeckenkommission gemäß § 104 (3) WRG einzuholen.

Seitens der Geschäftsführung wurde für die tiefer gehende Prüfung des Projektes durch die Staubeckenkommission folgende Arbeitsgruppe gebildet (BMLRT-ZI: 2020-0.021.116 und 2020-0.164.461):

Referenten der Arbeitsgruppe:

Referent für Geologie:	Dipl.-Ing. Andreas BILAK
Referent für Dammbau:	Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Roman MARTE
Referent für Statik:	Dipl.-Ing. Dr. Jürgen SUDA
Referent für Wasserbau:	Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerald ZENZ
Referent für Maschinenbau:	Prof. Dipl.-Ing. Reinhard STEINER

Nach Übersendung von Unterlagen an die Referenten wurden neben einem gemeinsamen Lokalaugenschein mit allen Referenten sowie einer Videobesprechung noch weitere Besprechungen einzelner Referenten und dem Projektanten durchgeführt.

Vor der Staubeckenkommissionssitzung wurden seitens des Projektanten die Projektunterlagen digital und auf Antrag auch analog den Mitgliedern und Sachverständigen der Staubeckenkommission, als Grundlage für die Diskussion und Beschlussfassung in der Staubeckenkommissionssitzung, zur Verfügung gestellt.

Nach der Versendung der Unterlagen an alle Mitglieder und Sachverständigen bzw. der Versendung eines Links als Zugang zu diesen Unterlagen (ca. 4 Wochen vor der Sitzung) wurden noch zahlreiche weitere Unterlagen bis knapp vor der Sitzung digital zur Verfügung gestellt. Dies führte in den Diskussionen im Rahmen der Sitzung zu Unklarheiten betreffend die Aktualität bestimmter Beurteilungen durch die Referenten. Daher wird im Detail auf die in den Gutachten der Referenten angeführten verwendeten Unterlagen verwiesen.

Auf Grund der gebotenen Vorsicht infolge der herrschenden Covid-19 Pandemie wurde die gegenständliche Staubeckenkommissionssitzung nach Einholung der Zustimmung aller Beteiligten über Videokonferenz abgehalten.

Die Gutachten der Referenten wurden vor der Sitzung versendet.

In der 109. Sitzung der Staubeckenkommission am 17. und 18. Mai 2021 wurde das Gesamtgutachten betreffend das Projekt „Hochwasserrückhaltebecken Sirnitzbach“ der Stadtgemeinde Langenlois behandelt und beiliegender positiver Beschluss gefasst.

Nach erfolgter Versendung des Gesamtgutachtens wurde nach Rücksprache mit der Rechtsabteilung der BH Krems der Titel des Punktes B des im Gesamtgutachten enthaltenen und im Folgenden angeführten Beschlusses formal angepasst (ergänzt).

Hochwasserschutz Langenlois

Hochwasserrückhaltebecken Sirnitzbach

Stadtgemeinde Langenlois

3550 Langenlois

Stellungnahme des Referenten für Geologie

erstellt im Auftrag der Österreichischen Staubeckenkommission

Bundesministerium Landwirtschaft, Regionen und Tourismus

Bestellung: GZ: BMLFUW-UW.3.1.12/0194-VII/4/2013

Gerasdorf bei Wien, am 14.05.2021

1. Geologie

1.1. Allgemeines

Im Zuge von geplanten Hochwasserschutzmaßnahmen für die Stadtgemeinde Langenlois ist die Errichtung eines Rückhaltebeckens zwischen den Gemeinden Lengenfeld und Langenlois geplant. Für eine schadlose Ableitung der Hochwässer des Sirnitzbaches ist ein Dammbauwerk vorgesehen, welches diese zurückhalten soll. Der Stauraum wird durch die gegen ca. WNW erstreckende Talung gebildet.

Das zukünftige Dammbauwerk soll in der Talung bei ca km 1,415 oberhalb der Mündung des Sirnitzbaches mit dem Loisbach errichtet werden.

Aufgrund des geplanten Speicherinhaltes von 656 000m³ und einer Dammhöhe von ca. 20m ist ein Gutachten durch die Staubeckenkommission erforderlich.

Als Planer tritt das Büro GWCC-Interival ZT GmbH, 1170 Wien, auf und die geotechnische Planung obliegt der Firma GEOTEST, Institut für Erd- und Grundbau GmbH 1070 Wien.

Der Unterfertigte wurde seitens der Geschäftsführung der Staubeckenkommission mit Schreiben v. 15.01.2020, Zl. 2020-0.021.116 zum Referenten für das Fachgebiet Geologie bestellt.

Am 24.01.2020 fand eine Begehung des Projektgebietes und eine Besprechung am Gemeindeamt der Stadtgemeinde Langenlois statt. Eine weitere Besprechung erfolgte am 09.04.2021 in Form einer Videokonferenz.

1.2. Unterlagen-Beurteilungsgrundlagen

Vom Büro GWCC-Interival ZT GmbH wurden am Postweg und per E-Mail nachfolgende umfangreichen Unterlagen des Einreichprojektes übermittelt.

- | | | |
|-----|---|----------|
| 1) | Technischer Bericht, April 2021 | |
| 2) | 1A Ergänzungen zum Technischen Bericht Mai 2021 | |
| 3) | Hydrologische und Hydraulische Berechnungen, April 2021 | |
| 4) | 6. Übersichtskarte | 1:50.000 |
| 5) | 8. Betriebskonzepte | |
| 6) | 12.1. Übersichtsplan / Längenschnitt / Talprofile | |
| 7) | 12.1.1. Katasterplan, April 2021 | |
| 8) | 12.1.2. Orthofoto, April 2021 | |
| 9) | 12.2. Lageplan Damm, April 2021 | 1:500 |
| 10) | 12.3. Charakteristischer Profile Damm, April 2021 | 1:500 |
| 11) | 12.4.1. Regelschnitt 1, Hochwasserentlastung, April 2021 | 1:100 |
| 12) | 12.4.2. Regelschnitt 2, Nordflanke, April 2021 | 1:100 |
| 13) | 12.4.3. Regelschnitt 3 Querschnitt, Dammkrone, April 2021 | 1:100 |
| 14) | 12.4.4. Regelschnitt Gründung Grundablass | 1:100 |

15)	12.5.1.	Grundablassbauwerk, April 2021	1:200
16)	12.5.2.	Grundablass, Schnitte vertikal, April 2021	1:100
17)	12.5.3.	Grundablass, Schnitte horizontal, April 2021	1:100
18)	12.5.4.	Rechenbauwerk, April 2021	1:100
19)	12.5.5.	Auslaufbauwerk, April 2021	1:100
20)	12.5.6.	Tosbecken, April 2021	1:100, 1:200
21)	12.5.7.	Einlaufbauwerk By-Pass 2, April 2021	1:100
22)	12.5.8.	Hochwasserentlastung, Wildholzrechen, April 2021	1:100
23)	12.5.9.	Hochwasserentlastung, Details, Mai 2021	
24)	12.6.	Wildholzrechen - Stauwurzel	
25)	12.7.	Straßenumlegung 12.7.1.Lageplan + Längenschnitt	1:1000
26)	12.7.2.	Querprofile	1:200
27)	13.	Gewässerpflegekonzept – digital verfügbar	
28)	13.1.	Lageplan Dammbereich	1:500
29)	13.2.	Regelprofile, Gerinneumlegung	
30)	13.3.	Regelprofile, Kompensationsstrecke	
31)	A1.1	Generelle Planung, Hydrologische Unterlagen A1.2 Modell- beschreibung	
32)	A1.3	Eingangsdaten, HEC-HMS A1.4 Ganglinien	
33)	A1.5	Hydraulische Berechnungen, RHB Siernitzbach, April 2021	
34)	A3	RHB Siernitzbach, Vorstatik	
35)	A3.1	Statisch-konstruktives Konzept A3.2 Vorbemessung der inneren Statik	
36)	A3.2	Ergänzung zur Vorbemessung, April 2021	
37)		Geotechnischer Untersuchungsbericht	DA2913 B6a HOE.pdf
38)		Lageplan	DA2913 B6a HOE Anlage 1.pdf
39)		Feldversuche	DA2913 B6a HOE Anlage 2.pdf
40)		Laborversuche und Untersuchungen	DA2913 B6a HOE Anlage 3.pdf
41)	B	Geologie – April 2021	DA2913 B6b HAD.pdf
42)		Geotechnischer Bericht	DA2913 B6c HOE.pdf
43)		Lageplan Abschlussdamm	DA2913 B6c HOE Anlage 1.pdf
44)		Bodenmech. Untersuchungen/Berechnungen	DA2913 B6c HOE Anlage 2.pdf
45)		Regelprofil 1	DA2913 B6c HOE Anlage 3.pdf
46)		Regelprofil 2	DA2913 B6c HOE Anlage 4.pdf
47)		Regelprofil 3	DA2913 B6c HOE Anlage 5.pdf
48)		Regelprofil 4	DA2913 B6c HOE Anlage 6.pdf
49)		Flächendränage, Setzung	DA2913 B6c HOE Anlage 7.pdf
50)		Herstellungskonzept	DA2913 B6c HOE Anlage 8.pdf
51)		Prüfplan	DA2913 B6c HOE Anlage 9.pdf
52)		Geotechnischer Bericht	DA2913 B6d HOE.pdf
53)		Geotechnischer Berechnungen	DA2913 B6d HOE Anlage 1.pdf
54)		Lageplan Straße	DA2913 B6d HOE Anlage 2.pdf
55)		Regelprofil Böschung	DA2913 B6d HOE Anlage 3.pdf
56)		Regelprofil Straßendamm	DA2913 B6d HOE Anlage 4.pdf
57)	E	Wasserwirtsch. Einfluss – April 2021	DA2913 B6e WIC.pdf
58)		Jacobs S.: Hochwasserrückhaltebecken Kronsegg, Anpassung an des Stand der Technik; Stellungnahme des SV für Baugeologie v. 22.10.1997; inkl. geol. Schnitte und Tabelle „Daten Dichtwandlamellen“	

1.3. Befund

1.3.1. Bauwerksbeschreibung - Eckdaten

Das bei Flußkilometer 1,415 geplante und auf ein HQ₁₀₀ bemessene Rückhaltebauwerk besteht aus einem Zonendamm mit Flächendrainage, Belastungskörper, Stützkörper, einem Dichtkern aus gut und weit gestuften gemischtkörnigen und feinkörnigen Bodenmaterialien mit einem Feinkornanteil von > 30%, einer luftseitigen Drainage und einem zentralen Dichtelement aus überschnittenen DSV-Säulen von der Felsoberkante bis auf Kote 261müA. Wasserseitig weist der Damm eine von zwei Bermen unterbrochene Böschungsneigung von 1:2,5 und auf der Luftseite von 1:3 auf. Das Dammbauwerk soll den gesamten Talquerschnitt abschließen. Aus diesem Grunde ist auch eine zukünftige Anhebung der Landesstraße L55 an der nördlichen Talflanke notwendig.

Zurzeit befindet sich das Hauptgerinne des Sirnitzbaches an der orographisch rechten Talsohle, welches im Zuge der Bauwerksherstellung gegen die linke, nördliche Talseite verlegt werden soll und durch das Durchlassbauwerk geführt wird.

Das im nördlichen Dammbereich im Übergang der Talsohle zur Talflanke geplante Grundablassbauwerk, welches auch zugleich als Durchlassbauwerk für den umgelegten Sirnitzbach dient, wird als Stahlbetonkonstruktion ausgeführt. Die Gründung erfolgt teils auf Fels teils in den quartären Lockersedimenten, welches auch in der bautechnischen Umsetzung die in den Unterlagen beschriebenen Ersatzmaßnahmen erfordert. Zur Felsabdichtung in den Talflanken sind Injektionen vorgesehen. Für den Felsen in der Talsohle sind keine weiteren Abdichtungsmaßnahmen geplant.

Unterhalb des als Stahlbetonplatte geplanten Tosbeckens sind Rüttelstopfsäulen und Drainagesäulen vorgesehen.

Absperrbauwerk	Zonendamm
Speicherinhalt bei Stauziel	ca. 656 000m ³
Kronenbreite	4,0m
Kronenhöhe	278,00 m.ü.A
Kronenhöhe überströmbarer Abschnitt	275,00 m.ü.A.
Stauziel	275,00 m.ü.A.
Dammhöhe über Gelände	ca. 20m
Dammlänge gesamt	ca. 125,0 m
HQ100 Zufluss (18h)	26,7 m ³ /s
HQ100 Abfluss (18h)	12,5 m ³ /s
HQ100 (Stauziel)	275,00 müA
BHQ	276,05 müA
SHQ	276,25 müA
Dammvolumen	ca. 70.400 m ³
Böschungsneigung luftseitig	1:3
Böschungsneigung wasserseitig	1:2,5

1.3.2. Geologischer Rahmen

Das Projektgebiet liegt in dem östlichen Bereich des Moldanubikums, einer tektonischen Einheit der Böhmisches Masse, welche hier im Randbereich zu den tertiären Molasseablagerungen vorliegen.

Tektonisch ist das Gebiet von der variszischen Orogenese geprägt, welcher die ostvergente Überschiebung des Moldanubikums über das Moravikum zugerechnet wird. Zu den spätvariszisch angelegte Schollengrenzen, wie die Donaustörung zwischen Passau und Aschach, verlaufen ungefähr im rechten Winkel dazu die Rodlstörung und die Diendorferstörung. Letztere zieht von SW Melk einsetzend, über Krems und Maissau bis in das Weinviertel. Diese, als Transversalverschiebung charakterisierte Störung, läuft mit einem Abstand von ca. 5km östlich des Projektgebietes annähernd SW-NE vorbei, wobei die östliche Scholle um etwa 25km nach Norden verschoben wurde.

Das vorliegende Gesteinsinventar in der unmittelbaren Umgebung wird unter anderem von Paragneis, Glimmerschiefer, und eingeschalteten Amphibolitlagen gebildet, welche im weiteren Umfeld lokal von Löß- und Lößlehmlagen bedeckt sind. Weiters treten auch helle Orthogneislagen und Lagen aus Marmor, sowie Ultrabasite und Serpentine auf, welche sich aber auf das weitere Projektsumfeld beziehen und im unmittelbaren Standortbereich nicht vorzufinden sind.

Das Gefüge der Gesteine ist geprägt von der Schieferung und der Klüftung, welche als Entspannungsklüfte gedeutet werden können und orthogonal als auch diagonal angeordnet sind. Im Umfeld des geplanten Projektes fällt die flach bis mäßig geneigte Schieferung gegen NW ein. Die Klüfte werden von 4 markanten Klüftscharen geprägt, zwei NNE-SSW streichende mit steil nach ENE bis WNW fallende Scharen und zwei, welche steil annähernd nach SW bzw. gegen SE einfallen.

Die Talfüllung des Siernitzbaches ist geprägt von zum Teil mehreren Meter mächtigen quartären Ablagerungen in Form von inhomogenen Wechsellagerungen aus feinkörnigen bindigen Ton-/Schlufflagen und grobkörnigen sandig- kiesigen Lagen, sowie vereinzelte Steine und Blöcke aus den Hangbereichen, welche den postglazialen Sedimentations- und Erosionsbedingungen der Talung geschuldet ist.

Hydrogeologisch liegen zwei Aquifere vor. Einerseits das geklüftete Grundgebirge, in welchem in den offenen Gefügestrukturen ein Wassertransport erfolgt und andererseits der Talgrundwasserkörper und die Sedimente der das Festgestein bedeckenden Lockermaterialschichten (Hangschutt, Verwitterungsschutt).

1.3.3. Baugrunderkundung-Untersuchungen

Für die Baugrunderkundung wurden mehrere Untergrunderkundungsmaßnahmen sowohl in der Talsohle im Bereich des Absperrbauwerkes als auch im Stauraum und den Flankenbereichen durchgeführt.

- Rammsondierungen 36 Stk. DPH
 13 Stk. DPL

- Rammkernsondierungen 2 Stk.
- Kernbohrungen 4 Stk. (3 mit Pegelausbau)
- Schürfe 32 Stk.
- Geologische Kartierung

Weiters erfolgten bodenphysikalische und bodenmechanische Untersuchungen an insgesamt 125 Stk. (22 ungestörte und 103 gestörte) Bodenproben im Labor zur Ermittlung der Bodenkennwerte an den Lockergesteinsablagerungen und Wasserabpressversuche in zwei Bohrlöchern (KB02 3,95-4,55m u. GOK, KB05-2 8,0-8,6m u.GOK) bzw. Sickersversuche nach ÖNORM 4422-2 in den stark klüftigen Festgesteinsabschnitten (KB02).

1.3.4. Ergebnisse der Untergrunderkundungen – Gründungsverhältnisse

Die Untergrunderkundungen erfolgten sowohl in der Talalluvionen als auch lokal bis in die Felsabschnitte.

Die Ergebnisse erbrachten ein grobes 3 Schichtmodell (SKI – SKIII), welches je nach geotechnischen und felsmechanischen Charaktereigenschaften noch in je 2 Unterstufen unterteilt wird und somit 6 wesentliche Schichtkomplexe vorliegen.

Bei den unter dem Schichtkomplex SKI (SKIa, SKIb) zusammengefassten Ablagerungen handelt es sich um vorwiegend unterschiedlich plastische feinkörnige Sedimente (Schluffe, Tone) mit unterschiedlichen Kies- und Sandanteilen und unterschiedlichen Zustandsformen.

Der Schichtkomplex SKII (SKIIa, SKIIb) umfasst Sand-Kiesgemische mit unterschiedlichen Feinkornanteilen und unterschiedlichen Lagerungsdichten.

Unter dem Schichtkomplex SKIII (SKIIIa, SKIIIb) werden das liegende Festgestein (Paragneis mit Amphibolitlagen) nach den unterschiedlichen Verwitterungsmerkmalen und Zerlegungsgrad zusammengefasst.

Der Grundwasserspiegel befindet sich im Bereich des Dammbauwerkes ca. 1,6m bis 3,0m u. GOK, wobei vor allem der Schichtkomplex SKII mit Durchlässigkeiten von $5 \cdot 10^{-4}$ – $1 \cdot 10^{-6}$ m/s (Laborwerte) als Leiter fungiert. Die feinkörnigen Ablagerungen des Schichtkomplexes SKI weisen im Labor ermittelte Durchlässigkeiten von $5 \cdot 10^{-7}$ – $1 \cdot 10^{-6}$ m/s auf. In der Profildarstellung [45]) wird ein durchgängiger Grundwasserspiegel zwischen 257,37müA. (oberwasserseitig) und 256,35müA. (unterwasserseitig) angegeben.

Weiters nehmen die Mächtigkeiten der Sedimente gegen die Talmitte bzw. die orographisch rechte Talflanke zu (KB02 - 1,2m, KB05 - 6,4m, KB05-2 - 5,5m, KB 13 – 9,5m).

Die Talflanken selbst sind nur von sehr geringmächtigen Lockersedimenten in Form von Verwitterungsschutt bzw. Hangschutt im wenigen dm - Bereich bedeckt. Eine Wasserführung selbiger konnte in den Aufschlüssen nicht beobachtet werden.

Das in der Talsohle, im Liegenden der Lockergesteine, vorliegende Felsrelief fällt gegen Süden hin ab (KB02 1,3m u GOK KB05 6,4m u.GOK, KB05-2 5,5m u.GOK KB13 9,50m u.GOK). Der Felsen, welcher vor allem aus den Bohrkernen, die nur

eine mäßige Qualität aufweisen, beurteilt wurde, zeigt naturbedingt im oberflächennahen Bereich eine deutliche Verwitterung und Zerlegung, welche gegen die Tiefe zu abnimmt. Offene Strukturen und erhöhte Zerlegung wird aber auch in tieferen Bereichen nicht ausgeschlossen, welches insbesondere für die Durchlässigkeit von Bedeutung und zu berücksichtigen ist. Unterhalb der auflagernden Talsedimente wird eine deutliche Verwitterung in den Bohrkernen bis 1,7m ab FOK angeführt. Ermittelte Durchlässigkeiten aus den Sicker- bzw. WD-Versuchen ergaben folgende Werte (Tab. 1), welche eine doch deutliche Durchlässigkeit auch in den tieferen Bereichen erwarten lassen.

Bohrung Nr.	Teufe (m u. GOK)	FOK u. GOK	Durchlässigkeit
KB 02	2,70 – 3,30 2,95 – 3,55 3,20 – 3,80 3,45 – 4,05 3,95 – 4,55	1,3	Kf = $9,09 \cdot 10^{-5}$ m/s Kf = $1,50 \cdot 10^{-4}$ m/s Kf = $8,42 \cdot 10^{-5}$ m/s Kf = $8,68 \cdot 10^{-5}$ m/s 14 Lugeon
KB 05-2	6,40 – 7,00 7,00 – 7,60 8,00 – 8,60	5,5	Kf = $4,00 \cdot 10^{-5}$ m/s Kf = $7,26 \cdot 10^{-5}$ m/s 12,16 Lugeon

Tab. 1: ermittelte Durchlässigkeiten aus den Bohrlochversuchen

Die Verwitterung in den Talflanken wird als verwittert bis angewittert angegeben, die Verbandsfestigkeit des Felsens ist nur mäßig und das Gefüge, welches eine zumeist hohe Zerlegung aufweist, ist mehrheitlich von offenen Strukturen geprägt.

Hier sei darauf hingewiesen, dass tiefgreifende Erosionstaschen sowohl in den Talflankenbereichen als auch in der Talsohle in eng begrenzten Bereichen in den Felsverband eingreifen können, welche durch die „Nadelstiche“ einer Bohrung mitunter nicht erfasst werden.

Das zentrale Dichtelement wird in Form von DSV-Säulen vom Planum OK Dichtkern zwischen 261,00müA. bis zur Oberkante des Schichtkomplexes SKIIIa hergestellt.

Die Gründung des Dammbauwerkes erfolgt im Bereich der Talsohle auf den Ablagerungen des Schichtkomplexes SKI, auf welchem ein ca. 35cm starker Flächenfilter mit einem kf-Wert von $\geq 1 \cdot 10^{-4}$ m/s aufgebracht wird. Eine Abdichtung des Felsens in der Talsohle durch weiterführende Injektionsmaßnahmen ist nicht vorgesehen.

In den Talflanken wird das auflagernde Lockergestein bis auf den gering zerlegten Felsen treppenförmig abgetragen. Je nach Qualität des Felsens in der Dichtebene des Dammes wären zusätzliche Injektionsmaßnahmen vorgesehen. Im Bereich der orographisch links situierten Betonscheibe, welche als technisch dichter Anschluss zur Flügelmauer des Durchlassbauwerkes dient, sind diese ebenfalls vorgesehen.

Ziel der als Wasser-Zementsuspension eingesetzten Injektionen ist die Abdichtung der aus zerlegten Gneisgestein und Amphibolitlagen bestehenden Felsflanken bzw. eine Verringerung der Durchlässigkeiten auf $\leq 5,0$ Lugeon bis in den Anschluss zum Talboden.

Die Tiefe der Injektionen sind bis 5m in den Felsen geplant. Es ist eine dreireihige Ausführung im Pilgerschrittverfahren in der Querachse des Dammes vorgesehen, mit einem Abstand der Primärbohrungen von 3m und in 1,5m Abstand der einzelnen Reihen. Dazwischen würden die Sekundärbohrungen hergestellt. Zeitlich wären die Herstellungsarbeiten zum Zeitpunkt der 3. und 5. Schüttungsphase vorgesehen.

Zur Spezifizierung der Injektionsparameter sind Injektionsversuche in Form eines Probefeldes vor Ort geplant, welche vor Beginn der eigentlichen Abdichtungsarbeiten zu erfolgen haben.

Folgende Vorgehensweise zur Verbesserung der Erkenntnislage sind in den vorgesehenen Probefeld vorgesehen:

- ▽ Ergänzende Wasserabpressversuche zur genauen Verifizierung der Gesteinsdurchlässigkeit
- ▽ Aufzeichnung der Injektionsdrücke, der eingebrachten Menge des Injektionsgutes und die Durchflußrate je Injektionsphase
- ▽ Verifizierung des Eignung und Eigenschaften des Injektionsgutes
- ▽ Nachweis des Injektionserfolges durch ergänzende Wasserabpressversuche

Im Zuge der Herstellung der Abdichtungsinjektionen in den Talflanken sind folgende Kennwerte bzw. Herstellungsparameter vorgesehen zu bestimmen und zu dokumentieren

- ▽ Vermessung der Bohrpunkte in Lage und Bohrtreue (Bohrlochvermessung)
- ▽ Ergänzende Wasserabpressversuche
- ▽ Aufzeichnung pro Injektionsphase/Injektion der Injektionsdrücke, der eingebrachten Menge an Injektionsgut, der Durchflußrate,
- ▽ Eignung und Eigenschaft des Injektionsgutes
- ▽ Nachweis des Injektionserfolges durch ergänzende Wasserabpressversuche

1.3.5. Erdbeben

Das Projektgebiet kann als nur gering erdbebenbelastet angesehen werden. Die geringen Aktivitäten sind vor allem auf die alten variszisch angelegten Bruch- und Störungsstrukturen, wie z.B. die Diendorferstörung zurückzuführen.

Das zukünftige Absperrbauwerk befindet sich nach der ÖNORM B 4015 in der Zone 2, welche einen Erdbebenkoeffizienten $\varepsilon = 0,061$ und eine horizontale Referenzbodenbeschleunigung von $a_{gr} = 0,60\text{m/s}^2$ aufweist. Von einer Gefährdung für das Bauwerk ist aus geologischer Sicht nicht auszugehen. Die Nachweise zu den Lastfällen mit Erdbeben sind seitens der Gutachter für Statik und Dammbau zu überprüfen und an dieser Stelle auf deren Gutachten verwiesen.

1.3.6. Naturgefahren - Massenbewegungen

Im Zuge der geologischen Datenerhebungen und einer durchgeführten Feldaufnahme wurden 6 Bereiche (1, 2a, 2b, 3, 4a und 4b) ausgewiesen, welche auf alte reliktsche Massenbewegungen hindeuten und abgeschätzte Kubaturen von 100m³ (Bereich 1) bis 95.000m³ (Bereich 4b) aufweisen. Aufgrund der vorliegenden Gefügestrukturen insbesondere der teilweise hangauswärts fallenden Schieferungsflächen ist es, gepaart mit der oberflächennahen Verwitterung und Erosionen, lokal zu einem Abgleiten von Felspartien bzw. Lockergesteinsansammlungen aus Hangschutt entlang dieser Flächen gekommen. Diese können bei Einstau (bis 15m Höhe) des Böschungfußes wieder reaktiviert werden und zu einem Eintrag in den Stauraum führen.

Hinweise auf tiefreichende großvolumige Hangbewegungen wurden nur in den Bereichen 3, 4a und 4b (Gleitflächen 5,0 – 10,0m u. GOK), welche sich ca. 650m (Bereich 3) und 800m (Bereich 4a, 4b) westlich des Dammkörpers in der südlichen Talflanke befinden, gefunden.

Für den Fall von Gesteinseintragungen in den Stauraum im Einstaufall wurden Impulswellenberechnungen ausgeführt. Diese werden im Gutachten von Prof. Marte behandelt und es sei an dieser Stelle auf seine Ausführungen verwiesen.

Weiters ist die Umlegung der Landesstraße L55 gegen Norden und deren Anhebung geplant, wobei keine Hinweise auf Bereiche und Abschnitte von markanten und geologisch bedeutsamen Hanganschnitten den Planungsunterlagen zu entnehmen sind. Dies erscheint aus geologischer Sicht i. S. einer umfassenden Projektprüfung als relevant und wäre noch nachzuführen. Dieser Punkt wird auch seitens des SV für Geotechnik/Dammbau Prof. Marte in seinem Gutachten angesprochen und sei an dieser Stelle auch auf seine dazu getätigten Ausführungen hingewiesen.

1.4. Beurteilung

Bei dem vorliegenden Projekt handelt es sich um einen ca. 125m langen Zonendamm, welcher durch ein Durchlassbauwerk aus Stahlbeton unterbrochen wird. Ein Abschnitt wird überströmbar ausgeführt.

Die Umfang der Erkundungsmaßnahmen erscheint so weit ausreichend. Die geotechnischen Eigenschaften der Lockergesteinssedimente sind durch umfangreiche Laboruntersuchungen erfasst und dargelegt. Der darunter liegende Fels aus Paragneis mit Amphibolit- und Glimmerschieferlagen wurde durch 4 Kernbohrungen erkundet, welche nach Ansicht des Gefertigten, durchaus tiefer abgeteuft werden hätten können, um auch in den tiefer liegenden Gesteinsabschnitten (zumindest bis 15m ab FOK) die Durchlässigkeit zu erfassen. Die Annahme mit zunehmender Teufe geringere Durchlässigkeiten vorzufinden kann mitunter täuschen. Die nur wenigen Versuche in den tieferen Gesteinsabschnitten (KB05-2) zeigen doch deutliche Durchlässigkeiten, welches auf ein umfangreiches Kluffnetz im Gebirgsstock hindeuten.

Grundsätzlich sind im Zuge der Felsfreilegungsarbeiten in den Talflanken die Felsoberflächen einer genauen Prüfung auf deren Eigenschaften zu unterziehen und

bei Antreffen von größeren Verwitterungstaschen diese auszuräumen und mit geeignetem Material zu verfüllen (Magerbeton).

Weiters ist für die vorgesehenen Injektionen, welche aus derzeitiger Sicht nur in den Flankenbereichen bis zum Anschluss zur Talsohle geplant sind, das Probefeld im Hinblick auf die vorliegenden Erkenntnislücken zu planen. Das heißt, dass aus Sicht des Gefertigten, die derzeit vorgesehenen Injektionstiefen von 5m mitunter tiefer in den Felsen auszuführen sind.

Aus derzeitiger Sicht ist eine Durchlässigkeitsverminderung der Felsuntergrundes unterhalb der Talsohle nicht geplant, und ist somit von einer Unterströmung des Absperrbauwerkes aufgrund des vorliegenden Kluftnetzes in dem Kristallin auszugehen. Laut den umfangreichen Berechnungen [44]), wurden, für das jeweilige Betrachtungsszenario, für den Schichtkomplex SKIIIb (Fels angewittert) kf-Werte (horizontal/vertikal) von $1 \cdot 10^{-8} \text{m/s}$ bzw. $5 \cdot 10^{-10} \text{m/s}$ gewählt. Dem Unterfertigten stellt sich hier die Frage inwiefern die Erkenntnisse aus den Durchlässigkeitsversuchen im Fels eingeflossen sind, da dies auf den ersten Blick nicht nachvollziehbar erscheint. Dies wäre in der Sitzung abzuklären.

Aus den o. a. Erläuterungen wären aus fachlicher Sicht, zu einer besseren Beurteilung und Einschätzung des Grund- und Bergwasserspiegelverhaltens, oberstromig zumindest ein Beobachtungspegel und unterstromig 2 Beobachtungspegel vorzusehen.

Nach Prüfung und Beurteilung der vorliegenden Unterlagen ist der Standort, unter Berücksichtigung der fachgerechten Umsetzung der geplanten technischen Maßnahmen, aus geologischer Sicht als geeignet zu beurteilen und kann seitens des Referenten für das Fachgebiet Geologie der Kommission, unter Berücksichtigung und Umsetzung der unter Pkt. 1.5. angeführten Punkte, die Zustimmung empfohlen werden.

1.5. Empfehlungen/Auflagen

- 1. Jegliche freigelegten Felsbereiche sind von einem Geologen detailliert aufzunehmen und zu dokumentieren und im Hinblick auf Zerlegung, Verbandsfestigkeit, Durchlässigkeit und Verwitterung zu beurteilen.**
- 2. Bei Antreffen von tieferreichenden Verwitterungszonen im Zuge des Aufschließens der Felsoberfläche sind diese auszuräumen und mit Magerbeton zu verschließen.**
- 3. Für die Beobachtung des Umströmungsverhaltens des Bauwerkes, wären im Ober- und Unterlauf in Absprache mit dem SV für Dammbau und Geologie/Geotechnik zumindest drei Beobachtungspegel zu situieren.**
- 4. Die im Probefeld geplanten Injektionsversuche vor Beginn der eigentlichen Injektionsarbeiten in den Talflanken sind von einem in der Injektionstechnik versierten Fachmann zu begleiten.**
- 5. Aufbauend auf den aus den Versuchsinjektionen gewonnenen Erkenntnissen ist für die weiterführenden Injektionsarbeiten ein detailliertes**

Injektionskonzept zu erstellen, welches unter anderem Angaben zu den Abbruchkriterien (Druck-/Mengenkriterium) zu beinhalten hat. Dieses ist im Zuge der Umsetzung von einem in der Injektionstechnik versierten Fachmann laufend zu überprüfen.

- 6. Für jegliche Art der Injektionsarbeiten ist eine geeignete Injektionsausrüstung zu wählen, welche auch die automatische Aufzeichnung sämtlicher relevanten Injektionsparameter ermöglicht.***
- 7. Alle freigelegten Gründungsflächen inklusive der Aushubsohlen für jegliche Betonbauwerke (Durchlassbauwerk, Stollen, etc.) sind seitens eines im Dammbau erfahrenen Baugeologen zu dokumentieren und von dem Projektsgeotechniker abzunehmen und freizugeben.***
- 8. Die im Zuge der Trassenumlegung der Landesstraße 55 vorgesehenen Eingriffe in die Hanggeometrie sind in der Planung noch darzustellen und die betreffenden Standsicherheitsnachweise zu erbringen.***
- 9. Die detaillierte geologische und geotechnische Dokumentation ist den Kollaudierungsunterlagen beizulegen.***



Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn.

Roman Marte

Allgemein beeidigter und gerichtlich zertifizierter
Sachverständiger für Bodenmechanik/Grundbau

A – 8045 Graz

Am Pfangberg 113A

email: roman.marte@tugraz.at

Hochwasserschutzanlage Langenlois

Rückhaltebecken Sirnitzbach

Stadtgemeinde Langenlois

Rathausstraße 2

3550 Langenlois

Stellungnahme des Referenten für Dammbau

erstellt im Auftrag der Österreichischen Staubeckenkommission

 **Bundesministerium**
Nachhaltigkeit und
Tourismus

Graz, am 13.05.2021

INHALTSVERZEICHNIS

HOCHWASSERSCHUTZANLAGE LANGENLOIS	1
RÜCKHALTEBECKEN SIRNITZBACH	1
STELLUNGNAHME DES REFERENTEN FÜR DAMMBAU	1
INHALTSVERZEICHNIS	2
1. VERANLASSUNG UND ALLGEMEINES	3
1.1. VERANLASSUNG	3
1.2. ALLGEMEINES	4
2. PROJEKTUNTERLAGEN UND PROJEKTDATEN	5
2.1. PROJEKTUNTERLAGEN	5
2.2. DAMMBAUTECHNISCHE HAUPTDATEN	6
3. BEFUND UND GUTACHTEN	7
3.1. GELÄNDE-; UNTERGRUND-; UND GRUNDWASSER-VERHÄLTNISSE	7
3.1.1. Geländebeziehungen	7
3.1.2. Untergrund- und Grundwasserverhältnisse	7
3.2. DAMMAUFBAU, DAMMAUFSTANDSFLÄCHE, SPEICHER-ABDICHTUNG UND DRAINAGIERUNG	12
3.2.1. Dammaufbau	12
3.2.2. Dammaufstandsfläche, Baugrundverbesserungsmaßnahmen	16
3.2.3. Drainagierungsmaßnahmen, Durchströmungsberechnungen und Erosionsstabilität des Untergrundes	16
3.2.4. Zentrales Dichtelement	19
3.2.5. Herstellungskonzept und Bauablauf für den Abschlussdamm	21
3.3. DURCHLASSBAUWERK	24
3.4. TOSBECKEN	27
3.5. HOCHWASSERENTLASTUNG	27
3.6. STANDSICHERHEITSUNTERSUCHUNGEN UND SONSTIGE GEOTECHNISCHE BERECHNUNGEN	28

3.6.1.	Abschlussdamm	28
3.6.2.	Kombination der Einwirkungen - Lastfallklassen	36
	Lastfallklasse I - Planmäßige Einwirkungen (Regellastfälle).....	36
	Lastfallklasse II - Außerplanmäßige Einwirkungen (Ausnahmelastfälle)	36
	Lastfallklasse III - Extreme Einwirkungen (Sonderlastfälle)	36
	Erdbeben	37
3.6.3.	Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen	37
3.7.	UMLEGUNG DER LANDESSTRAÙE L55.....	51
3.7.1.	Massen- und Hangbewegungen	51
3.8.	SONSTIGE FÜR DIE SICHERHEIT DES SPEICHERBAUWERKES RELEVANTE ASPEKTE.....	53
3.8.1.	Massen- und Hangbewegungen	53
3.9.	QUALITÄTSSICHERUNGSMASSNAHMEN IN DER BAU- UND BETRIEBSPHASE, MESS- UND BEOBACHTUNGSEIN-RICHTUNGEN.....	56
3.9.1.	Setzungsmessungen während der Dammerstellung	56
3.9.2.	Eignungsprüfungen für die mineralischen Baustoffe	57
3.9.3.	Prüfplan Dammschüttung	58
3.9.4.	Planungs- und Bautechnische Hinweise	58
4.	ZUSAMMENFASSUNG U. AUFLAGENEMPFEHLUNGEN	60

1. VERANLASSUNG UND ALLGEMEINES

1.1. Veranlassung

Für den Hochwasserschutz von Langenlois soll zwischen Lengelfeld und Langenlois am Sirnitzbach ein Rückhaltebecken mit einem HQ-100 Bemessungsspeichervolumen von ca. 660.000 m³ (und einem Speichervolumen für das Spitzenhochwasser SHQ-4h von ca. 810.000m³) errichtet werden. Das bis zu ca. 18 m hohe Dammbauwerk [3] sperrt das Tal des Sirnitzbaches zur Gänze ab, so dass eine Höherlegung und teilweise Verschiebung der Landesstraße L55 an die nördliche Talflanke geplant ist. Der Speicherraum wird durch den Abschlussdamm, die seitlichen Talflanken sowie den Talboden abgeschlossen.

Das Einreichprojekt wurde von der GWCC – INTERVAL ZT GmbH, Wien ausgearbeitet. Die geologisch/geotechnische und dammbautechnische Bearbeitung erfolgte durch die GEO TEST, Institut für Erd- und Grundbau GmbH.

Prof. Marte wurde von der Geschäftsführung der Staubeckenkommission zum Berichtersteller für das Fachgebiet Dammbau bestellt. Im gegenständlichen SV-Gutachten wird deshalb auf das Thema des Dammbaus, der im Zuge des Dammbaus geplanten Spezialtiefbaumaßnahmen sowie die Dammbauwerke für die Umlegung der Landesstraße L55 eingegangen. Für die Prüfung des Grundablassbauwerks aus Stahlbeton wurde ein eigener Sachverständiger (Dr. Suda) bestellt. Hinsichtlich der detaillierten Untergrundbeschreibung wie auch der geplanten Injektionen wird auf die Einreichunterlagen und hinsichtlich der diesbezüglichen Überprüfungen auf das SV-Gutachten von DI Andreas Bilak (Fachgebiet Baugeologie) verwiesen.

1.2. Allgemeines

Das geplante Hochwasserrückhaltebecken Sirnitzbach kommt zwischen Lengelfeld und Langelois im Bereich des ca. West – Ost verlaufenden Tales der Sirnitz zu liegen. Die in diesem Bereich am nördlichen Hangfuß verlaufende Landesstraße L55 wird im Bereich des geplanten Hochwasserschutzdammes auf die nördliche Talflanke angehoben und an der Hangböschung, seitlich des Dammbauwerkes vorbeigeführt. Das Fassungsvermögen des Rückhaltebeckens beträgt ca. 810.000 m³. Die max. Dammhöhe beträgt ca. 18 m und die Länge der Dammkrone beträgt von der südlichen zur nördlichen Talflanke ca. 118 m.

Die Böschungsneigungen des Dammes sind wasserseitig mit 1:2,5 (= 21,8°) mit zwei 4,0 m breiten Zwischenbermen, sodass sich eine mittlere Neigung von ca. 18,5° ergibt und luftseitig mit 1:3 (= 18,4°) geplant. Ca. im nördlichen Drittel der Dammkrone ist das Durchlaßbauwerk aus Stahlbeton angeordnet. Der Damm bzw. die Dammkrone wird vom Durchlassbauwerk bis nahe der südlichen Einbindung der Dammkrone an das Urgelände überströmbar ausgeführt. Luftseitig werden hierfür in Beton verlegte Wasserbausteine und ein Tosbecken am Dammfuss errichtet.

Am 24.01.2020 fand eine Sachverständigenbesprechung mit Lokalaugenschein gemeinsam mit Bauherrnvertreter, Planungsteam sowie Vertretern der Staubeckenkommission statt. Weiters fand am 09.04.2021 eine Video-Besprechung zwischen Bauherrnvertreter, Planungsteam sowie Vertretern der Staubeckenkommission statt. Im Zuge dieser Begehungen und Besprechungen wurden zwischen Planungsteam und SV für Geologie, Wasserbau, Statik und Dammbau der Staubeckenkommission wesentliche geotechnische und dammbautechnischen Sachverhalte des geplanten Speicherstandortes diskutiert und abgestimmt.



Abb.1 Talboden des zukünftig geplanten Hochwasserschutzdammes bzw. Rückhaltebeckens

2. PROJEKTUNTERLAGEN UND PROJEKTDATEN

2.1. Projektunterlagen

Seitens des Projektanten, der GWCC – INTERIVAL ZT GmbH, wurden die Projektunterlagen „Hochwasserschutz Langenlois – Einreichprojekt“ für die Staubeckenkommission – dem Referenten für Dammbau mit März 2021 bzw. überarbeitete Unterlagen mit Anfang Mai 2021 zugestellt. Die wesentlichen Projektunterlagen, die dem gegenständlichen SV-Gutachten zugrunde liegen, sind im Folgenden auszugsweise aufgelistet:

- [1] Hochwasserschutz Langenlois – Bereich 1, Rückhaltebecken Sirnitzbach – Allgemeine Projektunterlagen
- [2] Geologischer Bericht; Hochwasserschutz Langenlois – Bereich 1, Rückhaltebecken Sirnitzbach; Berichtsnummer: DA2913/B6b/HAD; GEO TEST, Institut für Erd- und Grundbau GmbH, April 2021
- [3] Geotechnischer Untersuchungsbericht; Hochwasserschutz Langenlois – Bereich 1, Rückhaltebecken Sirnitzbach; Berichtsnummer: DA2913/B6a/HOE; GEO TEST, Institut für Erd- und Grundbau GmbH, Februar
- [4] Geotechnischer Bericht; Hochwasserschutz Langenlois – Bereich 1, Rückhaltebecken Sirnitzbach; Abschlussdamm; Berichtsnummer:

- DA2913/B6c/HOE GEO TEST, Institut für Erd- und Grundbau GmbH, April 2021
- [5] Geotechnischer Bericht; Hochwasserschutz Langenlois – Bereich 1, Rückhaltebecken Sirnitzbach; Abschlussdamm: Anlage 2 – Zusätzliche Bodenmechanische Laborversuche und Geotechnische Berechnungen; Berichtsnummer: DA2913/B6c/HOE GEO TEST, Institut für Erd- und Grundbau GmbH, April 2021
 - [6] Abschlussdamm – DA2913/B5c/HOE; Anlage 3 – Regelprofil 1, Talsohle; Geologischer Bericht; Hochwasserschutz Langenlois – Bereich 1, Rückhaltebecken Sirnitzbach; GEO TEST, Institut für Erd- und Grundbau GmbH, 25.02.2021
 - [7] Abschlussdamm – DA2913/B5c/HOE; Anlage 1 – Lage der Aufschlüsse und Profile; Hochwasserschutz Langenlois – Bereich 1, Rückhaltebecken Sirnitzbach; GEO TEST, Institut für Erd- und Grundbau GmbH, 19.02.2021
 - [8] Ergänzung zum Geotechnischen Bericht – Hochwasserschutz Langenlois - Bereich 1, Rückhaltebecken Sirnitzbach, Dokument DA2913/B6f/HOE, Mai 2021
 - [9] Sachverständigenbegehung Österreichische Staubeckenkommission, Hochwasserschutz Langenlois, 24.01.2020 sowie Videokonferenz zur Projektbesprechung am 09.04.2021

2.2. Dammbautechnische Hauptdaten

Dammkrone – Überströmbereich	275,00 m ü.A.
Dammkrone – Nicht Überströmungsbereich und Anschluss an die Talflanken	278,00 m ü.A.
SHQ-4h:	276,25 m ü. A.
BHQ-4h:	276,05 m ü. A.
HQ100S-18h:	275,00 m ü. A.
Breite der Dammkrone im Überlaufbereich	12,50 m
Breite der Dammkrone im Nicht-Überlaufbereich	4,00 m
OK Tosbecken (luftseit. Dammfuss)	257,00 m ü. A.
Gesamtinhalt	810.000 m ³
größte Dammhöhe über Dammfuß	ca. 18,0 m
Dammböschung Luftseite	1:2,5 (21,8°)
mit z 4,0 m breiten Zwischenbermen	1:2,5 (21,8°)

Dammböschung Wasserseite (max.)

1:3 (18,4°)

3. BEFUND UND GUTACHTEN

3.1. GELÄNDE-; UNTERGRUND-; UND GRUNDWASSER- VERHÄLTNISSE

Wie bereits eingangs erläutert wird hinsichtlich der detaillierten Beschreibung der Gelände- und Untergrundverhältnisse auf die Einreichunterlagen GWCC – INTERIVAL ZT GmbH, insbesondere auf die geologisch/geotechnische und dammbautechnische Bearbeitung durch die GEO TEST, Institut für Erd- und Grundbau GmbH verwiesen.

3.1.1. Geländeverhältnisse

Wie in Abb.1 dargestellt wird das geplante Rückhaltebecken im sanft von West nach Ost verlaufenden Talboden der Sirnitz errichtet. Der Talboden weist im Projektgebiet eine Breite von ca. 250 bis 300 m auf. Entsprechend den Projektunterlagen (Geologischer Bericht, Dokument DA2913/B6b/HAD) weist die nördliche Talflanke eine Neigung von ca. 15 bis 45 ° auf und ist über weite Bereiche durch Terrassen bzw. Anrisse abgestuft. Die orografisch rechte (südliche) Talflanke ist durch eine Hangneigung von ca. 25 ° bis zu 45 ° (lokal begrenzt auch steiler) gekennzeichnet, die nach oben abflacht. In der nördlichen Talflanke mündet ein Graben in den Talboden (Bach von Mittelberg). In der südlichen Talflanke ist jeweils ein Graben vor und hinter dem Dammbauwerk erkennbar. In Abhängigkeit der Witterungsverhältnisse ist für diese Gräben von einer temporär begrenzten Wasserführung auszugehen.

3.1.2. Untergrund- und Grundwasserverhältnisse

Zwischen Oktober 2018 und Februar 2020 wurden entsprechend [3] folgende Bodenaufschlüsse zur Erkundung des Untergrundes im Projektgebiet durchgeführt:

Abschlussdamm - Talsohle

Aufschlussstellen 4 bis 15 und 55 bis 57

15 Rammsondierungen DPH (ca. 5,3 bis 10,5 m u. GOK)

7 Flügelsondierungen (ca. 1,75 bis 3,75 m u. GOK)

9 Schürfgruben SCH (ca. 2,7 bis 4,0 m u. GOK)

2 Rammkernsondierungen RKS (ca. 8,0 und 9,7 m u. GOK)

3 Kernbohrungen KB (ca. 9,5 und 16,2 m u. GOK)

2 GW-Pegel PE, DN100

Retentionsraum - Talsohle

Aufschlussstellen 23 bis 33, 42 bis 44, 47 und 50a

5 Rammsondierungen DPH (ca. 6,5 bis 8,9 m u. GOK)

11 Schürfgruben SCH (ca. 3,3 bis 4,0 m u. GOK)

Talflanken

Aufschlussstellen 1 bis 3, 16 bis 22, 35 bis 41, 42a bis 44d, 45 bis 46 und 48a bis 54

16 Rammsondierungen DPH (ca. 1,6 bis 3,2 m u. GOK)

13 Rammsondierungen DPL (ca. 0,7 bis 1,3 m u. GOK)

12 Schürfgruben SCH (ca. 0,1 bis 2,3 m u. GOK)

1 Kernbohrung KB (ca. 5,0 m u. GOK)

1 GW-Pegel PE, DN100

Die Lage der Aufschlüsse ist im Lageplan in [7] dargestellt.

Hinsichtlich der geologischen Verhältnisse wird auf den Geologischen Bericht der GEO TEST (Dokument DA2913/B6b/HAD) bzw. auf den geologischen Bericht von DI. Andreas Bilak (Referent für Geologie) verwiesen.

Der Festgesteinsuntergrund im Projektgebiet wird laut Projektunterlagen durch Paragneise der Raabs-Einheit, Bestandteil des kristallinen Grundgebirges der Böhmisches Masse, mit Einschaltungen von Quarzit, Kalksilikatgneis, Marmor und Amphibolit gebildet. Der Festgesteinsuntergrund ist für das gegenständliche Projekt einerseits als Basis unter einer ca. 10 m mächtigen Lockergesteinsüberlagerung unterhalb des Dammbauwerkes u.A. im Hinblick auf Abdichtungsmaßnahmen von Bedeutung, andererseits auch in den Anschlussbereichen des Dichtkerns bzw. der Dichtungswand des Dammbauwerkes an die Talflanken. Hierbei spielen vor allem mögliche Um-/Unterläufigkeiten unter dem Dichtkern bzw. dem Anschluss der Dichtungswand an das (in den Übergangszonen aufgelockerte bzw. teilweise geklüftete) Festgestein eine Rolle.

Hinsichtlich der vertieften Beschreibung der geologischen Untergrundverhältnisse wird auf die Projektunterlagen verwiesen.

Im Geologischen Bericht (Dokument DA2913/B6b/HAD) Kap.6.5, Kap.7.3 wird von (seichten) Rutschungen in den Einhängen des Stauraumes berichtet. Im Zuge des Einstaus und der (raschen) Absenkung während/nach Hochwasserereignissen könnte es zu einer Reaktivierung derartiger (seichter) Rutschereignisse und einem Einfahren in den Stauraum kommen. In den Projektunterlagen wurden detaillierte Untersuchungen von Flutwellenereignissen (Geologischen Bericht, Dokument DA2913/B6b/HAH, Kap.8) unter Zugrundelegung von rasch ablaufenden Rutschereignissen durchgeführt und deren Auswirkung auf das Dammbauwerk untersucht. Auf diesen Aspekt wird weiter unten noch detaillierter eingegangen.

Die im Talboden angetroffenen Lockergesteine bestehen unter einer bis zu ca. 0,5 m mächtigen Mutterbodenschicht aus Wechsellagerungen von bindigen und

nichtbindigen Bodenschichten. Unter der Mutterbodenschicht folgen i.A. bis zu mehreren Metern mächtige bindige Bodenschichten (oberflächennah steife bis halbfeste (Schichtkomplex SKIa), darunter i.A. weiche – örtlich breiige Konsistenz (Schichtkomplex SKIb)). Darunter folgen nicht bindige Zwischenlagen (SKIIa bzw. SKIIb), die nicht in allen Aufschlüssen angetroffen wurden – z.B. Abb.2 – linkes Bild.

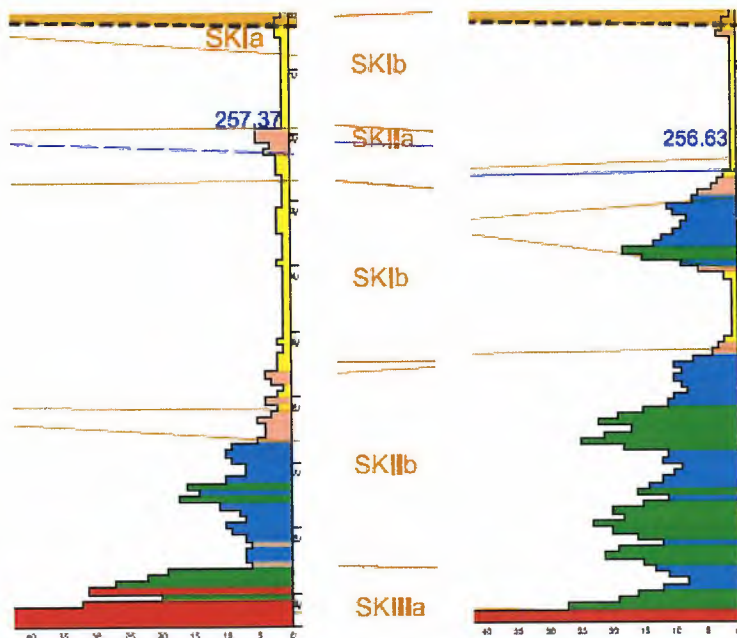


Abb.2: Auszug aus Plan Anlage 3, Regelprofil 1 (DA2913/B6c/HOE) Ergebnisse Rammsondierungen (DPH-SCH 08 – linkes Bild und DPH 13 – rechtes Bild)

Sodann wurden i.A. wieder bindige weiche Zwischenschichten SKIIb angetroffen bevor wiederum die nicht bindige Bodenschicht Schichtkomplex SKIIb – angezeigt durch eine Zunahme des Rammwiderstandes, wie in Abb.2 dargestellt. Darunter folgt Schichtkomplex SKIIIa, welche den Übergangsbereich in das Festgestein darstellt (aufgelockerter, verwitterter Felsübergangszone). Darunter folgt sodann das i.A. gering zerlegte, gering verwitterte Festgestein (SKIIIb – in Abb.2 nicht dargestellt). Eine charakteristische Darstellung dieses Schichtwechsels ist in Abb.2 in Form der Ergebnisse der schweren Rammsonde DPH (DPH-SCH 08 – linkes Bild und DPH 13- rechtes Bild – Auszug aus Plan Anlage 3, Regelprofil 1, Dokument DA2913/B6c/HOE) dargestellt.

Aus dem Geotechnischen Untersuchungsbericht (DA2913/B6a/HOE) wurde die folgende Zusammenfassung der maßgebenden Eigenschaften für die genannten Schichtkomplexe entnommen:

Schichtenkomplex SKIa:

Bodenart: schwach plastische bis mittelplastische Schluffe und Tone mit unterschiedlichem Sandgehalt (Feinmittelsand), tw. schwach feinmittelkiesig

Zustand/Lagerungsdichte: steif bis halbfest

Bodenklasse: Si,L; Cl,L; Si,M und Cl,M

Zusammendrückbarkeit: sehr stark

Tragfähigkeit: mäßig

Wasserdurchlässigkeit: gering bis sehr gering

Schichtenkomplex SKIb:

Bodenart: nicht plastische Schluffe, schwach plastische bis mittelplastische Schluffe und Tone mit unterschiedlichem Sandgehalt (Feinmittelsand), tw. geringen Kiesanteilen,

Sande und Kiese mit (mittleren) hohen Feinkornanteilen

Zustand/Lagerungsdichte: breiig - weich bis weich - steif

Bodenklasse: Si,N; Si,L; Si,M; Cl,L; Cl,M; si Sa; Si/Sa; cl Sa; Cl/Sa; si Gr; Si/Gr; cl Gr; Cl/Gr

Zusammendrückbarkeit: sehr stark

Tragfähigkeit: sehr gering

Wasserdurchlässigkeit: gering

Schichtenkomplex SKIIa:

Bodenart: Sande und Kiese, Sand-Kiesgemische mit sehr geringen bis geringen Feinkornanteilen, vereinzelt kiesige Anschüttungen mit Fremdstoffen bis zu ca. 20% im oberflächennahen Bereich

Zustand/Lagerungsdichte: sehr locker bis locker

Bodenklasse: si' Sa; cl' Sa; Gr,I; Gr,W; si' Gr; cl' Gr

Zusammendrückbarkeit: stark bis mäßig

Tragfähigkeit: gering bis mäßig

Wasserdurchlässigkeit: stark bis mittel

Schichtenkomplex SKIIb:

Bodenart: Sande und Kiese, Sand-Kiesgemische mit sehr geringen bis mittleren Feinkornanteilen

Zustand/Lagerungsdichte: mitteldicht bis sehr dicht

Bodenklasse: Sa,I; Sa,W; si' Sa; si Sa; cl' Sa; cl Sa; Gr,I; Gr,W; si' Gr; cl' Gr; si Gr;
cl Gr

Zusammendrückbarkeit: mäßig bis sehr gering

Tragfähigkeit: mäßig bis sehr hoch

Wasserdurchlässigkeit: stark bis mittel

Schichtenkomplex SKIIIa:

Fels: Paragneis mit Amphibolitlagen, Verband mittel bis stark gestört

Zustand: verwittert bis angewittert, mäßige mineralische Bindung

Zusammendrückbarkeit: sehr gering bis nahezu nicht zusammendrückbar

Tragfähigkeit: sehr hoch in Abhängigkeit von Kluft- und Trennflächen

Wasserdurchlässigkeit: stark bis gering

Schichtenkomplex SKIIIb:

Fels: Paragneis mit Amphibolitlagen, intaktes anstehendes Festgestein

Zustand: angewittert bis unverwittert, gute bis sehr gute mineralische Bindung

Zusammendrückbarkeit: nicht zusammendrückbar

Tragfähigkeit: sehr hoch in Abhängigkeit von Kluft- und Trennflächen

Wasserdurchlässigkeit: sehr gering bis wasserundurchlässig in Abhängigkeit von Kluft- und Trennflächen

Im Bereich der nördlichen Talflanken wurden im Übergangsbereich zur Talsohle kiesige Bodenmaterialien des Schichtenkomplexes SKIIa und SKIIb bis zu ca. 3 m unter GOK über dem Schichtenkomplex SKIIIa aufgeschlossen. Bei der teilweise terrassenförmigen nördlichen Talflanke verringern sich die Lockergesteinsüberlagerungen bis auf 1,7 m. Im Bereich der südlichen Talflanke folgen die Materialien des Schichtenkomplexes SKIIIa unter der Mutterbodenschicht bzw. liegen diese direkt an der Geländeoberfläche vor. Teilweise können geringmächtig auch Materialien des Schichtenkomplexes SKIa und SKIb auftreten.

Grund- und Schichtwasserverhältnisse:

Talsole: In den Projektunterlagen werden insbesondere die Zwischenlagen aus den sandigen und kiesigen Bodenmaterialien der Schichtenkomplexe SKIIa und SKIIb als wasserführende Schichten beschrieben. Die feinkörnigen Bodenmaterialien des Schichtenkomplexes SKIb sind unterhalb des (freien) Grundwasserspiegels als (weitestgehend) gesättigt, jedoch für einen relevanten Grundwasserstrom als zu

gering durchlässig einzustufen. Sie „trennen“ die durchlässigeren Zwischenschichten SKIIa bzw. SKIIb, wobei eine Kommunikation dieser in verschiedenen Tiefen angetroffenen Sand-Kies dominierten Schichten nicht ausgeschlossen werden kann. In den Projektunterlagen (Dokument DA2913/B6a/HOE) wurden Grundwasserstände von ca. 1,9 bis 3,3 m unter GOK, gemessen zwischen Oktober 2018 bis März 2019, beschrieben. Teilweise (bzw. temporär) kann auch gering gespanntes Grundwasser (Grundwasseranstieg um ca. 0,5 m im Aufschluss SCH10) vorliegen.

Talflanken: Laut Projektunterlagen konnten in den Talflanken im Untersuchungszeitraum keine Hang- bzw. Schichtwasserzutritte beobachtet werden.

***Bewertung durch den SV für Dammbau:** Der geplante Standort für das Rückhaltebecken wird hinsichtlich der vorliegenden Gelände- und Untergrundverhältnisse grundsätzlich als geeignet angesehen (In diese Beurteilung fließen auch die im Folgenden noch diskutierten Randbedingungen und Bewertungen ein).*

3.2. DAMMAUFBAU, DAMMAUFSTANDSFLÄCHE, SPEICHER-ABDICHTUNG UND DRAINAGIERUNG

3.2.1. Dammaufbau

Beim gegenständlichen Dammbauwerk handelt es sich um einen Zonen-Schüttdamm der aus zugeführtem Bodenmaterial errichtet werden soll. Die geometrischen Eckdaten des Schüttdammes wurden bereits einleitend angeführt. Unterhalb des zentralen Erddichtkerns ist eine aus überschnittenen DSV-Säulen zu errichtende Dichtwand geplant, die laut Projektunterlagen bis an/in die Felsübergangszone (Schicht SKIIIa) reicht. Die DSV-Säulen sind dicht an das nördliche Hochwasserentlastungsbauwerk und im Bereich der Südflanke an die geplante Betonscheibe anzubinden.

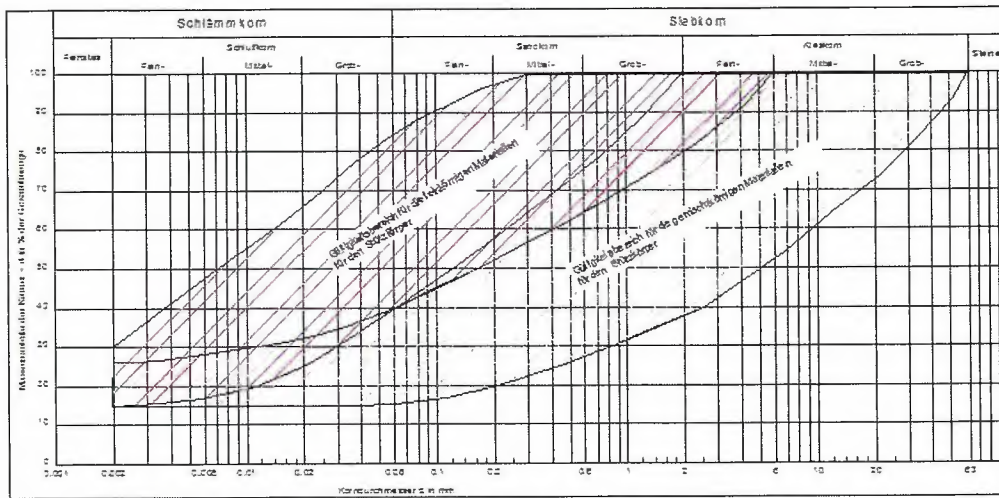
Ein Injektionsdichtschirm in den Felsuntergrund ist falls erforderlich nur im Übergang zu den Felsflanken im südlichen und nördlichen Talrandbereich vorgesehen. Die Beurteilung des Erfordernisses soll laut Planunterlagen im Zuge der Bauarbeiten während der Freilegung der genannten Flankenbereiche erfolgen. Die eingehendere Prüfung der Injektionsmaßnahmen erfolgt durch den SV für Geologie, DI Bilak.

Die genaue Herkunft der Dammschüttmaterialien und somit auch deren spezifischen Eigenschaften sind noch nicht bekannt. Im Projekt wurde eine funktionale Beschreibung hinsichtlich der erforderlichen Eigenschaften der Erdschüttmaterialien vorgenommen.

Der zonenartige Aufbau des Dammkörpers ist im Regelprofil 1, Anlage 3, DA2913/B6c/HOE dargestellt. Von der Wasserseite zur Luftseite sieht der Dammaufbau folgende Zonen vor, deren Eigenschaften/Anforderungen im zuvor angeführten Plan wie folgt definiert sind:

- Humusschicht mit 0,3 m Mächtigkeit.
- Belastungskörper wasserseitig: gut und weit gestufte grobkörnige Kiese (Feinkornanteil < 5%); entsprechend ÖNORM B 4400-1 Tabelle A.1; Wasserdurchlässigkeit $k_f \geq 1,0 \times 10^{-4}$ m/s; Verdichtungsgrad DPR ≥ 98 bis 100%

Bereiche für die Körnungsbänder (Stützkörper)



Gültigkeitsbereich für den Durchgang 0,40 mm für den Stützkörper

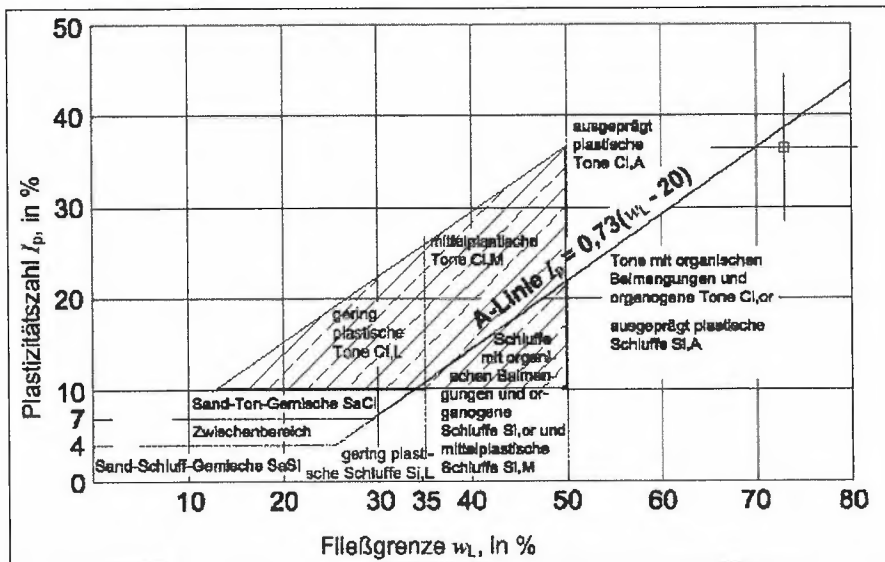


Abb.3.: Auszug (Abb.5) aus Dokument DA2913/B6c/HOE, Kap.8.6.

- Stützkörper: gut und weit gestufte gemischtkörnige und schwach bis mittelplastische Bodenmaterialien entsprechend ÖNORM B 4400-1 Tabelle A.1 und A.2

gut und weit gestufte gemischtkörnige Bodenmaterialien:

Verdichtungsgrad DPR ≥ 98 bis 100%

Coulomb'sche Scherparameter $\phi' \geq 32,5^\circ$, $c \geq 2,5 \text{ kN/m}^2$

organischer Anteil VGI bzw. DVGI $\leq 5,0 \%$

schwach bis mittelplastische feinkörnige Bodenmaterialien:

Verdichtungsgrad DPR ≥ 95 bis 97%

Coulomb'sche Scherparameter $\phi' \geq 27,5^\circ$, $c \geq 12,5 \text{ kN/m}^2$

organischer Anteil VGI bzw. DVGI $\leq 5,0 \%$

Für das Stützkörpermaterial werden im Geotechnischen Bericht (Dokument DA2913/B6c/HOE) folgende Körnungsbänder (Abb.3) als mögliches Schüttmaterial angeführt:

Anmerkung durch den SV für Dammbau: *Bezüglich der Eigenschaften und vorgegebenen Kennwerte für das Stützkörpermaterial erfolgt weiter unten noch eine eingehende Diskussion.*

- Dichtkern: gut und weit gestufte gemischtkörnige (Feinkornanteil $> 30\%$) und schwach bis mittelplastische Bodenmaterialien entsprechend ÖNORM B 4400-1 Tabelle A.1 und A.2
Plastizitätszahl $I_p \geq 15\%$
Wasserdurchlässigkeit $k_f \leq 1,0 \times 10^{-8} \text{ m/s}$
Verdichtungsgrad DPR ≥ 95 bis 100% in Abhängigkeit der Bodenart
organischer Anteil VGI bzw. DVGI $\leq 5,0 \%$
- Zur Luftseite hin folgt sodann wieder Stützkörpermaterial wie oben beschrieben
- Sodann folgt zur Luftseite hin unterhalb der in Beton verlegten Grobsteinschichtung (Hochwasserüberlauf-Gerinne) eine ca. 50 cm dicke Kieslage: gut und weit gestufte grobkörnige Kiese mit Feinkornanteil $< 5,0 \%$ entsprechend ÖNORM B 4400-1 Tabelle A.1; Verdichtungsgrad DPR ≥ 98 bis 100%

Zu diesen Erdmaterial – Schüttzonen kommen sodann noch Drainageschichten - bzw. Drainagelagen z.B. im Bereich der Dammaufstandsfläche zur Ausführung. Die einzelnen Zonen sind i.A. durch geotextile Trennvliese voneinander getrennt.

Bewertung durch den Referenten für Dammbau: *Da die detaillierten Dammschüttmaterialien noch nicht bekannt sind, ist eine eingehende Bewertung durch den SV für Dammbau nicht möglich. Die in den Einreichunterlagen beschriebenen, und oben zusammengefassten Spezifikationen für die Anforderungen an die Materialeigenschaften sind mit Ausnahme des kohäsiven*

„sets“ für das Stützkörpermaterial grundsätzlich plausibel. **Für das Parameterset schwach bis mittelplastische feinkörnige Bodenmaterialien, mit Scherparameter $\varphi' \geq 27,5^\circ$ und $c \geq 12,5 \text{ kN/m}^2$, ist die angeführte charakteristische Kohäsion, welche auch in die Standsicherheitsberechnungen Eingang findet, aus Sicht des SV für Dammbau zu hoch.** Um die genannte Kohäsion von $12,5 \text{ kN/m}^2$ als auf der „vorsichtigen Seite“ gewählten rechnerischen Kennwert sicherstellen zu können, ist baupraktisch eine Kohäsion von $> 15 \text{ kPa}$ zu erreichen bzw. nachzuweisen. Und dies ist für ein verdichtetes, feinkörniges Schüttmaterial aus Sicht des SV ein zu hoher Wert.

Vorgabe durch den SV für Dammbau: Die genannte Kohäsion von $12,5 \text{ kPa}$ ist im Zusammenhang mit $\varphi' \geq 27,5^\circ$ auf einen Wert von max. $7,5 \text{ kPa}$ zu begrenzen. Diese Vorgabe wurde vom Projektanten durch seine Nachreichung vom Mai 2021 (Sachverständigenbegehung Österreichische Staubeckenkommission, Hochwasserschutz Langenlois, 24.01.2020 sowie Videokonferenz zur Projektbesprechung am 09.04.2021), in dem die Standsicherheitsberechnungen mit adaptierten Kennwerten überarbeitet wurden berücksichtigt.

Auf diesen Aspekt wird auch weiter unten, im Kapitel Standsicherheitsberechnungen, noch einmal detaillierter eingegangen.

Da eine allgemeine und gleichzeitig ausreichend spezifische Beschreibung der Schüttmaterialien schwierig ist und nach derzeitigem Kenntnisstand ein Herstellungszeitraum des Dammbauwerkes über ca. 4 Jahre geplant ist, ist davon auszugehen, dass auch innerhalb gleicher Dammszonen teilweise unterschiedliche Quellen (und somit Eigenschaften) des Schüttmaterials möglich sind, wird jedenfalls eine intensiviertere geotechnisch-dammbautechnische Prüf- und Kontrolltätigkeit als Auflage für die weitere Planung und Baubegleitung definiert. Diese hat die Eignung der Dammschüttmaterialien aus (voraussichtlich) verschiedenen Entnahmestandorten, insbesondere auch die Abstimmung der Materialien innerhalb und zwischen verschiedenen Zonen zu prüfen und zu bewerten. Begleitend sind eine ausreichende Anzahl an Laborversuchen und Insitu-Versuchen zur Eignungsprüfung und Qualitätssicherung hinsichtlich Festigkeit, Durchlässigkeit, Verdichtbarkeit und Verdichtungsgrad etc. durchzuführen. Gegebenenfalls sind auch ergänzende Standsicherheitsberechnungen durchzuführen.

Auflage: Für die derzeit im Detail noch nicht bekannten Dammschüttmaterialien ist vor Baubeginn und baubegleitend eine ausreichende Anzahl an Laborversuchen und Insitu-Versuchen zur Eignungsprüfung und Qualitätssicherung hinsichtlich Festigkeit, Durchlässigkeit, Verdichtbarkeit und Verdichtungsgrad etc. durchzuführen. Gegebenenfalls sind auch ergänzende Standsicherheitsberechnungen durchzuführen und die Standsicherheit des Bauwerkes für alle relevanten Lastfälle nachzuweisen.

3.2.2. Dammaufstandsfläche, Baugrundverbesserungsmaßnahmen

Hinsichtlich der Dammaufstandsfläche wird im Geotechnischen Bericht der GEO TEST (Dokument DA2913/B6a/HOE) sinngemäß wie folgt ausgeführt: Bei den Aufschlüssen wurden im Bereich der Talsohle unterhalb der Mutterbodenschicht feinkörnige Bodenmaterialien im weichen Zustand (Schichtenkomplexes SKIb) aufgeschlossen. Teilweise kann im oberflächennahen Bereich des Abschlussdammes auch ein steifer bis halbfester Zustand vorliegen. Unter dem Dammbauwerk sind jedenfalls maßgebliche (Konsolidations-) Setzungen zu erwarten. Für den Dammbau ist nach Abtrag der Mutterbodenschicht ein Arbeitsplanum herzustellen. Das Arbeitsplanum ist als stark bis mittel durchlässige Flächendränage auszuführen, die der Beschleunigung der Konsolidation der feinkörnigen Bodenschichten dient. Zur Schaffung entsprechender Bettungsbedingungen sind im Bereich des Tosbeckens Rüttelstopfsäulen aus Kies einzubauen. Die Flächendränage über den Rüttelstopfsäulen übernimmt hierbei auch die Funktion der Lastausgleichsschicht.

Die Konsolidierungssetzungen durch die Auflast des Dammbauwerkes werden in den Planungsunterlagen der GEO TEST (vom April 2021) mit bis zu ca. 0,5 m abgeschätzt.

3.2.3. Drainagierungsmaßnahmen, Durchströmungsberechnungen und Erosionsstabilität des Untergrundes

Die wesentlichsten Drainagierungsmaßnahmen sehen folgende Bereiche und Aspekte vor (Detaillierte Ausführung in Dokument DA2913/B6c/HOE sowie Plandarstellung, Anlage 3 – Regelprofil 1, Talsohle):

- 35 cm dicke Flächendränage (Kantkorn 0/63 mit einer Wasserdurchlässigkeit $k_f \geq 1,0 \times 10^{-4} \text{ m/s}$) als Arbeitsplanum, wie auch als durchlässige Drainageschicht zur Ableitung der während der Konsolidierungsvorgänge aus dem Untergrund austretenden Wässer. Trennung dieser mineralischen Drainageschicht durch ein Vlies und Geogitter (Geogitter nur wasserseitig vorgesehen) gegen den anstehenden Untergrund (Details hierfür siehe Projektunterlagen). Je nach Dammschüttmaterialien ist ein Einbau eines Trennvlieses auch oberhalb der Drainageschicht vorgesehen. Diese Drainageschicht reicht wasser- wie auch luftseitig vom mineralischen Dichtkern bis zum jeweiligen Dammfuß. Unter der Flächendränage sind zusätzlich zwei Entwässerungsgräben mit Anschluss an die luftseitige, verrohrte Böschungsfußdränage herzustellen.

Anmerkung SV für Dammbau: Auf der Wasserseite führt diese Drainage zu einer rascheren Be-/Entwässerung des Stützkörpers bzw. Fußbereichs des Dichtkerns während /nach Hochwasserereignissen.

- 50 cm dicker Drainagekörper im luftseitigen Fußbereich unterhalb der im Betonbett verlegten Grobsteinschichtung. Dieser Drainagekörper wird

ausgehend vom Tosbecken ca. 15 m (schräg gemessen) nach oben gezogen. Mit diesen Drainagemaßnahme wird eine effektive Dammfußentwässerung sichergestellt.

- Unter dem luftseitigen Dammfuß wird eine Reihe von vliesummantelten Rüttelstopfsäulen DN 650 mm bis in den Schichtkomplex SKIIb hergestellt. Der Achsabstand der Schottersäulen beträgt ca. 1,65m. Mit dieser Drainagemaßnahme wird eine effektive Entspannung der annähernd horizontal verlaufenden Bodenschichten talseitig des Dichtschirms sichergestellt.
- Die Wässer der beschriebenen Drainagemaßnahmen werden in einer Sammeldrainage DN250 (unterhalb des luftseitigen Dammfußes) gefasst und seitlich nach Norden ausgeleitet. Diese Sammeldrainage soll auf 0,8 l/s und lfm dimensioniert werden.
- Des Weiteren wird auch die unter der Stahlbetonbodenplatte des Tosbeckens herzustellende ca. 50 cm dicke Lastausgleichsschicht mit einer Wasserdurchlässigkeit von $k_f \geq 1 \times 10^{-4}$ m/s ausgeführt. Die ev. anfallenden Wässer in dieser Schicht können in die zuvor genannte Sammeldrainage einsickern. Damit werden unzulässig Wasserdrücke unterhalb der Bodenplatte des Tosbeckens verhindert.
- Wie im Projekt geplant und beschrieben (z.B. Kap.9.4 im Geotechnischen Bericht (Dokument DA2913/B6c/HOE)) sind die Drainagemaßnahmen auf in den luftseitigen Flankenbereich hochzuziehen.

Bewertung durch den SV für Dammbau: Die geplanten Drainagemaßnahmen gemäß Einreichprojekt für die Staubeckenkommission und Gutachten der GEO TEST werden positiv beurteilt.

Auflage: Eine geotechnische Begleitung und Überwachung während der Herstellung der Dammkörper ist erforderlich. Hierzu zählt auch die Dokumentation und Abnahme der Dammaufstandsfläche durch den Projektgeologen bzw. den Projektgeotechniker.

Auflage: Besonderes Augenmerk ist der Verwendung von dauerhaft beständigem Drainagematerial (z.B. für die Sohldrainagen) zu widmen.

Auflage: Die im Sohlbereich geplanten Flächendrainagen sind (wie im Einreichprojekt geplant) in geeigneter Form auch in die Flankenbereiche der Dammaufstandsfläche zu verlängern. Auf der Wasserseite zumindest im Verschnitt Dammkörper mit Geländeflanken, auf der Luftseite derart, dass im Einstaufall durchsickernde/unterströmende Wässer nicht unkontrolliert an der luftseitigen Dammböschung oder deren Fußbereich austreten können.

In den Projektunterlagen sind umfangreiche Berechnungen zur Untersuchung der Durch- bzw. Unterströmung des Dammbauwerkes für die verschiedenen Lastzustände (Einstau), wie auch Untersuchungen zur Erosionsstabilität zufolge hydraulischer Belastung (Durchströmung) durchgeführt worden. Diesbezüglich wird auf das Dokument DA2913/B6c/HOE, Kap.6.5. 6.6. und 6.7., sowie die ausführlichen Berechnungsergebnisse in der Anlage 2, Beilage 82 bis 165 verwiesen. Für die Durchströmungsberechnungen wurden Variationen der Durchlässigkeiten („Höhere Durchlässigkeit“, „Geringere Durchlässigkeit“), Variationen in der vertikalen Verbindung der (horizontal modellierten) Bodenschichten vorgenommen und unterschiedliche Zustände (Bauzustand ohne Dichtwand, Endzustand mit Dichtwand und unterschiedlicher Einbindetiefe der Dichtwand) untersucht. Weiters wurden auch Extremfälle untersucht, in denen z.B. die gering durchlässigen Deckschichten durch durchlässige Bodenschichten ersetzt wurden.

Die Ergebnisse dienen einerseits der Abschätzung der Unterströmungswassermengen für die verschiedenen Zustände und darauf aufbauend zur Bemessung der Drainagen. Andererseits dienen die aus den stationären Berechnungen abgeleiteten Strom-/Potentialliniennetze auch als Grundlage für die umfangreichen Standsicherheitsberechnungen (z.B. für die den Standsicherheitsberechnungen zugrunde gelegten Wasserspiegellinien). Weiters dienen die Durchströmungsberechnungen auch als Grundlage zur Beurteilung möglicher Erosionserscheinungen im Untergrund bzw. Dammbauwerk.

Die stationären Durchströmungsberechnungen erfolgten seitens GEO TEST mittels dem FEM-Programm GGU-SS-FLOW2D Version 9.06.

Folgend auszugsweise Ergebnisse der Untersuchungen (Detaillierte Ergebnisse sind in DA2913/B6c/HOE, Kap.6.6. Tab.15 und Tab.16 sowie in der Anlage 2 zu finden):

- Die stationär ermittelten Sickerwassermengen für das Profil 1 für den Bauzustand betragen zwischen 0,1 l/s,lfm und ca. 0,001 l/s,lfm (DA2913/B6c/HOE, Anlage 2, Beilagen 82 und 83).
- Lastfall: HQ100S 275,00 m ü. A.; Ohne Einbindung des Dichtelementes in SKIIIa: Für das Profil 1 für den Betrieb des Beckens können die stationär ermittelten Sickerwassermengen für diese (maßgebende Randbedingungen) mit ca. 0,005 bis 0,1 l/s,lfm abgeschätzt werden. Die mittleren Gradienten betragen bis zu ca. 0,8. Die maximalen Gradienten z.B. im Einbindebereich der Dichtwand in den Dammkörper bzw. in den anstehenden Felsuntergrund sind auch noch deutlich höher.

Aufbauend auf diesen Berechnungen wurden auch Untersuchungen zum Erosionsgrundbruch (Röhrenbildung) durchgeführt. Zuvor wurde bereits in Kap.6.5 in DA2913/B6c/HOE (Erosionsstabilität - Untergrund) nachgewiesen, dass der vorliegende geschichtete Untergrund im Hinblick auf Kontaktersion geometrisch

nicht stabil ist, d.h. das für bestimmte Gradienten $i_{krit} > 0,33$ grundsätzlich ein Transport von Feinkorn möglich bzw. zu erwarten ist.

In Kap.6.7. wurde zur Beurteilung eines Erosionsgrundbruchs der kritische Gradient nach Chugaev (Davidenkoff 1970) für sandigen Kies und schluffigen Ton untersucht. Es zeigt sich, dass der kritische Gradient von $i_{krit} = 0,25$ bis $0,2$ im Einstaufall (lokal) überschritten wird. In Kap.7.3. in DA2913/B6c/HOE wurden die Ergebnisse im Hinblick auf die Auswirkungen auf das Projekt interpretiert und diskutiert. Für die im Bereich des Tosbeckens geplanten Drainagesäulen ist eine Vliesummantelung geplant, um eine Verhinderung/Reduzierung des Feinkorneintrages in die Drainagesäulen (Schottersäulen) zu erwirken. Für die Entwicklung weiterreichender Strömungsröhren oder für das Projekt schadhafter Erosionserscheinungen im Untergrund, ist die zu erwartende Einstauzeit von bis zu ca. 4 d, im Falle von allen x Jahren zu erwartenden Hochwasserereignissen laut GEO TEST zu kurz.

Beurteilung durch den SV für Dammbau:

Die durchgeführten Berechnungen zur Durch-Unterströmung sind als umfangreich und ausreichend zu bezeichnen. Der Diskussion und den Schlussfolgerungen des Projektanten hinsichtlich Erosionsstabilität im Einstaufall wird grundsätzlich zugestimmt. Die im Detail höchsten Gradienten und hinsichtlich möglicher Abdichtungsmaßnahmen größten Unschärfen sind im Anschlussbereich des Dichtschirms an den Felsuntergrund (Felsübergangszone) zu erwarten.

Für den Einstaufall handelt es sich hierbei um nur temporäre, wenige Tage dauernde Belastungszustände mit großen Gradienten. Hierbei führen auch die oberflächennah angetroffenen, zum Teil mehrere Meter mächtigen Feinkornschichten zu einem gewissen Abdämpfen, der zu erwartenden hydraulischen Gradienten unterhalb des Dammkörpers.

*Zu berücksichtigen sind aber auch die oberseitig des Dichtschirms gestauten Wässer, welche zu einer mehr oder weniger dauerhaften Unterströmung des Dichtschirms führen. Die diesbezüglichen Gradienten sind durch das gestaute Wasser ebenfalls nicht klein und können ggf. zu Verlagerungen von Bodenteilchen führen. Dieser Aspekt ist noch genauer in Augenschein zu nehmen. **Auflage***

3.2.4. Zentrales Dichtelement

Der Dammkörper als Zonendamm, ist mit einem Dichtkern (geforderte Durchlässigkeit $k_f \leq 1,0 \times 10^{-8}$ m/s) geplant. Nach unten hin ist eine Verlängerung der Dichtebene mittels einer Dichtwand geplant. Im Zuge der Projektierungsarbeiten wurden verschiedene Varianten (z.B. Bodenmischverfahren, Spundwand), mit einer Herstellungsebene zwischen ca. 260 müA bis 265 müA zur Ausführung der Dichtwand untersucht. Numerische Detailstudien (siehe DA2913/B6c/HOE, Anlage 2, Beilage 54 bis 81) haben jedoch gezeigt, dass zufolge der weiteren Dammerstellung und der Steifigkeitsunterschiede zwischen Dichtwand zu

angrenzendem Untergrund Überbeanspruchungen in der Dichtwand und plastischen Verformungen durch das „Einstanzen“ der Dichtwand in den Dammkörper zu erwarten sind. Die diesbezüglichen, detaillierten Untersuchungsergebnisse sind im Dokument DA2913/B6c/HOE bzw. in der zugehörigen Anlage 2, Beilage 48 bis 81 dargestellt.

Grundlage dieser Beurteilungen sind unter anderem auch die durchgeführten, rechnerischen Setzungs- und Konsolidierungsabschätzungen, welche im Geotechnischen Bericht, in Kap. 6.3 und im Anhang 2 zum Bericht dokumentiert sind (Dokument DA2913/B6c/HOE bzw. zugehörige Anlage 2, Beilage 18 bis 47). Demzufolge ist durch die Dammauflast mit Setzungen von bis zu knapp 0,5 m im Untergrund zu rechnen. Daraus ergeben sich die oben erwähnten Überlastungen der Dichtwand bzw. plastischen Verformungen im Anschlussbereich Dichtwand zu Dammkörper, bei einer Herstellung der Dichtwand vor Durchführung der wesentlichen Dammschütтарbeiten.

Bewertung durch den SV-Dammbau: Die durchgeführten Setzungsabschätzungen sind auf der vorsichtigen Seite (im Sinne von festgelegten Steifemoduli auf der eher niedrigen Seite) einzustufen. Die aus den Berechnungen gezogenen Schlüsse sind nachvollziehbar und durch die FE-Berechnungen des Büros TRIAX (siehe DA2913/B6c/HOE, Anlage 2, Beilage 54 bis 81) ist nachgewiesen, dass es zu kritischen Verformungs- und Spannungszuständen in der Dichtwand bzw. dem Anschluss Dichtwand zu Dammkörper kommt bzw. kommen kann.

Aus obigen Untersuchungsergebnissen wurde abgeleitet, dass die Dichtwand aus überschnittenen DSV-Säulen hergestellt werden soll, welche nach Durchführung der Dammerstellung von Kote 274,2 (=UK in Beton verlegte Flussbausteine auf der Dammkrone) aus ausgeführt werden. (siehe Plan DA2913/B6c/HOE, Anlage 3 – Regelprofil 1). Die Dichtwand soll laut vorliegenden Planunterlagen knapp 2,5 m in den Dichtkern einbinden und bis auf OK Felsübergangszone (Schicht SKIIIa) reichen. Die Dicke ist in den angeführten Planunterlagen mit 1,0 bis 1,5 m angeführt. „Fenster“ in der Dichtwand die ein gewisse GW-Durchströmung zulassen sind nicht angedacht. Die Herstellung der DSV-Arbeiten erfolgt somit von OK-Dammschüttung und nach weitestgehend erfolgtem Abklingen der Konsolidierungssetzungen. Damit soll verhindert werden, dass durch die Dammsetzung stattfindende Zwängungen im Dammkörper bzw. der Dichtwand auftreten.

Für den DSV-Dichtwandkörper sind im Projekt (DA2913/B6c/HOE, Kap.8.7.) folgende Spezifikationen angeführt:

- Mindestdicke des DSV-Körpers 0,6 m und Durchlässigkeit $k_f \leq 5 \times 10^{-9}$ m/s
- Erschwernisse zufolge möglicher Blöcke im Untergrund werden seitens GEO TEST nicht erwartet (siehe Ausführungen in DA2913/B6c/HOE, Kap.8.7)

- Für die detaillierte Festlegung der Jet-Parameter ist ein Probefeld geplant, genauere Hinweise hierfür finden sich in den Projektunterlagen. Für die Ausführung der DSV wird seitens des Projektanten auf die entsprechende Ausführungsnorm verwiesen
- Als Abnahmekriterien sind in DA2913/B6c/HOE, Kap.8.7) die folgenden Parameter definiert:
 - Wasser-Durchlässigkeit Laborprüfung $k \leq 5,0 \times 10^{-9}$ m/s
 - Einaxiale Druckfestigkeit $q_u \geq 2,0$ MN/m² (nach 56 Tagen)
 - Bruchstauchung $e \geq 1,0$ %
- Aufgrund der bis zu ca. 25 m langen Bohrungen für die DSV-Arbeiten wird eine erhöhte Herstellgenauigkeit (Abweichung zur Lotrechten von $< 1,0\%$) vorgeschrieben. Bei einem derzeit abgeschätzten Durchmesser der Jet-Säulen von 1,5 m ergibt sich ein Bohr-Achsabstand von 1,1 m.
- In DA2913/B6c/HOE, Kap.8.7 ist ein umfangreiches und detailliertes Qualitätssicherungsprogramm beschrieben. Insbesondere wird auch eine geodätische Vermessung der Bohransatzpunkte wie auch eine Bohrlochvermessung zum Nachweis der geforderten Vertikalität jeder Jet-Bohrung vorgeschrieben.

Beurteilung durch den SV für Dammbau:

Die Wahl des DSV-Verfahrens zur Herstellung der Dichtwand ist gut nachvollziehbar, die Hinweise zur Ausführung, Überwachung und Qualitätssicherung sind in den Projektunterlagen detailliert beschrieben. Folgende Hinweise sind noch zu berücksichtigen:

- *Im Zuge der Herstellung der Dichtwand findet bereits ein partieller Aufstau oberwasserseitig statt. Es ist sicherzustellen (geeignete Maßnahmen) dass durch den (möglichen) hohen Gradienten gegen Ende der DSV-Arbeiten kein Ausspülen der Frischsuspension der letzten DSV-Säulen stattfindet. (Auflage)*

Hinsichtlich der geplanten Injektionsmaßnahmen zur Abdichtung des Festgesteinuntergrunds wird auf das Geologische Gutachten des SV DI Bilak verweisen.

3.2.5. Herstellungskonzept und Bauablauf für den Abschlussdamm

In Kap.8.2 des Geotechnischen Berichts (Dokument DA2913/B6c/HOE) ist das geplante Herstellungskonzept für den Dammkörper im Detail beschrieben. Hierbei wurde von den ungünstigen Annahmen aus den Konsolidierungsberechnungen ausgegangen (geringste Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte und oben offenes System) und daraus eine Gesamtsetzungsdauer von ca. 840 Tagen für Profil1 (ca. Talmitte)

abgeleitet. Es wurden in Talmitte mit stark zusammendrückbaren Bodenschichten bis in ca. 6,5 m Tiefe, Setzungen von bis zu ca. 0,5 m durch die Dammerrichtung abgeschätzt. Da laut Projektunterlagen von Ende April 2021 - mit Ausnahme des Bereichs des Tosbeckens - keine Bodenverbesserungsmaßnahmen geplant sind, wird seitens GEO TEST (in Abstimmung mit dem Bauherrn) ein in 5 Schüttphasen geplanter Bauablauf, der in Summe über 4 Jahre reicht geplant. Die jeweils nächste Schüttphase kann nach ca. 95% Konsolidierung der vorigen Schüttphase beginnen. Die detaillierte Abfolge der Schütt- und Betonarbeiten ist in der Anlage 8 des Dokuments DA2913/B6c/HOE zu entnehmen.

Die einzelnen Schüttphasen werden durch begleitende Setzungsmessungen – zur Erfassung des Konsolidierungsprozesses – überwacht und zeitlich gesteuert. Damit ist gegebenenfalls auch eine raschere Bauabwicklung möglich.

Zeitraum		Dammbau
1. Jahr	Winter bis Sommer	➤ Beginn der Herstellung des Betonbauwerks des Durchlassbauwerks inkl. Betonscheibe nördliche Talflanke
	Frühling	➤ Umliegung des Sirnitzbaches
	Frühling	➤ Herstellung der Flächendränage inkl. temporärer Dränage für die Bauzeit
	Frühling	➤ Herstellung der Rüttelstopfverdichtung im Bereich des Tosbeckens
	Frühling	➤ Herstellung der Setzungspegel
	Frühling bis Sommer	➤ Beginn der Herstellung der Betonscheibe im südlichen Flankenbereich ➤ 1. Schüttphase 0,0 bis 2,0 m (Belastungskörper, Stützkörper, Dichtkern) mit Vorschüttung an wasserseitigen und luftseitigen Böschungsfuß ➤ Nach 4. Schüttlage Fertigstellung der Betonscheibe im südlichen Flankenbereich ca. 1,0 m Überschüttung der 1. Schüttphase als Witterungsschutz und Arbeitsplanum
2. Jahr	Winter bis Frühling	➤ Abtrag der Überschüttung der 1. Schüttphase ➤ 2. Schüttphase 2,0 bis 4,5 m (Belastungskörper, Stützkörper, Dichtkern) mit Vorschüttung an der wasserseitigen und luftseitigen Böschung ➤ ca. 1,0 m Überschüttung der 2. Schüttphase als Witterungsschutz
	Herbst	➤ Abtrag der Überschüttung der 2. Schüttphase ➤ 3. Schüttphase 4,5 bis 8,0 m (Belastungskörper, Stützkörper, Dichtkern) mit Vorschüttung an der wasserseitigen und luftseitigen Böschung, Felsinjektionen ➤ ca. 1,0 m Überschüttung der 3. Schüttphase als Witterungsschutz
3. Jahr	Winter bis Frühling	➤ Abtrag der Überschüttung der 3. Schüttphase ➤ 4. Schüttphase 8,0 bis 11,5 m (Belastungskörper, Stützkörper, Dichtkern) mit Vorschüttung an der wasserseitigen und luftseitigen Böschung ➤ ca. 1,0 m Überschüttung der 4. Schüttphase als Witterungsschutz
	Herbst	➤ Rückbau der Vorschüttungen ➤ Herstellung der Dränagen und der Stahlbetonplatte des Tosbeckens und der in Beton verlegten Wasserbausteine ➤ Herstellung der luftseitigen Böschungsfußdränage und Kiesauflage bis OK 4. Schüttphase ➤ Herstellung der Grobsteinschichtung in Beton, Wegebau, Humusierung
	Herbst	➤ Abtrag der Überschüttung der 4. Schüttphase ➤ 5. Schüttphase 11,5 bis 15,0 m (Belastungskörper, Stützkörper, Dichtkern) mit Vorschüttung an der wasserseitigen und luftseitigen Böschung, Felsinjektionen ➤ ca. 1,0 m Überschüttung der 5. Schüttphase als Witterungsschutz
4. Jahr	Winter bis Frühling	➤ Rückbau der übrigen Vorschüttungen und Überschüttungen ➤ 6. Schüttphase im Flankenbereich (Belastungskörper, Stützkörper, Dichtkern) mit Vorschüttung an der wasserseitigen und luftseitigen Böschung ➤ Injektionen beim Durchlassbauwerk ➤ Herstellung des zentralen Dichtelements im DSV-Verfahren, nach Abklingen der maßgeblichen Setzungen ➤ Fertigstellung der Grobsteinschichtung in Beton ➤ Fertigstellung der Arbeiten (Endausbau Durchlassbauwerk, Wegebau, Humusierung)

Abb. 4: Auszug- Geplanter Bauablauf nach DA2913/B6c/HOE, Tabelle 24

In den Projektunterlagen wurde auch die Variante vollflächige Bodenverbesserung mittels Rüttelstopfsäulen (vorgeschlagener Raster 1,8 x 1,8 m) untersucht und mit der vorgeschlagenen Ausführungsvariante (ohne vollflächige Bodenverbesserung) verglichen. Gegen eine Ausführung von Schottersäulen spricht laut GEO TEST die Tatsache, dass durch die Schottersäulen die dichtenden Deckschichten durchstoßen und somit die vertikale Durchlässigkeit erhöht wird. Dadurch ist jedenfalls mit höheren Gradienten der Wasserströmung zu rechnen, welche in mehrerlei Hinsicht als nachteilig eingestuft wurde.

Aus diesem Grund sollen laut Projektunterlagen vom April 2021 auf vollflächige Bodenverbesserungsmaßnahmen verzichtet werden und es wird der Bauablauf wie in obiger Abb.3 dargestellt (übernommen aus Dokument DA2913/B6c/HOE, Tabelle 24) vorgeschlagen:

Bewertung durch den SV für Dammbau: Grundsätzlich ist der geplante Bauablauf nachvollziehbar und auch die geplante Bauweise mit Bodenverbesserungsmaßnahmen lediglich im Bereich des Tosbeckens, bei entsprechender Auslegung der Dammeigungen, entsprechender Wahl und kontrolliertem Einbau der Dammschüttmaterialien, ausreichender Bauzeit etc. machbar. Offensichtlich gründet die gewählte über 4 Jahre andauernde Bauzeit auch auf der bedingten Verfügbarkeit von ausreichendem und geeignetem Schüttmaterial für den Dammkörper.

Dennoch wird an dieser Stelle – wie bereits bei einer Vorbesprechung im April 2021 kurz diskutiert – noch einmal auf bestimmte Vorteile einer erweiterten (lokalen) Baugrundverbesserung insbesondere unterhalb der Dammfußbereiche hingewiesen:

- Erhöhung der Festigkeiten unterhalb des Dammfußbereiches und damit Erhöhung der Standsicherheit des Dammbauwerkes insbesondere im Erdbebenlastfall (drainiert / undrainiertes Materialverhalten) – siehe Kap. 3.8 (Standsicherheitsuntersuchungen)
- Erhöhung der Sicherheit gegen Bodenverflüssigung siehe Kap. 3.8 (Standsicherheitsuntersuchungen)
- Je nach Baugrundverbesserungsverfahren wäre auch die unerwünschte (zu starke) Erhöhung der vertikalen Durchlässigkeit weitestgehend vermeidbar.

Im Zuge der Nachreichunterlagen vom Mai 2021 (Ergänzung zum Geotechnischen Bericht – Hochwasserschutz Langenlois - Bereich 1, Rückhaltebecken Sirnitzbach, Dokument DA2913/B6f/HOE, Mai 2021) werden auch unterhalb der Böschungen des Dammkörpers wie auch im Vorlandbereich des Dammfußes Baugrundverbesserungsmaßnahmen vorgesehen – d.h. obigen Aspekten wurde Rechnung getragen.

Grundsätzlich aber ist die geometrische Auslegung des Abschlussdammes mit eher flachen Böschungsneigungen auf der Wasserseite mit 1:2,5 (= 21,8°) mit zwei 4,0 m

breiten Zwischenbermen (was zu einer mittleren Neigung von ca. $18,5^\circ$ führt) sowie luftseitigen Böschungsneigungen von 1:3 (= $18,4^\circ$) für die vorliegenden Untergrundverhältnisse (und dem geplanten Verzicht auf großflächige Baugrundverbesserungsmaßnahmen) wie auch der Tatsache, dass die Dammschüttmaterialien noch nicht bekannt sind, eine notwendige, vorsichtige Herangehensweise. Wie die weiteren Untersuchungen und Ausführungen in diesem Gutachten noch zeigen, sind trotz dieser flachen Dammböschungen (zumindest für bestimmte Lastfälle und ohne zusätzliche Baugrundverbesserungsmaßnahmen) keine großen (und tlw. keine ausreichenden) Sicherheitsreserven im Hinblick auf die Standsicherheit gegeben, weshalb Anfang Mai 2021 seitens des SV für Dammbau gewisse vertiefte Überprüfungen und in Folge Adaptionen gefordert wurden. Diese vertieften Untersuchungen und daraus abgeleiteten Schlüsse wurden seitens des Projektanten in der Nachreichung vom Mai 2021 (siehe oben) nachgereicht. Diesbezüglich wird in diesem Gutachten noch vertieft eingegangen werden.

Aus den Planungsunterlagen ist nicht erkennbar ob für die Dammherstellung eine Überhöhung des Bauwerkes vorgesehen wird. Aufgrund der geplanten langen Bauzeit und der intensiven messtechnischen Überwachungsmaßnahmen während der Schütтарbeiten lässt sich das Zeit-Setzungsverhalten des Dammbauwerkes gut abschätzen. Es ist somit mit Ende der Schütтарbeiten und noch vor Errichtung des befestigten Hochwasserüberlaufes festzulegen ob eine geringfügige Dammüberhöhung erforderlich ist. **Auflage**

3.3. Durchlassbauwerk

Das Durchlassbauwerk ist auf der nördlichen Talhälfte als Stahlbetonkonstruktion geplant. Die Lage des Bauwerkes sowie die detaillierten Schnitte für das Bauwerk sind den Projektunterlagen zu entnehmen. Für die Prüfung und Bewertung der Statik des Bauwerks wurde seitens der Stbk-Kommission Dr. Suda als SV beauftragt. Im Folgenden wird deshalb nur auf gründungstechnische sowie sonstige geotechnische Belange eingegangen, nicht jedoch auf die Statik des Bauwerkes.

Das Bauwerk selbst ist durch den wasserseitigen Einlaufbereich, und den luftseitigen Auslaufbereich, durch eine vom Damm örtlich überschüttete rechteckförmige Rahmenkonstruktion („Stollen“) und den Kontrollschacht, als ein im Dammkörper eingebettetes turmartiges Bauwerk im zentralen Dammbereich gekennzeichnet.

Die Gründungssohle des Bauwerkes kommt teilweise im Felsuntergrund zu liegen und wo dies nicht gegeben ist (z.B. südseitig (=talseitig)) wird durch Betonkörper, die treppenförmig in den Schichtkomplex SKIIIa, Felsübergangszone eingeschnitten werden, ebenfalls eine Gründung auf Felsniveau sichergestellt. Damit ist eine gleichmäßig steife und tragfähige Gründung sichergestellt. Der in den Projektunterlagen angeführte Bettungsmodul von 100 MN/m^3 ist somit plausibel.

Für die Ausführung dieser (Mager-)Betonarbeiten als Gründungselement für das Durchlassbauwerk sind Wasserhaltungsmaßnahmen im Bauzustand erforderlich. Diese sind als offene Wasserhaltung mit Pumpensümpfen bzw. -schächten geplant.

Zum Anschluss des mineralischen Dichtkerns an den Kontrollschacht werden (im Grundriss) 2 m lange Flügelmauern aus Stahlbeton beidseitig (=nord- und südseitig) des Kontrollschachts hergestellt. Die Flügelmauern werden zur Sicherstellung der besseren Abdichtung mit Bentonitmatten (über 1m Länge entlang der 2 m langen Flügel) im Anschluss an den mineralischen Dichtkern eingefasst. Weiters werden in die Flügelmauern Leerverrohrungen zum nachträglichen Abdichten mittels Injektionen unterhalb der Flügelmauern bis zur Schicht SKIIIa eingelegt. Sodann ist eine zusätzliche Abdichtung mittels, die Flügelmauern Y-förmig einfassenden, überschnitten DSV-Säulen geplant. Die aufgelisteten Maßnahmen sind im Plan 12.4 RHB Sirnitzbach Regelschnitt, Querschnitt Dammkrone, Plan Nr. 5167 sowie in den Planunterlagen für das Grundablassbauwerk (Plan.Nr. 5207 sowie 5208) dargestellt. Des Weiteren sind südlich und nördlich des Durchlassbauwerks abdichtende Betonscheiben geplant. Die Betonscheibe unter der südlichen Flügelmauer ist im Zuge der Magerbetonaustauscharbeiten treppenförmig bis in den Schichtenkomplex SKIIIa herzustellen. Die Anordnung von zusätzlichen, tieferreichenden Abdichtungsinjektionen (Zementinjektionen) im Bereich der Dichtebene des Abschlussdammes soll in Abhängigkeit der dann nach dem Abtrag ersichtlichen Felszustände festgelegt werden.

Hinsichtlich der Prüfung der Injektionsmaßnahmen wird, wie bereits mehrfach erwähnt, auf das GA des SV für Geologie (DI Bilak) verwiesen.

De im Querschnitt rechteckförmigen Stollen als Zu- und Ablaufbauwerk zum/vom Kontrollschacht weist eine Höhe von knapp 6m und eine Breite von 5m auf. Im Zuge der Dammschütтарbeiten erfolgt eine seitliche Ein- und in weiterer Folge Überschüttung des Stollenbauwerks. Zufolge der höheren Steifigkeit des Betonbauwerkes gegenüber der Erdschüttungen kommt es zu einer Zusammendrückung der seitlichen Erdschüttungen im Zuge der weiteren Dammüberschüttungen. Zufolge dieser Setzungsunterschiede kommt es zu einer gewissen Lastkonzentration auf dem steiferen Betonbauwerk, wodurch der Überlagerungsdruck $> \gamma_m \times h$ und der seitliche Stützdruck auf das Bauwerk $< \text{als } \gamma_m \times h \times k_h$ sein wird. Dies ist bei der Bemessung zu berücksichtigen.

Durch die an das Durchlassbauwerk angrenzenden Erdschüttungen kommt es zufolge der Setzungen des Dammbauwerkes zu vertikal auf die Betonbauwände wirkende Reibungskräften die bemessungstechnisch zu berücksichtigen sind. Die zu Abdichtungszwecken auf die Betonflügel aufgetragenen Bentonitmatten sind diesen abtreibenden Kräften ebenfalls ausgesetzt. Es ist zu prüfen ob die Funktion der Bentonitmatten hierdurch negativ beeinträchtigt werden kann.

In den Projektunterlagen sind folgende Ausführungen zur Bewerkstelligung der Differenzsetzungen (Dammkörper und Betonbauwerk) ausgeführt (Dokument DA2913/B6c/HOE, Kap. 8.4):

Da das Durchlassbauwerk aufgrund der o.a. Ausführung annähernd keine Setzungen erfahren wird, ist das angeführte Setzungsmaß von 0,30 m als Differenzsetzung zu sehen. Um aufgrund dieser Relativverschiebung zwischen Bauwerk und geschüttetem Damm Wasserwegigkeiten zu unterbinden, werden die folgenden, konstruktiven Maßnahmen ausgebildet:

- Nach innen geneigte Außenwände am gesamten Durchlassbauwerk,
- 2,0 m breite Flügelmauern mit angehefteten Bentonitmatten (1,0 m vom Außenrand des Flügels einspringend) und
- Nachverpressschläuche für Injektionsgut für eine mögliche Verpressung nach dem Abklingen der Setzungen

Durch die nach innen geneigten Wänden wird der sich setzende Dammkörper mehr an die Wand gedrückt (horizontale Erddruckkomponente steigt). Ergänzende dazu wird nach jeder Schüttpause der Fugenbereich Damm – Durchlassbauwerk nachverdichtet. Die an den Flügeln situierte Bentonitmatte beginnt bei Wasserzutritt zu Quellen, womit ein zusätzlicher Druck zwischen Durchlasswand und anstehenden Boden entsteht. Über die während der Arbeitszeit eingelegten Nachverpressschläuche ist ein nachträgliches Anbringen von Dichtmittel nach den überwiegend, abgeschlossenen Setzungen des Dammes möglich.

Bewertung durch den SV für Dammbau:

Auflage: Die Gründung des gesamten Durchlassbauwerkes im Felsuntergrund bzw. in der Felsübergangszone SKIIIa (ggf. mit in den Fels eingeschnittenen Betonscheiben oder Betonkörpern) ist zur Schaffung gleichmäßiger Gründungsbedingungen sicherzustellen.

Auflage: Bei der Bemessung des Stollenbauwerks ist eine Lastkonzentration auf das steifere Betonbauwerk (Überlagerungsspannung $> \gamma_{\text{am}} \times h$ und ein seitlicher Stützdruck auf das Bauwerk $< \gamma_{\text{am}} \times h \times k_{\text{h}}$ zu berücksichtigen. Gegebenenfalls sind Bandbreiten für diese Annahmen zu prüfen und bemessungstechnisch zu berücksichtigen.

Auflage: Die mögliche negative Beeinträchtigung der an die Betonflügel angebrachten Bentonitmatten durch Mitnahmesetzungen des Dammkörpers ist zu prüfen.

3.4. Tosbecken

Das in Stahlbetonbauweise hergestellte Tosbecken wird auf einer mittels Schottersäulen durchgeführten Baugrundverbesserung gegründet. Weiters ist im Zuge der geplanten Dammschütтарbeiten eine Überschüttung des luftseitigen Dammkörpers bis in den Tosbeckenbereich geplant. Damit können gleichmäßige und ausreichend steife Gründungsbedingungen sichergestellt und die Setzungen durch die Bauwerkslasten gering gehalten werden. Zu gewissen Setzungen kann es nach Fertigstellung der Dichtwand und einer damit verbundenen möglichen Absenkung des Grundwassers auf der Talseite der Dichtung kommen. Im Geotechnischen Bericht Kap.8.10. (Dokument DA2913/B6c/HOE) sind diese Setzungen im Übergangsbereich Tosbecken zu Dammfuss mit wenigen cm abgeschätzt.

Während der Aushubarbeiten für die Errichtung des Tosbeckens sind ggf. Wasserhaltungsmaßnahmen erforderlich (siehe Projektunterlagen), die als offene Wasserhaltungsmaßnahmen geplant sind.

Anmerkung SV für Dammbau: In Plan Nr. 5212 „12. Rückhaltebecken Sirnitzbach, Tosbecken“ sind im Zulaufbereich des Tosbeckens wie auch im Tosbecken selbst Messschächte eingezeichnet die über die Humusabdeckung, die im Hochwasserfall abgetragen wird, reichen. Es ist zu prüfen ob diese Schächte im (Extrem)Hochwasserfall bei anspringen der Hochwasserentlastung nicht beschädigt/zerstört werden (können). **Auflage (bzw. Diskussion in der Kommission)**

Es kann überlegt/geprüft werden ob anstatt der Rüttelstopfverdichtung im Bereich des Tosbeckens auch mittels Rapid Compaction (Impulsverdichtung) in Zusammenhang mit den geplanten Vorschüttungen das Auslangen gefunden werden kann.

3.5. Hochwasserentlastung

Die Hochwasserentlastung findet durch eine Überströmstrecke der ca. südlichen 2/3 des Dammbauwerkes statt. Hierfür ist eine in bewehrtem Beton vorgesehene Verlegung von Grobsteinen (Blöcke HMB300/1000) mit einer Gesamtstärke von 0,8 m vorgesehen. Die Darstellung der Überströmstrecke im Schnitt findet sich beispielsweise im Plan DA2913/B6c/HOE, Anlage 3 – Regelprofil 1, Talsohle.

Die Befestigung der Dammoberfläche beginnt auf der Wasserseite ca. 2,5 Höhenmeter unterhalb der Überlaufkote und wird über die Dammkrone, die luftseitige Böschung bis in das Tosbecken ausgeführt. Der Aufbau im Schnitt sieht unterhalb der in bewehrtem Beton verlegten Blöcke eine gut verdichtete Kieslage (weit gestufte grobkörnige Kiese mit Feinkornanteil < 5%) von ca. 50 cm Stärke und darunter ein (in Abhängigkeit des Stützkörpermaterials) zu verlegendes Trennvlies vor. Im luftseitigen

Dammfußbereich geht die zuvor beschriebene verdichtete Kieslage eine Flächendrainage (enggestufte Kiese) mit einer einem kf-Wert $\geq 5,0 \times 10^{-3}$ m/s über.

Die Überlaufkote ist durch einen Betonbalken im Kronenbereich festgelegt.

Der befestigte Überlaufbereich wird mit einer ca. 0,3 m mächtigen Humusschicht überschüttet, welche im Überströmungsfall erodiert wird.

Bewertung durch den SV für Dammbau: Die geplanten baulichen Maßnahmen zur Gewährleistung der Überströmsicherheit des Dammbauwerkes werden seitens des SV für Dammbau positiv bewertet.

3.6. Standsicherheitsuntersuchungen und sonstige Geotechnische Berechnungen

Im gegenständlichen Kapitel werden die wesentlichsten, der sehr umfangreichen Geotechnischen Berechnungen in den Projektunterlagen diskutiert. Einerseits handelt es sich hierbei um die Berechnungen zum Nachweis der Standsicherheit des Hauptdammes für die verschiedenen Bau- wie auch den Endzustand sowie Setzungsabschätzungen sowie Unterströmungsberechnungen für den Abschlussdamm. Des Weiteren wird in diesem Kapitel auch auf die Bewertung der Standsicherheit der neu zu errichtenden Straßendämme für die L55 eingegangen.

3.6.1. Abschlussdamm

Für die Errichtung des Hauptdammes sind bis auf die Bodenverbesserungsmaßnahmen im Bereich des Tosbeckens in Form von Schottersäulen im Einreichprojekt Ende April 2021 keine tieferreichenden Baugrundverbesserungsmaßnahmen vorgesehen. Der Hauptdamm soll in mehreren Schüttphasen über in Summe ca. 4 Jahre Bauzeit hergestellt werden. Aufgrund der schichtförmig vorliegenden bindigen, gering durchlässigen Bodenschichten und des teilweise oberflächennahen Grund- bzw. Schichtwasserspiegels, treten nach den jeweiligen Schüttphasen Porenwasserüberdrücke in den bindigen Bodenschichten auf, welche für die Standsicherheit des Bauwerkes zu berücksichtigen sind. Nach gewissen Konsolidierungszeiten, verbunden mit einem Abbau der Porenwasserüberdrücke und mit entsprechenden Setzungen der bis zu diesem Zeitpunkt hergestellten Dammschüttungen, liegen wiederum (teil-)drainierte Verhältnisse mit einer sukzessiven Zunahme der Standsicherheit (aber auch der für weitere Lastfälle undrainierten Scherfestigkeit) unterhalb des Dammkörpers vor.

Auch die für die maßgebenden Bodenschichten relevanten Steifemoduli werden mit zunehmender Überlagerungsspannung und zunehmenden Konsolidierungs-

prozessen von Schüttphase zu Schüttphase zunehmen. Im Folgenden werden die maßgeblichen Bodenkennwerte zusammenfassend dargestellt. Im Detail wird auf den Geotechnischen Bericht, Kap. 6.2 (DA2913/B5c/HOE) in den Projektunterlagen verwiesen. Grundlage der Festlegung der Boden- und Berechnungskennwerte sind umfangreiche Laboruntersuchungen auf die im Detail ebenfalls auf die Projektunterlagen verwiesen wird.

Hingewiesen wird noch einmal darauf, dass sich sämtliche (Boden)Materialuntersuchungen auf das anstehende Bodenmaterial und noch nicht auf die Dammschüttmaterialien (deren Herkunft derzeit noch nicht festgelegt wurde) beziehen. Für die anstehenden bindigen Bodenschichten wurden sowohl umfangreiche Kompressionsversuche zur Bestimmung der spannungsabhängigen Steifemoduli wie auch Rahmenscherversuche (10 cm x 10 cm – Scherbox) für Bestimmung der spannungsabhängigen drainierten Scherfestigkeit (teilweise mit zwei unterschiedlichen Scherraten) durchgeführt. Die Bestimmung der undrainierten Scherfestigkeit für die feinkorndominierten Bodenschichten erfolgte durch insitu Flügelscherversuche. In Abb.5. unten bzw. Tabelle 6 aus DA2913/B6c/HOE, welche folgend eingefügt wurde, sind die seitens der GEO TEST bestimmten, charakteristischen Bodenkennwerte der aufgeschlossenen Schichtkomplexe zusammengefasst.

Schichtenkomplex	Bodenklasse	Bodenzustand	Kohäsion c [kN/m ²]	Reibungswinkel ϕ [°]	Kohäsion undr. Boden c_u [kN/m ²]	Wichte γ/γ_b [kN/m ³]	Durchlässigkeitsbeiwert k_{10}/k_0 [m/s]	Eff. Porenraum n_{sa} [-]	Steifemodul E_{soil} [MN/m ²]
Mutterboden	-	-	2,5	27,5	-	17,0 / 7,0	$5,0 \times 10^{-5}$	0,25	-
SK Ia	Si,L; Cl,L; Si,M; Cl,M	steif bis halbsteif	2,5	27,5	75,0	19,0 / 9,0	$5,0 \times 10^{-7} \div$ $5,0 \times 10^{-9}$ / $1,0 \times 10^{-7} \div$ $1,0 \times 10^{-9}$	0,03 - 0,10	2,5 - 5,0
SK Ib	Si,N; Si,L; Si,M; Cl,L; Cl,M; si Sa; SvSa; cl Sa; ClSa; si Gr; SiGr; cl Gr; ClGr	breig-weich, bis weich-steif	0,0 ($\div 2,5$) ²⁾	20,0 ($\div 25,0$) ²⁾	40,0 ³⁾ ($\div 90,0$) ³⁾	17,5 - 18,5 / 7,5 - 8,5	$5,0 \times 10^{-7} \div$ $5,0 \times 10^{-8}$ / $1,0 \times 10^{-7} \div$ $1,0 \times 10^{-8}$	0,07 - 0,10	1,5 ($\div 5,0$) ⁴⁾
SK IIIa	si Sa; cl Sa; Gr,I; Gr,W; si Gr; cl Gr	sehr locker bis locker	0,0	32,5	-	19,0 / 9,0	$5,0 \times 10^{-4} \div$ $5,0 \times 10^{-5}$ / $1,0 \times 10^{-4} \div$ $1,0 \times 10^{-5}$	0,25 - 0,30	5,0 - 25,0
SK IIb	Sa,I; Sa,W; si Sa; si Sa; cl Sa; cl Sa; Gr,I; Gr,W; si Gr; cl Gr; si Gr; cl Gr	mitteldicht bis sehr dicht	0,0	35,0	-	21,5 / 11,5	$5,0 \times 10^{-4} \div$ $5,0 \times 10^{-6}$ / $1,0 \times 10^{-4} \div$ $1,0 \times 10^{-6}$	0,25 - 0,30	20,0 - 100,0
SK IIIa	Paragneis mit Amphibolit- lagen	verwittert bis angewittert mäßige min. Bindung	10,0 ²⁾	35,0 ²⁾	$q_u =$ 1.250 \div 5.000	23,5 / 11,5	$1,0 \times 10^{-3} \div$ $1,0 \times 10^{-7}$ / $5,0 \times 10^{-4} \div$ $5,0 \times 10^{-8}$	0,10 - 0,30	$\gg 100,0$
SK IIIb	Paragneis mit Amphibolit- lagen	angewittert bis unverwittert gute bis sehr gute min. Bindung	25,0 ²⁾	35,0 ²⁾	$q_u >$ 10.000	28,0 / 16,0	$1,0 \times 10^{-8} \div$ $5,0 \times 10^{-10}$ / $1,0 \times 10^{-8} \div$ $5,0 \times 10^{-10}$	0,03 - 0,07	$\gg 200,0$

- 1) zunehmend mit steigender Konsolidationsspannung aus der Dammschüttung
- 2) ca. halber Wert aus dem Mittelwert der Ergebnisse der Flügelsondierungen ohne Werte über 100 kN/m²
- 3) für Kluft - und Trennflächen als Ansatz in den Berechnungen
- 4) für Kluft - und Trennflächen können auch deutlich höhere Werte vorliegen

Abb.5.: Auszug (Tabelle 6) aus Untersuchungsbericht aus DA2913/B6c/HOE mit den charakteristischen Bodenkennwerten für den Untergrund

Schüttphasen	Steißmodul E_{pr} [MN/m ²]	Coulomb'sche Scherparameter ϕ' / c [°] / [kN/m ²]	Kohäsion des undrainierten Bodens c_u [kN/m ²]
Konsolidationsspannung 40 kN/m ² Ausgangszustand für 1. Schüttphase	SKIb: 1,5 SKIIa: 7,5	SKIb 20,0 / 0,0	SKIb 40,0
Konsolidationsspannung ~ 85 kN/m ² Ausgangszustand für 2. Schüttphase	SKIb: 2,5 SKIIa: 8,5	SKIb 21,0 / 0,5	SKIb 50,0
Konsolidationsspannung ~ 145 kN/m ² Ausgangszustand für 3. Schüttphase	SKIb: 3,0 SKIIa: 9,0	SKIb 22,0 / 1,0	SKIb 60,0
Konsolidationsspannung ~ 195 kN/m ² Ausgangszustand für 4. Schüttphase	SKIb: 4,0 SKIIa: 10,0	SKIb 23,0 / 1,5	SKIb 70,0
Konsolidationsspannung ~ 230 kN/m ² Ausgangszustand für 5. Schüttphase	SKIb: 5,0 SKIIa: 11,0	SKIb 24,0 / 2,0	SKIb 80,0
Konsolidationsspannung ~ 230 kN/m ² nach 5. Schüttphase	(SKIb: 7,5 SKIIa: 12,5)	SKIb 25,0 / 2,5	SKIb 90,0

Abb.6.: Auszug (Tabelle 5) aus DA2913/B6c/HOE: Seitens GEO TEST festgelegte spannungsabhängige Steifigkeiten für die Schichten SKIb und SKIIa sowie drainierte und undrainierte Scherfestigkeiten für die Bodenschichten SKIb

Anmerkung/Bewertung durch den SV für Dammbau: Auffallend in obiger Tabelle 6 sind die zum Teil sehr vorsichtig festgelegten drainierten Scherparameter z.B. in der Schicht SKIb mit $c = 0$ kPa und $\phi' = 20^\circ$ und die im Vergleich zu diesen Kennwerten für oberflächennahe Bereiche rel. hohen undrainierten Scherparameter c_u . Dieser Umstand wurde im Vorfeld mit dem Projektanten diskutiert und von diesem wie folgt begründet: Die undrainierte Scherfestigkeit wurde aus einer vorsichtigen Festlegung (ca. halber Wert aus dem Mittelwert der Ergebnisse der Flügelsondierungen (peak Werte) ohne Werte über 100 kPa) bestimmt. Für die drainierten Scherparameter wurden aus den Rahmenscherversuchen Reibungswinkel von $\phi' > 30^\circ$ und c' für den genannten Reibungswinkel in einer Größenordnung von > 15 kPa ermittelt (für höhere Reibungswinkel bei geringerem Spannungsniveau auch deutlich geringere Kohäsionswerte), seitens GEO TEST jedoch mit der Begründung, dass insitu keine derart stark konsolidierten Zustände wie in den Scherversuchen vorliegen, diese großen Abminderungen vorgenommen.

Seitens des SV für Dammbau, werden die Abminderungen der drainierten Scherparameter für Schicht SKIb als zu groß angesehen (Reibungswinkel um über 10° abgemindert, Kohäsion zu $= 0$ gesetzt) und wie oben angeführt, die undrainierten Kennwerte (für niedrige Spannungsbereiche) für zu groß erachtet. Die undrainierten Scherfestigkeiten wurden auf Basis von vorsichtigen Interpretationen der mittleren, mittels Flügelsondierungen ermittelten c_u -Werte abgeleitet. Vor allem für die oberflächennahen Bereiche – d.h. die ersten 2 bis 3 m unter GOK (und ohne Dammauflast) sind die angegebenen c_u -Werte von ≥ 40 kPa deutlich oberhalb der für

normalkonsolidierte, gesättigte Böden üblichen Werte von $c_u \sim 0,2-0,3 \times \sigma_{zc}'$. In Abb.7 ist die Bandbreite für c_u -Werte für normalkonsolidierte Böden als Funktion des effektiven Reibungswinkels, der Überlagerungsspannung und für verschiedene Spannungspfade (bzw. Versuchsmethodiken) nach D.M. Wood (Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics, Cambridge Univerity Press, 1990) angeführt.

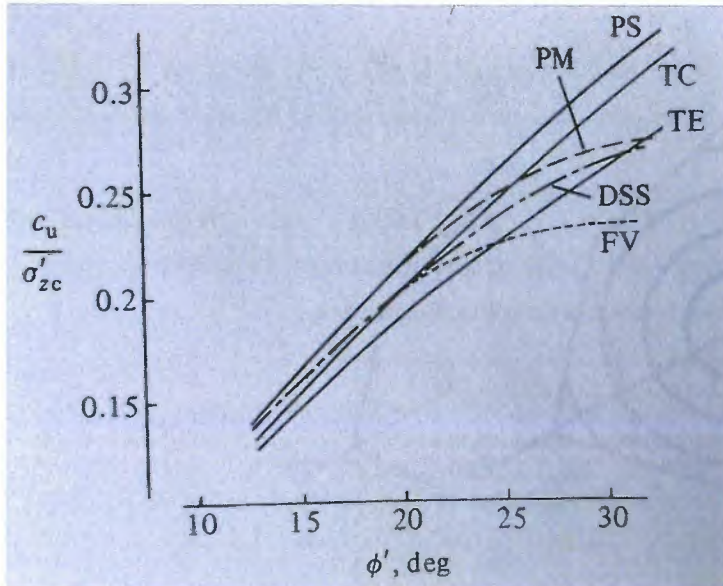


Abb.7: Abhängigkeit des Spannungsverhältnisses $c_u/\sigma_{v'}$ vom effektiven Reibungswinkel ϕ' für normalkonsolidierte Böden (entsprechend Cam Clay Modell und Mohr-Coulomb Bruchkriterium) für TC (=Triaxial Compression), TE (=Triaxial Extension), PS (=Plain strain), PM (Pressuremeter), DSS (=Direct simple shear), FV (Drehflügelsonde)

Betrachtet man die in Beilage 126 in DA2913/B6a/HOE tabellarisch dargestellten Auswertungen der Flügelsondierungen, stammen die Werte aus Tiefenbereichen zwischen 0,75 und max. 3,25 m. Mit den in dem Projektunterlagen angeführten Wasserspiegel zwischen ca. 1,9 m und 3,3 m unter Gelände-OK ist nicht auszuschließen, dass bei vielen der dargestellten Flügelsondier-Versuchen teilgesättigte Verhältnisse vorgeherrscht haben, womit die Scherparameter keine rein undrainierten Versuchsergebnissen darstellen.

Vorgabe durch den SV für Dammbau: Die Vorgaben für Bodenschicht SK1b sind zu überarbeiten. Für die drainierten Kennwerte können $\phi' = 25^\circ / c = 2,5 \text{ kPa}$ und für die undrainierten Parameter können/sollen verminderte spannungsabhängige Kennwerte

25 / 40 / 55 / 70 / 80 und 90 kPa je nach Überlagerungsspannung angesetzt werden. Auf diesen Sachverhalt wird weiter unten noch im Detail eingegangen.

Diese Vorgabe wurde vom Projektanten GEO TEST in seiner Nachreichung vom Mai 2021 (Dokument „Ergänzung zum Geotechnischen Bericht – Hochwasserschutz Langenlois - Bereich 1, Rückhaltebecken Sirnitzbach, Dokument DA2913/B6f/HOE, Mai 2021“) berücksichtigt und in die überarbeiteten Standsicherheitsnachweise eingepflegt.

In Tabelle 6 ist für die Bodenschicht SKIIIa die Wichte unter Auftrieb mit 11,5 kN/m³ angeführt die (teil-)gesättigte Wichte mit 23,5 kN/m³. Es sollte für $\gamma_{m,b}$ vermutlich 13,5 kN/m³ heißen.

In unten dargestellter Abb.8 (Tabelle 7 als Auszug aus dem Dokument DA2913/B6c/HOE) sind die seitens GEO TEST „vorgegebenen“ Bodenkennwerte für die im Detail noch nicht bekannten Dammbaustoffe aufgelistet.

Dammbaustoffe	Kohäsion c [kN/m ²]	Reibungswinkel ϕ [°]	Kohäsion undr. Boden c_u [kN/m ²]	Wichte γ/γ_s [kN/m ³]	Durchlässigkeitsbeiwert k_{ov}/k_v [m/s]	Eff. Porenraum n_{eff} [-]
Flächendränage	0,0	35,0	-	21,5 / 11,5	$1,0 \times 10^{-6}$	0,30
Rüttelstopfverdichtung	0,0	35,0	-	21,5 / 11,5	$1,0 \times 10^{-6}$	0,30
Stützkörper	2,5 ÷ 12,5	27,5 ÷ 32,5	100,0	20,0 / 10,0	$1,0 \times 10^{-6} \div 1,0 \times 10^{-7} / 5,0 \times 10^{-6} \div 5,0 \times 10^{-8}$	0,15 ÷ 0,25
Belastungskörper	0,0	35,0	-	21,5 / 11,5	$1,0 \times 10^{-6}$	0,30
Dränage	0,0	35,0	-	19,0 / 9,0	$5,0 \times 10^{-3}$	0,33
zentrales Dichtelement	25,0	30,0	-	20,0 / 10,0	$5,0 \times 10^{-9}$	0,03
Dichtkern	7,5 ÷ 10,0	25,0 ÷ 35,0	100,0	19,5 / 9,5	$1,0 \times 10^{-9}$	0,07
Grobsteinschichtung in Beton (Überlauf)	10,0	35,0	-	25,0 / 15,0	$1,0 \times 10^{-7}$	0,10
Tosbecken	50,0	45,0	-	25,0 / 15,0	$1,0 \times 10^{-9}$	0,03
Wasserbausteine	0,0	35,0	-	23,5 / 13,5	$1,0 \times 10^{-7}$	0,33
Mutterboden	2,5	27,5	-	17,0 / 7,0	$5,0 \times 10^{-5}$	0,25

Abb.8: Auszug (Tabelle 7) aus DA2913/B6c/HOE mit den charakteristischen Bodenkennwerten für die Dammbaustoffe

Bewertung durch den SV für Dammbau: Die für die verschiedenen Zonen des Dammkörpers angeführten Bodenkennwerte werden bis auf die Scherparameter $\phi' = 27,5^\circ / c = 12,5 \text{ kPa}$ für den Stützkörper als grundsätzlich realistische Vorgaben für

das derzeit noch nicht bekannte Dammschüttmaterial eingestuft. Für den Stützkörper werden zwei Sets für die Scherparameter angeführt: Zum einen die bereits genannten $\varphi' = 27,5^\circ / c = 12,5 \text{ kPa}$ und zum anderen $\varphi' = 32,5^\circ / c = 2,5 \text{ kPa}$. Für das erstgenannte Set, mit einem effektiven Reibungswinkel von $\varphi' = 27,5^\circ$ und einer Kohäsion von $12,5 \text{ kPa}$ wird darauf hingewiesen, dass die Materialbeschaffenheit/Bauausführung und Verdichtung, wie auch das Prüfprocedere für den Nachweis dieser relativ hohen Kohäsion für das eingebauten Schüttmaterial schwierig ist. Auch müssen um rechnerisch eine charakteristische Kohäsion von $12,5 \text{ kPa}$ ansetzen zu können über insitu und/oder Laborversuche Werte von deutlich $> 15 \text{ kPa}$ nachgewiesen werden.

Vorgabe durch den SV für Dammbau: Die Vorgaben für das Parameterset $\varphi' = 27,5^\circ / c = 12,5 \text{ kPa}$ sind zu überarbeiten. Es darf für die Nachweise max. folgendes Parameterset in Rechnung gestellt werden: $\varphi' = 27,5^\circ / c = 7,5 \text{ kPa}$.

Diese Vorgabe wurde vom Projektanten GEO TEST in seiner Nachreichung vom Mai 2021 (Dokument „Ergänzung zum Geotechnischen Bericht – Hochwasserschutz Langenlois - Bereich 1, Rückhaltebecken Sirnitzbach, Dokument DA2913/B6f/HOE, Mai 2021“) berücksichtigt und in die überarbeiteten Standsicherheitsnachweise eingepflegt.

Die detaillierten Berechnungsergebnisse sind für die ursprünglichen Kennwerte (welche nach Vorgabe des SV für Dammbau noch nicht geändert wurden), dem Geotechnischen Bericht, Anlage 2 (Dokument DA2913/B6c/HOE) und die Beschreibung der durchgeführten Berechnungen sowie eine Zusammenfassung der Ergebnisse dem Dokument DA2913/B6c/HOE - Abschlussdamm zu entnehmen. (Im Folgenden werden auch diese Ergebnisse für die nicht mehr gültigen Berechnungskennwerte noch auszugsweise dargestellt – u.A. um die geforderten Adaptionen der Kennwerte zu begründen.)

Die Berechnungsergebnisse für die (nach Vorgabe durch den SV für Dammbau) adaptierten Boden- bzw. Berechnungskennwerte sind den Nachreichunterlagen vom Mai 2021 zu entnehmen.

Seitens des SV für Dammbau (Marte) wurden keine eigenen Standsicherheitsberechnungen durchgeführt, sondern lediglich eine Plausibilitätsprüfung der Berechnungen der GEO TEST vorgenommen.

Standsicherheitsuntersuchungen:

Die Standsicherheitsberechnungen für den Dammkörper wurden analytisch mittels Lamellenverfahren nach Bishop für kreisförmige Versagenskörper und für

ausgewählte polygonale Bruchfiguren mittels dem Programm GGU-Stability Version 12.16 nach dem Globalen Sicherheitskonzept für die Dammprofile 1 und 2 durchgeführt.

Anmerkung SV für Dammbau: *Im Folgenden werden zuerst die Standsicherheitsberechnungen der Einreichunterlagen von Ende April 2021 (mit den noch nicht adaptierten Bodenkennwerten) zusammenfassend diskutiert und bewertet. Im Anschluss daran werden die aufgrund der oben bereits beschriebenen Forderungen zur Abänderung der Berechnungsparameter in der Bodenschicht SKIb und dem Dammschüttmaterial für den Stützkörper, Set 2 seitens GEO TEST überarbeiteten und im Mai 2021 nachgereichten Berechnungsergebnisse dargestellt und bewertet.*

Auszug aus DA2913/B6c/HOE zur Beschreibung der Berechnungsabläufe:

Für die luftseitige Böschung werden die stationär ermittelten Porenwasserdrucknetze aus den Durchströmungsberechnungen für die Systeme Ansätze mit "Höherer Durchlässigkeit" und "Geringerer Durchlässigkeit" herangezogen. Für das Profil 1 werden für das System mit "Höherer Durchlässigkeit" generell die Porenwasserdrucknetze für einen Wassereindrang beim Einstau durch stark durchlässige Bodenmaterialien (Fenster in den feinkörnigen Bodenschichten) im Bachbettbereich in den tieferliegenden, grundwasserführenden Schichtenkomplex SKIb berücksichtigt. Für die wasserseitigen Böschungen wird der Lastfall Rasches Absinken als Betriebslastfall herangezogen, wobei entsprechend stationären Verhältnissen der Dammkörper mit Ausnahme des Belastungskörpers, entsprechend der zugehörigen stationären Sickerwasserlinie, unter Auftrieb ohne Einstau angesetzt wird. Für den Ansatz der "Höheren Durchlässigkeit WÜB" bzw. "Geringeren Durchlässigkeit" werden in den Böschungsbruchberechnungen der Maximalwert bzw. Minimalwert für den Reibungswinkel und der Minimalwert bzw. der Maximalwert der Kohäsion für den Stützkörper angesetzt.

Um den Einfluss der Konsolidation auf die Standsicherheit während der Bauzeit beurteilen zu können, wird das Profil 1 für ansteigende Zeiten für ein oben offenes System (höhere Konsolidationszeit im Vergleich zu einem oben und unten offenen System) bei Variation der Wasserdurchlässigkeit des Schichtenkomplexes SKIb (und SKIa) untersucht. Hierbei wird der vollständig hergestellte Abschlussdamm ohne zentrales Dichtelement, Grobsteinschichtung in Beton, Tosbecken und vorgelagerten Wasserbausteinen (Bauzustand) für die aufsummierten Porenwasserüberdrücke der einzelnen

Schüttphasen angesetzt. Der Abbau der Porenwasserüberdrücke in den einzelnen Schüttphasen durch die zeitversetzte Herstellung, als auch die Verbesserung der Coulomb'schen Scherparameter durch die Konsolidation wird für diese Berechnungen als vereinfachte, ungünstige Annahme nicht berücksichtigt. Ebenso wird das Hochwasserereignis für den Bauzustand berücksichtigt.

3.6.2. Kombination der Einwirkungen - Lastfallklassen

Entsprechend der Richtlinie zum Nachweis der Standsicherheit von Staudämmen der Österreichischen Staubeckenkommission erfolgt die Kombination der Einwirkungen in den 3 Lastfallklassen.

Lastfallklasse I – Planmäßige Einwirkungen (Regellastfälle)

Bei der Lastfallklasse I werden folgende Einwirkungen berücksichtigt:

- Eigenlasten von Baustoffen und Bauteilen,
- Wasserlasten und Porenwasserdrücke, die sich durch die Staulagen bis zum Stauziel ergeben, inkl. Raschem Abstau
- Verkehrslasten,

Für sämtliche Nachweise der Lastfallklasse I muss eine (globale) Mindestsicherheit von $\eta = 1,3$ erreicht werden.

Lastfallklasse II – Außerplanmäßige Einwirkungen (Ausnahmelastfälle)

Bei der Lastfallklasse II ist eines der folgenden Ereignisse mit den Einwirkungen der Lastfallklasse I zu überlagern:

- Vollstau und Rasche Absenkung des Staus,
- OBE-Anregung,
- Lastfälle mit Porenwasserüberdrücken.

Für sämtliche Nachweise der Lastfallklasse II muss eine (globale) Mindestsicherheit von $\eta = 1,2$ erreicht werden.

Lastfallklasse III – Extreme Einwirkungen (Sonderlastfälle)

Bei der Lastfallklasse III ist eines der folgenden extremen Ereignisse mit den Einwirkungen der Lastfallklasse I zu überlagern:

- MCE-Anregung,
- Auswirkung möglicher Schadstellen (Sensitivitätsanalyse).

Für sämtliche Nachweise der Lastfallklasse III muss eine (globale) Mindestsicherheit von $\eta = 1,1$ erreicht werden.

Erdbeben

Hinsichtlich der Erdbebeneinwirkung wurde zwischen dem sogenannten Betriebserdbeben bzw. Bemessungserdbeben (Operation Basis Earthquake, OBE) und dem maximal denkbaren Erdbeben (Maximum Credible Earthquake, MCE) unterschieden, wobei die maximale horizontale Beschleunigung für das OBE und für das MCE aus der Richtlinie zur Erdbebenberechnung von Talsperren, Band 3 entnommen wurde. In den Berechnungen wurden die Effektivbeschleunigungen (= 70% der Maximalbeschleunigungen) angesetzt. Für die Vertikalkomponente der Beschleunigungswerte wurden 2/3 der effektiven Horizontalbeschleunigungen berücksichtigt.

Effektive Beschleunigungswerte für den Projektstandort:

Erdbeben	Max. horizontale Beschleunigung a_{max}	Eff. Horizontale Beschleunigung a_{eff} (0,7 a_{max})	Vertikale Beschleunigung a_{vert} (2/3 a_{eff})	Vielfaches der Erdbebeschleunigung horizontal	Vielfaches der Erdbebeschleunigung vertikal
OBE - Anregung	0,62 m/s ²	0,43 m/s ²	0,29 m/s ²	0,044	0,029
MCE - Anregung	1,40 m/s ²	0,98 m/s ²	0,65 m/s ²	0,100	0,067

Abb.9: Auszug (Tabelle 19) aus DA2913/B6c/HOE mit den effektiven Beschleunigungskennwerten für das OBE und MCE – Erdbeben

Der Nachweis der Standsicherheit gegenüber der Einwirkung Erdbeben wurde durch eine pseudostatische Analyse erbracht. Dabei wurde bei der Gleitkreisberechnung nach dem Lamellenverfahren im Massenschwerpunkt der Lamelle eine statische Ersatzlast mit einer horizontalen und einer vertikalen Komponente berücksichtigt.

3.6.3. Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen

Ergebnisse der Einreichunterlagen April 2021:

Die Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen sind im Dokument DA2913/B6c/HOE bzw. in der zugehörigen Anlage 2, der Einreichunterlagen von Ende April 2021 angeführt und werden im Folgenden auszugsweise wiedergegeben. In den Untersuchungen von GEO TEST wurden auch Lastfallkombination untersucht die nach der Richtlinie der Staubeckenkommission nicht nachzuweisen sind, z.B. die Überlagerung von Bemessungshochwasser, raschem Abstau und MCE-Lastfall. Es werden im Folgenden nur auf jene Ergebnisse der laut Richtlinie zu überlagernden und nachzuweisenden Lastfälle eingegangen.

Maßgebend für die Standsicherheitsuntersuchungen ist Profil 1, da in Profil 2 der Festgesteinsuntergrund unmittelbar unterhalb des Dammbauwerkes ansteht. Somit werden im Weiteren die maßgebenden Berechnungsergebnisse für Profil 1 detaillierter diskutiert und bewertet.

Gleitkreisuntersuchungen:

In einem ersten Berechnungspaket wurde der Bauzustand und den während der Schütтарbeiten erhöhten Porenwasserdrücke (und somit reduzierten effektiven Spannungen) untersucht (detaillierte Ergebnisse siehe DA2913/B6c/HOE, Anlage 2 sind in den Beilagen 166 bis 197). Dabei wurden nicht die einzelnen Schüttphasen und deren zeitliche Entwicklung modelliert und hinsichtlich Standsicherheit untersucht, sondern vereinfacht wurde das fertige Erddammbauwerk (ohne Dichtwand und ohne in Beton verlegte Wasserbausteine im Überlaufbereich) zu einem Zeitpunkt $t=0$ hergestellt und die Konsolidierungsphase von diesem Zeitpunkt beginnend nach 0d, 7d, 48d und $t=\infty$ ermittelt und auf den hierfür vorherrschenden Porenwasser(über)drücken im Untergrund aufbauend die Standsicherheit ermittelt. Angesetzt wurden drainierte Scherparameter unter Berücksichtigung der Porenwasser(über)drücke im Untergrund. Für den Endzustand $t=\infty$ ergeben sich globale Sicherheitsbeiwerte von ca. $\eta = 1,44$ bis ca. 1,54 für die Luft- und Wasserseite (für die beiden Profile 1 und 2) in Abhängigkeit der Annahmen für die Durchlässigkeiten im Untergrund. Für den Zeitpunkt $t=0$ ergeben sich (theoretische) Sicherheitszahlen von $\eta = 0,70$ bis ca. 0,87, für $t = 7d$ ergeben sich (theoretische) Sicherheitszahlen von $\eta = 1,1$ bis 1,25. Da es sich um Bauzustände handelt, wurden keine Erdbeben und keine höheren Einstauzustände berücksichtigt.

Bewertung durch den SV für Dammbau: Bei den vorgenannten Berechnungen handelt es sich um theoretische Zustände, die eine Abschätzung der Dauer der Konsolidierungsphasen und deren qualitativen Einfluss auf die Standsicherheitszahlen erlauben. Eine daraus ableitbare Aussage über die tatsächlichen Sicherheitszahlen während der in 5 Phasen und über ca. 4 Jahre andauernde Dammerstellung ist nicht möglich. Es lässt sich aus dieser Sensitivitätsanalyse jedoch die erforderliche Dauer für die Konsolidierungszeiten ableiten und somit die Aussage treffen, dass die Standsicherheiten für die einzelnen Schüttphasen unter Annahme der geplanten Bauzeiten kein Standsicherheitsproblem darstellen (zumal für die drainierten Scherparameter in den bindigen Untergrundschichten – z.B. SKIb sehr vorsichtige Kennwerte angesetzt wurden).

Eine entsprechende geotechnische Baubegleitung und (messtechnische) Kontrolle zur Festlegung der Schüttgeschwindigkeiten in Hinblick auf die Standsicherheitszustände während der Bauarbeiten ist im Projekt geplant und auch erforderlich (Auflage).

Endzustand des Bauwerkes

Die Ergebnisse der Standsicherheitsuntersuchungen für das Einreichprojekt Ende April 2021 für kreisförmige Gleitflächen nach Bishop für die einzelnen Lastfälle sind in DA2913/B6c/HOE bzw. in der zugehörigen Anlage 2 (Beilagen 198 bis 291) graphisch dargestellt. In diesen Beilagen sind auch die angesetzten Bodenschichten bzw. -kennwerte angeführt.

Für die Erdbebenlastfälle wurden die Standsicherheiten (auch) auf Basis von undrainierten Scherfestigkeiten für die bindigen Bodenschichten des Untergrundes (z.B. SKIb) ermittelt. Hierbei wurden die cu-Werte, wie bereits oben diskutiert auf Basis der durchgeführten Flügelsondieruntersuchungen und auch abhängig von der Überlagerungsspannung (z.B. Gewicht des Dammkörpers) festgelegt.

Bewertung SV-Dammbau: *Der Ansatz von undrainierten Scherfestigkeiten für den Nachweis der Erdbebenlastfälle wird als grundsätzlich richtig angesehen, da im Einreichprojekt April 2021 keine Bodenverbesserungsmaßnahmen (mit Ausnahme für das Tosbecken) geplant sind und somit im Erdbebenfall (örtlich) von einem kontraktanten Verhalten und somit der Entwicklung von Porenwasserüberdrücken in gering durchlässigen Bodenschichten auszugehen ist.*

Für die restlichen Lastfälle werden drainierte Scherparameter angesetzt, wobei im Vergleich zum Bauzustand von etwas höheren Scherparametern für die bindigen Bodenschichten (SKIb) – zufolge höherer Überlagerungsspannungen - ausgegangen wurde.

Bewertung SV-Dammbau: *Die Annahme höherer drainierter Scherparameter für z.B. die Bodenschicht SKIb ist gerechtfertigt und durch die umfangreichen Laboruntersuchungen abgesichert. (Anmerkung: die angesetzten Scherparameter sind aus Sicht des SV noch immer auf der sehr sicheren Seite). – Siehe hierzu auch die Diskussion weiter unten.*

Im Folgenden werden die wesentlichen Ergebnisse (Einreichprojekt April 2021) für das Profil 1 dargestellt. Für das Profil 2 werden Ergebnisse nur dargestellt, wenn geringere Sicherheiten im Vergleich zu Profil 1 ermittelt wurden. Dabei werden Bandbreiten für die Sicherheitszahlen für Annahme „Höhere Durchlässigkeit“ und Annahme „Geringere Durchlässigkeit“ sowie „mit“ und „ohne“ Einbindung des Dichtelementes in SKIIIa angegeben.

Lastfallklasse I: Profil 1

Für die Lastfallklasse I ist gemäß der Richtlinie der Österreichischen Staubeckenkommission eine globale Sicherheit von $\eta \geq 1,3$ gefordert.

Luftseite, ohne Einstau (Anlage 2, 198 - 199)	$\eta = 1,62 - 1,64 > 1,3$
Luftseite, Vollstau (Anlage 2, 200 - 203)	$\eta = 1,46 - 1,60 > 1,3$
Wasserseite, ohne Einstau (Anlage 2, 224 - 225)	$\eta = 1,59 - 1,60 > 1,3$
Wasserseite, Vollstau (Anlage 2, 226 - 227)	$\eta = 1,64 > 1,3$
Wasserseite, Rasches Absinken (Anlage 2, 228 - 233)	$\eta = 1,30 - 1,60 \geq 1,3$

Lastfallklasse II (OBE) Profil 1 – pseudostatische Berechnung:

Für die Lastfallklasse II ist gemäß der Richtlinie der Österreichischen Staubeckenkommission eine globale Sicherheit von $\eta \geq 1,2$ gefordert.

Luftseite, Vollstau und OBE, undrain. (Anlage 2, 208 - 211)	$\eta = 1,31 - 1,39 > 1,2$
Luftseite, Vollstau (Anlage 2, 200 - 203)	$\eta = 1,46 - 1,60 > 1,2$
Wassers., Speicher leer und OBE, undrain. (Anlage 2, 234 - 237)	$\eta = 1,47 > 1,2$
Wassers., Rasches Absen. & OBE, undrain. (Anlage 2, 238 - 241)	$\eta = 1,44 > 1,2$

Anmerkung RM: *Es ergibt sich, dass Rasches Absenken mit OBE überlagert, die deutlich höhere Sicherheit ergibt wie LFK I – rasches Absenken ohne OBE. Dies ist eine Folge der drainierten Berechnung für rasches Absenken ohne OBE (und den niedrig gewählten drainierten Scherparametern) und der undrainierten Berechnung für das OBE (überlagert mit dem Raschen Absenken) mit vergleichsweise hohen c_u -Werten für niedrige Spannungszustände. **Dieses Ergebnis ist nicht plausibel und es hat für diese Lastfälle noch einmal eine Untersuchung auf Basis von besser abgestimmten, drainierten und undrainierten Parametern zu erfolgen. (Siehe hierzu allgemeine Beurteilung unten).***

Lastfallklasse III (MCE) – pseudostatische Berechnung:

Für die Lastfallklasse III ist gemäß der Richtlinie der Österreichischen Staubeckenkommission eine globale Sicherheit von $\eta \geq 1,1$ gefordert.

Luftseite, Ohne Einstau & MCE, undrain. (Anlage 2, 212 - 215)	$\eta = 1,13 - 1,22 > 1,1$
Wasserseite, Speicher leer & MCE, undrain. (Anlage 2, 242 - 245)	$\eta \geq 1,22 > 1,1$

Lastfallklasse III (Sonderlastfälle):

Für die Lastfallklasse III ist gemäß der Richtlinie der Österreichischen Staubeckenkommission eine globale Sicherheit von $\eta \geq 1,1$ gefordert.

Luftseite, Vollstau Versagen Drainage, drain. (Anlage 2, 220)

- SV Dammbau: unrealistische WSP-Linie- Luftseite $\eta = 0,91 < 1,1$

Luftseite, Vollstau Versagen Drainage, drain. (Anlage 2, 221)

- SV Dammbau: realistische WSP-Linie- Luftseite $\eta = 1,36 > 1,1$

Polygonale Versagenskörper:

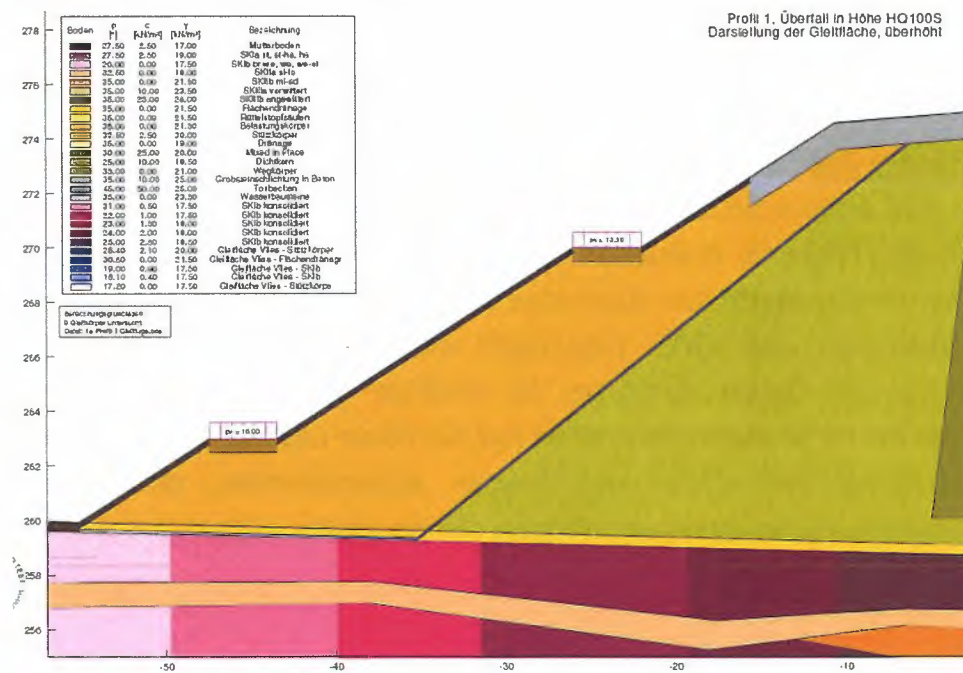


Abb.10: Darstellung der untersuchten polygonalen Versagenskörper entlang des mittels Geokunststoffe getrennten Stütz- und Belastungskörpers

Für den Endzustand wurden entlang des mittels Geokunststoffe getrennten Stütz- und Belastungskörpers auf der Wasserseite des Dammbauwerkes polygonale Gleitkörper untersucht (siehe Abb. 10), wobei für die Scherparameter jeweils eine Abminderung auf $0,85 \tan(\phi')$ vorgenommen wurde. Für die Luftseite ist diese Untersuchung, aufgrund der deutlich geringeren Neigung des zwischen Stützkörper und Drainmaterials eingebauten Trennvlieses nicht relevant (wenn der Nachweis auf der Wasserseite ausreichende Sicherheiten zeigt). Die

detaillierten Ergebnisse sind im Dokument DA2913/B6c/HOE bzw. in der zugehörigen Anlage 2 (Beilagen 292 - 313) dargestellt.

Lastfallklasse I: Profil 1

Für die Lastfallklasse I ist gemäß der Richtlinie der Österreichischen Staubeckenkommission eine globale Sicherheit von $\eta \geq 1,3$ gefordert.

Wasserseite, Vollstau (Anlage 2, 294) $\eta = 1,63 > 1,3$
Wasserseite, Rasches Absinken (Anlage 2, 295 - 305) $\eta_{\min} = 1,28 < 1,3$

Lastfallklasse II (OBE) Profil 1 – pseudostatische Berechnung:

Für die Lastfallklasse II ist gemäß der Richtlinie der Österreichischen Staubeckenkommission eine globale Sicherheit von $\eta \geq 1,2$ gefordert.

Wassers., Rasches Absenken & OBE, undrain. (Anlage 2, 306 - 307) $\eta = 1,45 > 1,2$

Lastfallklasse III (MCE) – pseudostatische Berechnung:

Für die Lastfallklasse III ist gemäß der Richtlinie der Österreichischen Staubeckenkommission eine globale Sicherheit von $\eta \geq 1,1$ gefordert.

Wasserseite, Speicher leer & MCE, undrain. fehlt
Wassers., Rasches Absenken & MCE, undrain. (Anlage 2, 308 - 313) $\eta = 1,19 > 1,1$

Anmerkung/Bewertung RM: *Wie bei den kreisförmigen Gleitflächen ergibt sich, dass Rasches Absenken mit OBE überlagert, die deutlich höhere Sicherheit ergibt wie LFK I – rasches Absenken ohne OBE. Dies ist eine Folge der drainierten Berechnung für rasches Absenken ohne OBE (und den niedrig gewählten drainierten Scherparametern) und der undrainierten Berechnung für das OBE (überlagert mit dem Raschen Absenken) mit vergleichsweise hohen c_u -Werten für niedrige Spannungszustände. **Dieses Ergebnis ist nicht plausibel und es hat für diese Lastfälle noch einmal eine Untersuchung auf Basis von besser abgestimmten, drainierten und undrainierten Parametern zu erfolgen. (Siehe hierzu allgemeine Beurteilung unten).***

Gleitsicherheit Vlies-Kieslage luftseitig (unter Betonbett)

Dieser Nachweis wurde seitens des Projektanten nicht geführt und wurde im Folgenden durch den SV für Dammbau geprüft.

Neigung der wasserseitigen Dammböschung 1:3 ($\beta = 18,4^\circ$)

Maßgebende Trennflächen für die Nachweisführung:

- Trennfläche zwischen Vlies und Stützkörper

Materialkennwerte (Rechenannahmen):

Stützkörper ($\varphi'_{\min} = 27,5^\circ$, c nicht ber.) $\gamma_k = 20 \text{ kN/m}^3$
Scherfestigkeit Vlies-Stützkörper $0,85 \tan(\varphi'_{\min})$ $\delta_k = \text{mind. } 24,77^\circ$, $a_k = 0$

Die angenommene Scherfestigkeit zwischen Kies und Schutzvlies bzw. zwischen Vlies und Schüttmaterial wurde $\tan \delta = 0,85 \tan \varphi$ sehr vorsichtig gewählt.

Globale Sicherheit (LFK I) - Abgleiten Vlies auf Stützkörper

$$\eta = \tan \delta / \tan \beta \quad \eta = 1,37 > 1,3$$

Globale Sicherheit OBE (LFK II) - Abgleiten Vlies auf Stützkörper

$$\eta = 1,31 > 1,2$$

Globale Sicherheit MCE (LFK III) - Abgleiten Vlies auf Stützkörper

$$\eta = 1,23 > 1,1$$

Die Sicherheiten liegen somit über der geforderten Werten.

Bewertung der Standsicherheitsberechnungen:

Wie bereits oben ausgeführt, sind die Boden- bzw. Berechnungskennwerte für die Bodenschicht SKIb wie auch das Parameterset 2 für den Stützkörper aus Sicht des SV und wie auch die Berechnungsergebnisse zeigen nicht plausibel. Aus diesem Grund wurde seitens des SV für Dammbau in der KW 18 Rücksprache mit der GEO TEST (Projektanten) gehalten und auf Basis seitens des SV für Dammbau geforderter und daraufhin abgestimmter, adaptierter Parameter für die beiden Bodeneinheiten seitens der GEO TEST noch einmal die wesentlichen Lastfälle zur Untersuchung der Standsicherheit durchgerechnet.

Die seitens GEO TEST überarbeiteten Unterlagen sind im Dokument „Ergänzung zum Geotechnischen Bericht – Hochwasserschutz Langenlois - Bereich 1, Rückhaltebecken Sirnitzbach, Dokument DA2913/B6f/HOE, Mai 2021“ ausführlich dokumentiert und beschrieben.

Die in diesem Dokument dargestellten Berechnungen, basieren auf den mit dem SV abgestimmten Boden- bzw. Berechnungskennwerten für die Bodenschicht SKIb sowie dem Set 2 für das Stützkörpermaterial. Da mit den durchgeführten Standsicherheitsuntersuchungen ohne zusätzliche Bodenverbesserungsmaßnahmen

für einzelne Lastfälle die geforderte Sicherheit nicht erreicht werden konnte, werden ergänzende Bodenverbesserungsmaßnahmen im Vorland und ca. unterhalb der Dammböschungen (wasser- und luftseitig) vorgesehen. Diese sollen mit dem „Rapid Compaction Verfahren – bei uns auch als Impulsverdichtung bekannt durchgeführt werden. Es wird eine Bodenverbesserung bis in eine Tiefe von ca. 5 m berücksichtigt. Als Einbringmaterial wird ein gut abgestuftes Bodenmaterial mit einem Feinkorngehalt von ca. 15% angedacht, um die Durchlässigkeitsverhältnisse im Untergrund – in vertikale Richtung – nicht wesentlich zu verändern (nicht zu vergrößern).

Bei der neuerlichen Durchführung der Standsicherheitsberechnungen durch die GEO TEST wurden die Berechnungen zuerst ohne den ergänzenden Bodenverbesserungsmaßnahmen durchgeführt und für jene Lastfälle (z.B. auf der Wasserseite OBE in Kombination mit raschem Abstau – LFK II) für die sich die Sicherheit nicht ausgegangen ist, ergänzende Berechnungen mit Berücksichtigung der Bodenverbesserungsmaßnahmen durchgeführt. D.h. die im folgenden dargestellten Sicherheitszahlen stellen teilweise niedrigere Werte dar, da sie die geplanten Bodenverbesserungsmaßnahmen mittels Rapid Compaction noch nicht berücksichtigen.

Im Folgenden werden die wesentlichen Ergebnisse auf Basis der adaptierten Kennwerte zusammenfassend dargestellt (entnommen aus dem Ergänzungsdokument DA2913/B6f/HOE, Mai 2021):

Lastfallklasse I: Profil 1 (ohne Rapid Compaction Maßnahmen)

Für die Lastfallklasse I ist gemäß der Richtlinie der Österreichischen Staubeckenkommission eine globale Sicherheit von $\eta \geq 1,3$ gefordert.

Wasserseite – Vollstau:

HQ100S 275,00 m ü. A., wasserseitige Böschung Volleinstau Ohne Einbindung des Dichtelementes in SKIIIa	Stützkörper $\phi = 32,5^\circ$, $c = 2,5 \text{ kN/m}^2$ Untergrund dränert	LFKL I $\eta_{\min} \geq 1,3$	$\eta_{\min} = 1,95$	1
	Stützkörper $\phi = 27,5^\circ$, $c = 7,5 \text{ kN/m}^2$ Untergrund dränert	LFKL I $\eta_{\min} \geq 1,3$	$\eta_{\min} = 1,95$	2

Wasserseite – maßgebender LF für rasches Absenken:

HQ100S 275,00 m ü. A., wasserseitige Böschung Rasches Absinken bis Dammfuß Ohne Einbindung des Dichtelementes in SKIIIa	Stützkörper $\phi = 32,5^\circ, c = 2,5 \text{ kN/m}^2$ Untergrund dräniert	LFKL I $\eta_{\min} \geq 1,3$	$\eta_{\min} = 1,47$	7
	Stützkörper $\phi = 27,5^\circ, c = 7,5 \text{ kN/m}^2$ Untergrund dräniert	LFKL I $\eta_{\min} \geq 1,3$	$\eta_{\min} = 1,44$	8

Luftseite – Vollstau:

HQ100S 275,00 m ü. A., luftseitige Böschung Ohne Einbindung des Dichtelementes in SKIIIa	Stützkörper $\phi = 32,5^\circ, c = 2,5 \text{ kN/m}^2$ Untergrund dräniert	LFKL I $\eta_{\min} \geq 1,3$	$\eta_{\min} = 1,68$	31
	Stützkörper $\phi = 27,5^\circ, c = 7,5 \text{ kN/m}^2$ Untergrund dräniert	LFKL I $\eta_{\min} \geq 1,3$	$\eta_{\min} = 1,63$	32

Lastfallklasse II (OBE) Profil 1 – pseudostatische Berechnung:

Für die Lastfallklasse II ist gemäß der Richtlinie der Österreichischen Staubeckenkommission eine globale Sicherheit von $\eta \geq 1,2$ gefordert.

Wasserseite – OBE und maßg. LF für rasches Absinken (ohne Rapid Compaction); a) drainierte Bodenkennwerte

HQ100S 275,00 m ü. A., wasserseitige Böschung Rasches Absinken bis Dammfuß, Erdbeben OBE Ohne Einbindung des Dichtelementes in SKIIIa	Stützkörper $\phi = 32,5^\circ, c = 2,5 \text{ kN/m}^2$ Untergrund dräniert	LFKL II $\eta_{\min} \geq 1,2$	$\eta_{\min} = 1,24; 1,28$	13, 14
	Stützkörper $\phi = 27,5^\circ, c = 7,5 \text{ kN/m}^2$ Untergrund dräniert	LFKL II $\eta_{\min} \geq 1,2$	$\eta_{\min} = 1,21; 1,25$	15, 16

b) tlw. undrainierte Bodenkennwerte

HQ100S 275,00 m ü. A., wasserseitige Böschung Rasches Absinken bis Dammfuß, Erdbeben OBE Ohne Einbindung des Dichtelementes in SKIIIa	Stützkörper $\phi = 27,5^\circ, c = 7,5 \text{ kN/m}^2$ Untergrund tw. undrainiert	LFKL II $\eta_{\min} \geq 1,2$	$\eta_{\min} = 1,06; 1,04$	21, 22
---	--	-----------------------------------	----------------------------	--------

Anmerkung SV für Dammbau: Der Nachweis für OBE überlagert mit raschem Abstau mit undrainierten Bodenkennwerten zeigt keine ausreichende Sicherheit, weshalb die Bodenverbesserungsmaßnahmen mittels Rapid Compaction durchgeführt werden sollen.

Wasserseite – OBE und maßg. LF für rasches Absinken (mit Rapid Compaction);

b) tlw. undrainierte Bodenkennwerte

HQ100S 275,00 m ü. A., wassersellige Böschung Rasches Absinken bis Dammfuß, Erdbeben OBE Ohne Einbindung des Dichteelementes in SKIIIa mit Bodenverbesserung	Stützkörper $\phi = 32,5^\circ$, $c = 2,5 \text{ kN/m}^2$ Untergrund tw. undränert	LFKL II $\eta_{\min} \geq 1,2$	$\eta_{\min} = 1,26; 1,27$	25, 26
	Stützkörper $\phi = 27,5^\circ$, $c = 7,5 \text{ kN/m}^2$ Untergrund tw. undränert	LFKL II $\eta_{\min} \geq 1,2$	$\eta_{\min} = 1,23; 1,25$	27, 28

Anmerkung SV für Dammbau: Im Vergleich zu vorigen Berechnungsergebnissen ohne Bodenverbesserungsmaßnahmen zeigen die Ergebnisse mit durchgeführten Bodenverbesserungsmaßnahmen ausreichende Sicherheiten

Luftseite – OBE und Vollstau (ohne Rapid Compaction);

a) drainierte Bodenkennwerte

HQ100S 275,00 m ü. A., luftseitige Böschung Erdbeben OBE Ohne Einbindung des Dichteelementes in SKIIIa	Stützkörper $\phi = 32,5^\circ$, $c = 2,5 \text{ kN/m}^2$ Untergrund dränert	LFKL II $\eta_{\min} \geq 1,2$	$\eta_{\min} = 1,34; 1,45$	37, 38
	Stützkörper $\phi = 27,5^\circ$, $c = 7,5 \text{ kN/m}^2$ Untergrund dränert	LFKL II $\eta_{\min} \geq 1,2$	$\eta_{\min} = 1,39; 1,42$	39, 40

b) tlw. undrainierte Bodenkennwerte

HQ100S 275,00 m ü. A., luftseitige Böschung Erdbeben OBE Ohne Einbindung des Dichteelementes in SKIIIa	Stützkörper $\phi = 27,5^\circ$, $c = 7,5 \text{ kN/m}^2$ Untergrund tw. undränert	LFKL II $\eta_{\min} \geq 1,2$	$\eta_{\min} = 1,09; 1,08$	45, 46
--	---	-----------------------------------	----------------------------	--------

Anmerkung SV für Dammbau: Der Nachweis für OBE mit Vollstau und mit undrainierten Bodenkennwerten zeigt keine ausreichende Sicherheit, weshalb die Bodenverbesserungsmaßnahmen mittels Rapid Compaction durchgeführt werden sollen.

Luftseite – OBE und Vollstau (mit Rapid Compaction);

b) tlw. undrainierte Bodenkennwerte

Ohne Einstau, wasserseitige Böschung Erdbeben OBE Ohne Einbindung des Dichtelementes in SKIIIa mit Bodenverbesserung ca. 1/2 luftseitige Dammaufstandsfläche	Stützkörper $\phi = 27,5^\circ$, $c = 7,5 \text{ kN/m}^2$ Untergrund tw. undränert	LFKL II $\eta_{\min} \geq 1,2$	$\eta_{\min} = 1,34; 1,33$	47, 48
HQ100S 275,00 m ü. A., wasserseitige Böschung Rasches Absinken bis Dammfuß, Erdbeben OBE Ohne Einbindung des Dichtelementes in SKIIIa mit Bodenverbesserung ca. 3/4 luftseitige Dammaufstandsfläche	Stützkörper $\phi = 32,5^\circ$, $c = 2,5 \text{ kN/m}^2$ Untergrund tw. undränert	LFKL II $\eta_{\min} \geq 1,2$	$\eta_{\min} = 1,34; 1,34$	49, 50
	Stützkörper $\phi = 27,5^\circ$, $c = 7,5 \text{ kN/m}^2$ Untergrund tw. undränert	LFKL II $\eta_{\min} \geq 1,2$	$\eta_{\min} = 1,30; 1,31$	51, 52

Anmerkung SV für Dammbau: Im Vergleich zu vorigen Berechnungsergebnissen ohne Bodenverbesserungsmaßnahmen zeigen die Ergebnisse mit durchgeführten Bodenverbesserungsmaßnahmen ausreichende Sicherheiten

Lastfallklasse III (MCE) – pseudostatische Berechnung:

Für die Lastfallklasse III ist gemäß der Richtlinie der Österreichischen Staubeckenkommission eine globale Sicherheit von $\eta \geq 1,1$ gefordert.

**Wasserseite – MCE (ohne Einstau) (mit Rapid Compaction);
tlw. undrainierte Bodenkennwerte**

Ohne Einstau, wasserseitige Böschung Erdbeben MCE Ohne Einbindung des Dichtelementes in SKIIIa mit Bodenverbesserung	Stützkörper $\phi = 27,5^\circ$, $c = 7,5 \text{ kN/m}^2$ Untergrund tw. undränert	LFKL III $\eta_{\min} \geq 1,1$	$\eta_{\min} = 1,33; 1,34$	29, 30
---	---	------------------------------------	----------------------------	--------

**Luftseite – MCE (ohne Einstau) (mit Rapid Compaction);
tlw. undrainierte Bodenkennwerte**

Ohne Einstau, wasserseitige Böschung Erdbeben MCE Ohne Einbindung des Dichtelementes in SKIIIa mit Bodenverbesserung ca. 1/2 luftseitige Dammaufstandsfläche	Stützkörper $\phi = 27,5^\circ$, $c = 7,5 \text{ kN/m}^2$ Untergrund tw. undränert	LFKL III $\eta_{\min} \geq 1,1$	$\eta_{\min} = 1,15; 1,13$	53, 54
--	---	------------------------------------	----------------------------	--------

Weiters sind im Ergänzungsdokument der GEO TEST vom Mai 2021 noch die polygonalen Gleitflächen entlang des Trennvlieses auf der Wasserseite untersucht worden. Unter Berücksichtigung der angepassten Bodenkennwerte zeigen die rechnerischen Untersuchungen für sämtliche Lastfälle eine ausreichende Standsicherheit.

Bewertung durch den SV für Dammbau:

Für die adaptierten Kennwerte und die zusätzlich geplanten Bodenverbesserungsmaßnahmen im Vorland und unterhalb des Böschungsbereiches des Dammkörpers lassen sich ausreichende Standsicherheiten nachweisen.

Weiters sind durch die geplanten (ergänzenden) Bodenverbesserungsverfahren auch Vorteile hinsichtlich des Setzungsverhaltens des Dammkörpers gegeben. Derzeit ist lediglich unterhalb des Kernbereichs des Dammkörpers keine Bodenverbesserung geplant. Diesbezüglich sind noch die Vor-/Nachteile (Konsequenzen) für das Dammbauwerk zu untersuchen und es ist zu prüfen ob eine vollflächige Bodenverbesserung Vorteile für das Dammbauwerk und den Bauablauf bringen kann. **Auflage**

Für das Einreichprojekt bei der Wasserrechtsbehörde sind sämtliche erforderliche Standsicherheitsnachweise unter Berücksichtigung der geplanten Bodenverbesserungsmaßnahmen nachzuführen. **Auflage**

Zufolge der geplanten Bodenverbesserungsmaßnahmen unterhalb der Böschungsbereiche des Dammkörpers kann es zu größeren differentiellen Setzungen zum zentralen Dammkörper unterhalb dem derzeit keine Verbesserungsmaßnahmen geplant sind kommen. Es ist zu prüfen ob eine vollflächige Bodenverbesserung unterhalb des Dammkörpers nicht vorteilhaft ist. **Auflage**

Weiters sind die geotechnischen Projektunterlagen (Setzungsabschätzungen, Bodenverbesserungsmaßnahmen im Tosbeckenbereich, Standsicherheitsberechnungen unter Berücksichtigung der Bodenverbesserungsmaßnahmen für alle relevanten Lastfälle etc.) im Hinblick auf die nunmehr geplanten Bodenverbesserungsmaßnahmen anzupassen und gegebenenfalls zu überarbeiten. **Auflage**

Für die geplanten Rapid Compaction bzw. Impulsverdichtungs-Maßnahmen zur Bodenverbesserung sind in einem Probefeld die wirksamen Tiefen der Bodenverbesserung zu prüfen und der Bearbeitungs raster und -ablauf festzulegen. Die Prüfung und Qualitätssicherung kann mittels vor- und nachlaufenden Druck- oder Rammsondierungen erfolgen. Dabei ist auch das einzubauende Bodenmaterial zu prüfen und festzulegen. **Auflage**

Es wird noch einmal darauf hingewiesen, dass Prof. Marte keine eigenen Standsicherheitsberechnungen durchgeführt sondern die vorgelegten Berechnungen lediglich auf Plausibilität überprüft hat.

Bodenverflüssigung:

In Kap.7.6 im Geotechnischen Bericht (Dokument DA2913/B6c/HOE) wird auf das Thema einer möglichen Bodenverflüssigung eingegangen. Hierbei werden die Sande und Schluffe der Schichtenkomplexe SKIa, SKIb sowie SKIIa grundsätzlich als im Hinblick auf dynamischen Bodenverflüssigung ("Liquefaction") durch Erdbeben gefährdet eingestuft.

Anmerkung SV für Dammbau: Von den durchgeführten Korngrößenverteilungen fällt aus Sicht des SV für Dammbau zumindest jene der Prüfnummer Q969 (Sch09 aus ca. 0,75 m Tiefe entnommen, Dokument DA2913/B6a/HOE, Beilage 14) in den Kernbereich verflüssigungsgefährdeter Böden entsprechend Abb.1 in Anhang F (Dynamische Bodenverflüssigung) der Richtlinie zum Nachweis der Standsicherheit von Staudämmen (AT, 1996).

Auch nach dem Kriterium „Recommendations Regarding Assessment of „Liquefable“ Soil Types (after Seed at al, 2003)“ sind mehrere im Labor untersuchte Bodenproben diesem gefährdeten Bereich zuzuordnen. In Abb.11 sind die entsprechenden Bodenproben mit der Prüfungsnummer Q965 (Beilage 26, t~1,25m), Q971 (Beilage 29, t~1,75m), Q978 (Beilage 30, t~0,55m), Q979 (Beilage 31, t~1,55m), Q990 (Beilage 34, t~2,15m) – entnommen aus Dokument DA2913/B6a/HOE dargestellt (blaue x im Diagramm).

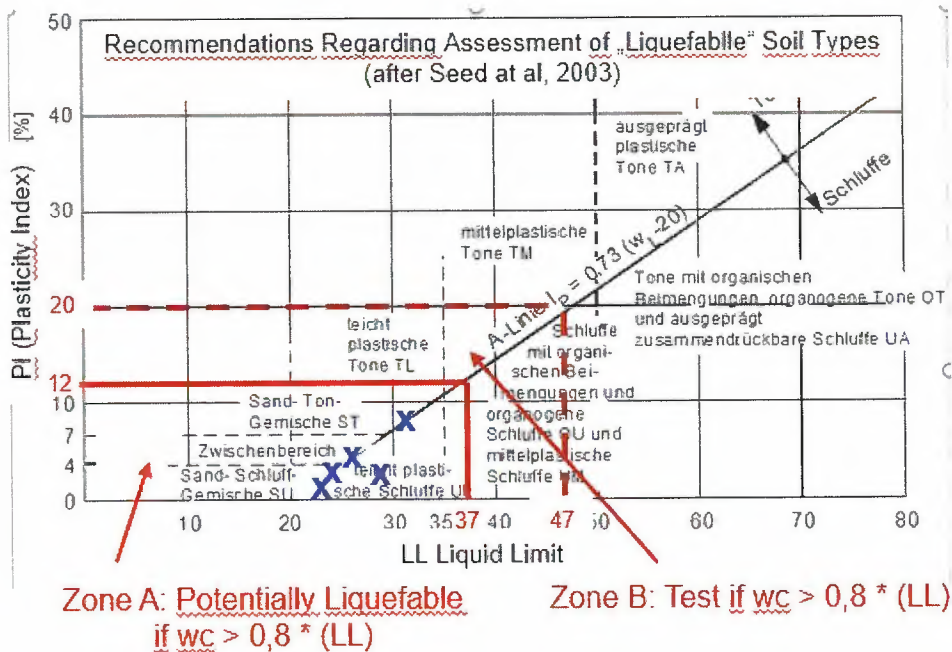


Abb.11: Darstellung ausgewählter Laborergebnisse in Bezug auf potentiell verflüssigbare Böden nach Seed at al, 2003.

Seitens des Projektanten (GEO TEST) erfolgt bezüglich der Verflüssigungsgefährdung folgende Bewertung für das gegenständliche Projekt (Zitat):

Durch die Herstellung der Rüttelstopfsäulen im Bereich des Tosbeckens kann dies für den luftseitigen Böschungsfuß des Abschlussdammes weitestgehend ausgeschlossen werden. Aufgrund der zusätzlichen Auflast des Dammkörpers ist unter dem Dammkörper eine Bodenverflüssigung als unwahrscheinlich zu beurteilen. Im Retentionsraum im Anschluss an den Abschlussdamm wurden teilweise Bodenmaterialien aufgeschlossen, die noch in der Zone 1 für verflüssigungsgefährdete Kornverteilungsbereiche zu liegen kommen (vgl. [15]). Hierbei ist anzumerken, dass diese Bodenmaterialien keine durchgehenden Schichten aufweisen, sondern mit Mächtigkeiten bis zu ca. 1,0 m in ungefährdeten Bodenmaterialien eingebettet sind. Seitens der Unterzeichnenden (Anmerkung SV: gemeint ist die GEO TEST) ist davon auszugehen, dass im Erdbebenfall maßgebliche, die Standsicherheit gefährdende Bodenverflüssigungen nicht zu erwarten sind.

Bewertung durch den SV für Dammbau: Der seitens GEO TEST für den Bereich des Tosbeckens (Bodenverbesserung mittels Rüttelstopfsäulen) und den höheren Dammbereich (bis 15m Dammhöhe) getroffenen Schlüsse, dass hier eine Bodenverflüssigung unwahrscheinlich ist, wird grundsätzlich zugestimmt. Für die niedrigeren Dammbereiche (ohne ursprünglich geplanten Bodenverbesserungsmaßnahmen) – z.B. für den wasserseitigen Dammfußbereich kann dieser Schluss aus Sicht des SV für Dammbau jedoch so nicht pauschal getroffen werden. Neben den Korngrößenverteilungen und der Lagerungsdichte ist insbesondere die Höhe der Beanspruchung aus dem zu berücksichtigenden Erdbeben (i.A. durch die Cyclic Stress Ratio) ausgedrückt, maßgebend.

$$\text{CSR} = 0.65 (a_{\text{max}}/g) (\sigma_v / \sigma'_v) r_d \quad \dots \quad \text{CSR} = \text{Cyclic stress ratio}$$

a_{max} ... max. surface acceleration;

g ... ground acceleration

σ_v, σ'_v ... total respectively effective vertical stress

r_d ... reduction factor considering a reduction of cyclic stress with increasing depth

Für das OBE – Erdbeben sind mit $a_{\text{max}} = 0,62 \text{ m/s}^2$ relativ geringe Beschleunigungswerte vorherrschend, ob es im Bereich geringer Spannungen im Untergrund (z.B. Dammfußbereich) zu einer Verflüssigung kommen kann, würde einen detaillierteren Nachweis erfordern. Für das MCE-Erdbeben mit $a_{\text{max}} = 1,40 \text{ m/s}^2$ ist eine Verflüssigung unterhalb des (z.B. wasserseitigen) Dammfußbereiches und ohne Bodenverbesserungsmaßnahmen aber keinesfalls ausschließbar.

Bewertung durch den SV:

Nachdem, wie oben beschrieben im Vorland und unterhalb des Böschungsbereiches des Abschlussdammes Bodenverbesserungsmaßnahmen zur Sicherstellung der geforderten Standsicherheit durchgeführt werden – siehe obige Ausführungen, ist mittels dieser Maßnahmen auch ein wirksames geotechnisches Mittel gegen Verflüssigungsgefährdung unterhalb des Dammkörpers gesetzt worden.

Auflage: Die ergänzend geplanten Bodenverbesserungsmaßnahmen (z.B. Rapid Compaction) sind als wirksame und notwendige technische Maßnahme gegen Bodenverflüssigung wirksam und vermutlich auch erforderlich. Kommen solche Bodenverbesserungsmaßnahmen nicht im angedachten Umfang zur Ausführung, sind vertiefte Untersuchungen und Nachweise zum Thema Bodenverflüssigung erforderlich.

3.7. Umlegung der Landesstraße L55**3.7.1. Massen- und Hangbewegungen**

Im Zuge der Umsetzung des Rückhaltebeckens Sirnitzbach ist eine Verlegung der derzeit in der Talsohle verlaufenden L55 auf die nordseitige Hangböschung und eine Überfahrt über den Abschlussdamm am nördlichen Rand des Bauwerkes geplant.

In Plan Nr. 5217 (12 RHB Sirnitzbach, Straßenumlegung – Querprofile) sind die Querprofile im Abstand zwischen ca. 70 und 100 m für die geplante Umlegung der L55 dargestellt. Daraus ist ersichtlich, dass abschnittsweise Dammkörper (berg- und talseitige Schüttkörper), reine Einschnitte ins Urgelände und Abschnitte mit bergseitig (=nordseitig) Einschnitten und talseitig Dammschüttungen erforderlich werden.

In großen Abschnitten findet im Hochwasserfall (auf der Wasserseite des Abschlussdammes) eine „Unterwassersetzung“ des Straßenkörpers statt.

Aus den Projektunterlagen konnte nicht entnommen werden, ob und inwieweit für die Planung und Auslegung der Straßendämme (bzw. der Geländeeinschnitte) detailliertere Standsicherheitsuntersuchungen durchgeführt wurden. Auch seitens des SV für Dammbau wurden im Zuge der gegenständlichen Prüfungstätigkeit keine rechnerischen Untersuchungen vorgenommen. Die im folgenden geführte Diskussion ist somit als Plausibilitätsprüfung zu verstehen.

In Plan DA2913/B5d/HOE, Anlage 4, Regelprofil 3 ist die prinzipielle Bauweise für einen Abschnitt als Dammkörper dargestellt. Der dargestellte Dammkörper ist als Zonendamm mit einem Kernbereich aus Sand-Kiesen mit Feinkornanteil < 30% und einem beidseitig geplanten Belastungskörper aus weitgestuften grobkörnigen Kiesen (Feinkornanteil < 5%) mit $\varphi' \geq 37,5^\circ$ und $c' \geq 1,5$ kPa sowie einer Durchlässigkeit $k_f \geq 1,0 \times 10^{-4}$ m/s geplant. Auf den Belastungskörper ist eine ca. 0,3 m mächtige

Humusschicht als Abdeckung und zur Begrünung vorgesehen. Die Höhe des im Regelprofil 3 dargestellten Dammkörpers beträgt ca. 6 bis 7 m, die Böschungsneigung des Straßendamms 2:3 (33,7°) und zur Erhöhung der Standsicherheit des Dammbauwerkes ist im Plan eine Bewehrung mit Geogitter im vertikalen Abstand von 1,0 m (Langzeitzugfestigkeit > 30 kN/lfm) vorgesehen. Bzgl. der dargestellten Geogitter wird im Plan angeführt, dass die Geogitter bis auf die unterste Lage entfallen können, falls die Wasserdurchlässigkeit des Dammbaustoffes (Dammkernzone) $k_f \geq 1,0 \times 10^{-4}$ m/s beträgt. Die Gründung des Dammbauwerkes ist talseitig auf Wechsellagen der Schichten SKIb und SKIIa mit einer Gesamtmächtigkeit von bis zu ca. 6 m dargestellt.

Anmerkungen/Bewertung durch den SV für Dammbau:

- *Im Einstau- und darauf folgenden (raschen) Abstaufall besteht die Gefahr, dass die ca. 30 cm mächtige Humusschicht, welche (voraussichtlich) eine geringere Durchlässigkeit aufweist, als der Belastungskörper zufolge gestautem Wasser im Dammkörper versagen (d.h. abgleiten) wird. Dies alleine bedingt kein Versagen des Dammkörpers, bedarf aber entsprechender Sanierungsmaßnahmen im Nachgang. Es ist zu prüfen ob dies akzeptiert wird bzw. ob durch z.B. Steinrippen im Fußbereich der Dammböschungen eine ausreichen rasche Entwässerung sichergestellt wird, sodass obiges Risiko verringert werden kann. **Auflage***
- *Zwischen Humusschicht und Belastungskörper ist ein hangparallel dargestelltes Trennvlies eingebaut. Bei einer Böschungsneigung von 2:3 (ca. 33,7°) und reduzierter Scherparameter entlang der Vliesebene (0,85 bis 0,9 $\tan \phi'$ und in Vliesebe nicht bzw. nur bedingt ansetzbarer Kohäsion) ist die Standsicherheit in dieser Ebene im Detail zu prüfen und nachweisen. **Auflage***
- *Werden für die Bodenschicht SKIb drainierte/undrainierte Scherparameter in der Größenordnung angesetzt, wie sie im Einreichprojekt für die Nachweise im Hauptdamm angeführt wurden, ist die Standsicherheit des Dammkörpers aus Sicht des SV trotz der angeführten Geogitter nicht leicht nachzuweisen – insbesondere wenn auch ein kombinierter Grundbruch – Böschungsbruch betrachtet wird. Es sind die entsprechenden Nachweise für sämtliche Lastfälle zu führen (insbesondere auch Berücksichtigung des Grundbruchthemas) und auch die Gebrauchstauglichkeit (große Verformungen zur Aktivierung der Widerstände in den Geogittern) zu diskutieren. Dieser Sachverhalt ist rechnerisch zu prüfen und gegebenenfalls sind geeignete Maßnahmen vorzusehen. **Auflage***
- *Im Erdbebenlastfall ist zufolge möglicher Verflüssigungseffekte mit größeren Dammsetzungen bzw. Böschungsbrüchen zu rechnen. Dieser Sachverhalt ist zu prüfen und gegebenenfalls sind geeignete Maßnahmen vorzusehen. **Auflage***

- Aus vorgenannten Gründen ist zu prüfen ob eine Bodenverbesserung im Dammfussbereich zweckmäßig oder erforderlich ist. Dies wäre auch im Hinblick auf mögliche Setzungen im talseitigen Dammbereich von Vorteil.

Auflage

- Grundsätzlich ist zu prüfen, dass im Einstaufall ein leichtes ableiten der bergseitig des Straßendamms vorliegenden Stauwässer sichergestellt wird (z.B. durch Durchlässe). **Auflage**

Einzelne Anmerkungen sind auch für das Regelprofil 1 zu berücksichtigen (insbesondere Standsicherheitsnachweise für Regel- und Erdbebenlastfälle, Einfluss des böschungsp parallelen Geotextils, Standsicherheit der Humusabdeckung im Einstaufall etc.).

Hinweis für die Stbk-Sitzung: Seitens des SV für Dammbau wird vorgeschlagen, dass die rechnerischen (Standsicherheits-)Nachweise für den Straßendammkörper, wo sie den Abschlussdamm nicht unmittelbar berühren oder beeinflussen nach ÖNORM und nicht nach der Richtlinie für die Staubeckenkommission geführt werden (können). Dies ist im Gremium der Kommission noch zu diskutieren und gemeinsam festzulegen.

3.8. Sonstige für die Sicherheit des Speicherbauwerkes relevante Aspekte

3.8.1. Massen- und Hangbewegungen

Im geologischen Bericht in Kap. 6.5 wird im Projektgebiet auf 6 Bereiche mit fossilen Massenbewegungen (Felsgleitungen auf den talwärts einfallenden Schieferungsflächen des Glimmerschiefers bzw. der Paragneise) hingewiesen. Frische Abstürze sind laut Projektunterlagen nicht angetroffen worden, jedoch besteht das Risiko einer Reaktivierung dieser fossilen Gleitungen durch den Auf-Abstau im Zuge von Hochwasserereignissen, sofern die Massenbewegungen in den Staubereich reichen.

Bereich 1 der Massenbewegung umfasst einen volumetrisch kleinen Bereich in ca. 200 m Abstand vom Dammbauwerk und ist aufgrund des geringen Volumens nicht relevant. Rutschungsbereich 2A und 2B liegen in einem nach Norden gerichteten Seitengraben (Bach von Mittelberg), weisen potentielle Gleitkörper mit ca. 1,0 m Mächtigkeit auf, wobei die Schuttmassen der Massenbewegungen teilweise in den zukünftigen Stauraum hineinreichen. Aufgrund des in diesen Bereichen erkennbaren Säbelwuchses der Bäume, wird seitens des Projektgeologen von aktiven, kriechförmigen Bewegungen ausgegangen.

Die hinsichtlich Volumen und Einfluss auf das geplante Hochwasserschutzprojekt relevanteren Rutschungsbereiche 3, 4A und 4B, liegen ca. 650 m (Bereich 3) bzw. ca. 800 m (Bereich 4A, 4B) westlich des Dammkörpers. In diesen Bereichen könnten die Gleitfläche bis ca. 5,0 bis 10 m unter GOK reichen. Die Talsohle im Bereich 3 liegt bei ca. 268,0 bis 269,0 m und in den Bereichen 4A und 4B bei ca. 271,0 bis 275,0 m ü.A. Rutschungsbereich 4B liegt größtenteils außerhalb des Einstaubereiches. Im Versagensfall während vollem Stauraum (HQ100s = 275,00 müA, BHQ = 276,05 müA bzw. 276,25 müA) wäre bei einer ausreichend raschen in den Speicher einfahrenden Massen mit Flutwellen zu rechnen. Die genannten Bereiche sind in Abb.12 dargestellt.

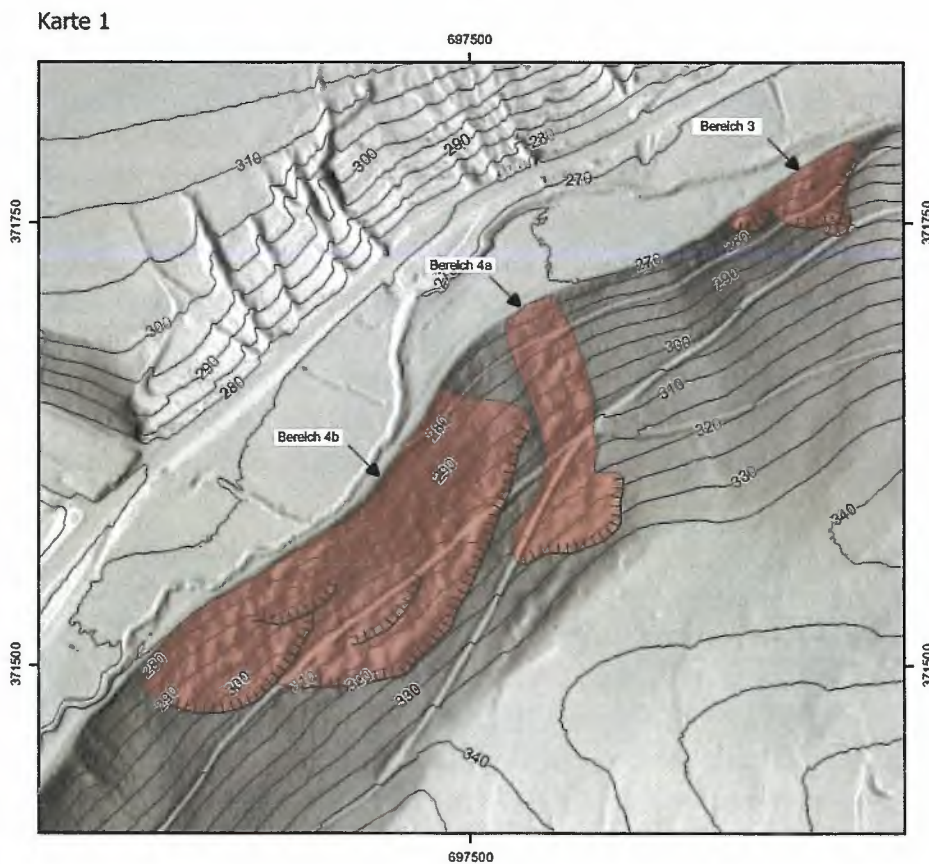


Abb.12: Potentielle Rutschungsbereiche 3, 4A und 4B auf der orografisch rechten (südlichen) Talflanke im „hinteren“ Stauraum (übernommen aus Beilage 45 des Geologischen Berichtes (Dokument DA2913/B6b/HAD))

Auf dieses Gefahrenszenario wird in Kap.7.3. und in Folge in Kap.8. des Geologischen Berichtes (Dokument DA2913/B6b/HAD) eingegangen. In den Projektunterlagen (Geologischer Bericht) wird der Zustand des Abstauens des Beckens als der hinsichtlich Standsicherheit kritisch(st)e genannt.

(Anmerkung SV-Dammbau: Dem wird zugestimmt, wobei jedoch auch der Volleinstau für potentielle Gleitkörper die vom Unterwasserbereich bis über den Stauspiegel reichen eine Verringerung der Standsicherheit gegenüber jetzt möglich ist. Die hinsichtlich Standsicherheit kritischsten Zustände sind aber, wie in den Projektunterlagen klargestellt, im Abstaufall zu erwarten.)

Seitens des Projektgeologen/-geotechnikers werden großvolumige Abgleitkörper als gering wahrscheinlich, das Abgleiten von kleinvolumigen Versagenskörper aber als möglich (bzw. nicht ausschließbar) erachtet. In Kap. 8 des Geologischen Berichtes wurden Abschätzungen für die Wasserspiegeländerung zufolge des Abgleitens der Rutschbereiche in den (teil-)gefüllten Speicher durchgeführt. Dabei wurden die Bereiche 3 und 4A als maßgebend angesehen (Bereiche 1 bis 2b weisen kein großes potentielles Rutschvolumen auf und Bereich 4B mit dem größten potentiellen Rutschvolumen liegt größtenteils außerhalb des Einstaubereichs).

Für die genannten Bereiche 3 (potentielles Rutschvolumen ca. 10.400m³ und Ruhewassertiefe für HQ100 ~ 7,0m) sowie 4A (potentielles Rutschvolumen ca. 27.100m³ und Ruhewassertiefe für HQ100 ~ 4,0m) ergibt sich bei einer Wasserfläche des Speichers von ca. 103.000 m² eine Erhöhung des ruhenden Wasserspiegels zwischen ca. 10 und 30 cm. In weiterer Folge wurden im Projekt die Größenordnung von Impulswellen abgeschätzt. Die Abschätzung erfolgte nach „Mitteilungen 206, Rutscherzeugte Impulswellen in Stauseen, Grundlagen und Berechnung, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich“. Detaillierte Hinweise für die Modellannahmen und Berechnungen sind in (Verweis geolog. Bericht) S27 sowie in Beilage 46 und 47 zu finden.

In den Projektunterlagen werden die Ergebnisse der Impulswellenberechnung als grobe Abschätzung beschrieben. Diese Ergebnisse zeigen für ein HQ100 – Einstau eine Überlaufhöhe am Abschlussdamm von ca. 0,7 m für eine Rutschung aus dem Bereich 3 und ca. 1,3 m für eine Rutschung aus dem Bereich 4A. Das Überschwappvolumen aus der Impulswelle kann mit ca. 125 bis 300 m³ abgeschätzt werden. Seitens des Projektanten (GEO TEST) werden die rechnerischen Abschätzungen aus mehreren Gründen als auf der vorsichtigen Seite liegend bewertet.

Bewertung durch den SV für Dammbau: Vorab wird darauf hingewiesen, dass der SV für Dammbau keine eigenen Impulswellen-Berechnungen und auch keine detaillierte Überprüfung der Berechnungen durch den Projektanten vorgenommen hat. Aus Sicht des SV ist jedoch davon auszugehen, dass seitens des Projektanten eher vorsichtige (d.h. zu hohen Impulswellen führende) Berechnungsannahmen getroffen wurden. Beispielsweise wurde davon ausgegangen, dass die Rutschungskörper als „einheitliche Masse“ mit einer Geschwindigkeit von ca. 8,1 m/s (Bereich 3) bzw. ca. 13,5 m/s (Bereich 4A) in den Speicher einfahren. Die

Rutschmassen werden im Geologischen Bericht, Kap.6.5.3. als Stein- und Blockhalden – d.h. als „aufgelöste“ Gesteinskörper beschrieben. Es ist deshalb davon auszugehen, dass im Versagensfall, keine einheitliche Masse abgleiten wird, sondern ein Auflösen der Rutschmasse in Teilkörper erfolgt, was letztlich auch zu einem zeitlichen Erstrecken (verlängern) des Einfahrprozesses führt. Aus diesem und auch vom Projektanten in seinem Geologischen Bericht angeführten Gründen, wird das dargestellte Szenario als ungünstiges / in dieser Größe unwahrscheinliches Szenario eingestuft. Deshalb werden auch die Konsequenzen (Höhe der Impulswelle, Überschwapphöhe über den Abschlussdamm) als auf der vorsichtigen Seite liegende Abschätzung gesehen. Zusammenfassend sieht der SV für Dammbau deshalb in den seitens des Projektanten richtigerweise untersuchten Szenarien kein Ausschließungsgrund für die vorgeschlagene Projektverwirklichung und auch kein Bedarf für z.B. geotechnische Sicherungsmaßnahmen in den genannten potentiellen Rutschungsbereichen.

3.9. QUALITÄTSSICHERUNGSMASSNAHMEN IN DER BAU- UND BETRIEBSPHASE, MESS- UND BEOBACHTUNGSEINRICHTUNGEN

Die Maßnahmen zur Qualitätssicherung und Überwachung während der Bauphase wie auch während der späteren Betriebsphase sind im Geotechnischen Bericht (Dokument CA2913/B6c/HOE) in den Kap.8. folgend dargestellt.

Im Folgenden werden wesentlichen Punkte bzw. Maßnahmen noch einmal zusammengefasst und erforderlichenfalls geringfügig ergänzt.

3.9.1. Setzungsmessungen während der Dammerstellung

Für die Überwachung des Zeit-Setzungs-Verhaltens während der Dammschütтарbeiten, welche eine wesentliche Grundlage für die Steuerung des zeitlichen Ablaufs der Schütтарbeiten darstellt, sind laut Projekt mind. 9 Setzungspegel (Kap.8.3 in Dokument CA2913/B6c/HOE) geplant (Abb.13). Die detaillierte Beschreibung der Ausführung ist genanntem Dokument zu entnehmen.

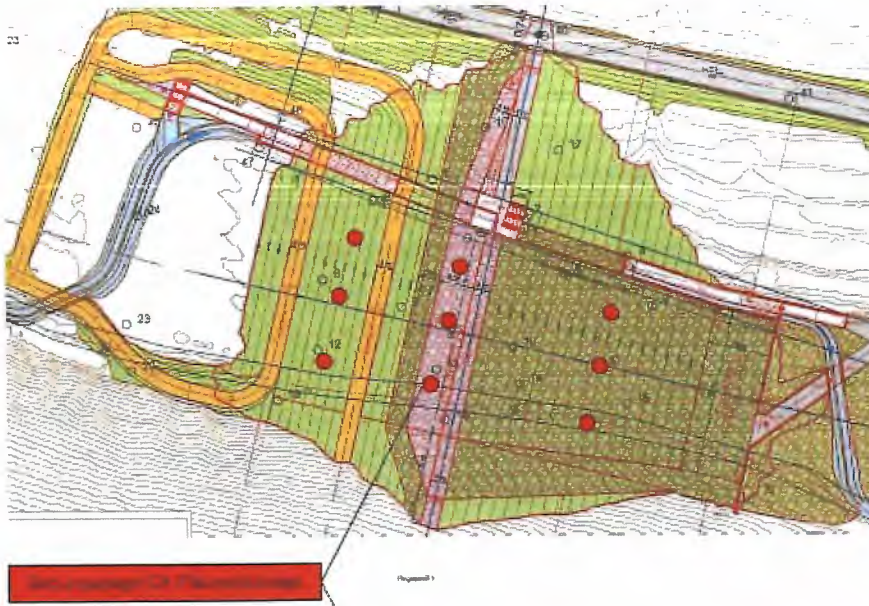


Abb.13: Lage der Setzungspegel (entnommen aus DA2913/B6c/HOE, Kap.8.3.)

Bewertung SV für Dammbau: Aufgrund der zentralen Bedeutung der begleitenden Setzungsmessungen ist eine größere Anzahl an Setzungspegeln – 15 Stk anstatt 9 Stk. - vorzusehen (**Auflage**).

3.9.2. Eignungsprüfungen für die mineralischen Baustoffe

In Kap.8.8. des Geotechnischen Berichtes (Dokument DA2913/B6c/HOE) sind die geplanten, begleitenden Laborversuche (Indexversuche, Scherversuche etc.) für die verschiedenen mineralischen Dammbaustoffe (Dichtkern, Stützkörper, Drainagematerialien etc.) beschrieben. Beispielsweise wird ausgeführt, dass für das Stützkörpermaterial neben diversen Indexversuchen 1 Proctorversuch und ein Rahmenscherversuch geplant ist.

Bewertung durch den SV für Dammbau: Aufgrund des derzeit im Detail noch nicht bekannten Schüttmaterials für den Stützkörper (und Dichtkern) und des wesentlichen Einflusses der Schereigenschaften des Stützkörpermaterials für die Standsicherheit des Dammbauwerkes (siehe Kapitel Standsicherheitsberechnungen im gegenständlichen GA), ist der Umfang an Scherversuchen und Proctorversuchen zur Beurteilung der Eignung der Dammschüttmaterialien zu erhöhen. Die genaue Anzahl an Versuchen hängt von der Homogenität der angedachten Schüttmaterialien und auch deren Eigenschaften (eher bindig oder nicht bindiges Schüttmaterial) ab. Insbesondere bei bindigen Schüttmaterialien hängt die Eignung wesentlich vom natürlichen Wassergehalt der Schüttmaterialien ab.

Auflage: Für die geplanten Dammschüttmaterialien für den Stützkörper und in reduziertem Umfang auch für den Dichtkern ist der Umfang an Eignungstests (Proctorversuche, Scherversuche, Durchlässigkeit, natürlicher Wassergehalt) gegenüber der Darstellung in Tab. 25 in Kap. 8.8 in Dokument DA2913/B6c/HOE zu erhöhen. Die genaue Art und Anzahl an Versuchen hängt von der Homogenität/Heterogenität und den Eigenschaften des Schüttmaterials ab und ist im Vorfeld mit dem von der Wasserrechtsbehörde beauftragten SV für Geologie bzw. Geotechnik abzustimmen.

3.9.3. Prüfplan Dammschüttung

Vor Beginn der Dammschütтарbeiten ist ein Probefeld für die Schüttmaterialien des Belastungskörpers, des Stützkörpers und des Dichtkerns herzustellen, welches zur Bestimmung/Optimierung des Einbau- und Verdichtungsprozesses dient. In Kap.8.13. des geotechnischen Berichts (Dokument DA2913/B6c/HOE) sind die spezifischen Vorgaben für die Untersuchungen im Zuge des Probefelds beschrieben. In Tabelle 27, 28 und 29 des genannten Kapitels sind die geplanten Prüfungen (je Schüttfläche und gesamt) für die verschiedenen Dammmzonen aufgelistet. Je nach Homogenität der Schüttmaterialien ist ggf. eine gewisse Optimierung des sehr umfangreich geplanten Prüfkonzeptes möglich.

Beurteilung durch den SV für Dammbau:

Die in zuvor genanntem Kapitel des Geotechnischen Berichtes genannte Prüfumfang im Zuge der Qualitätssicherung ist als ausreichend zu bezeichnen.

3.9.4. Planungs- und Bautechnische Hinweise

In Kap. 9 des Geotechnischen Berichtes (Dokument DA2913/B6c/HOE) sind allgemeine und für die einzelnen Bauwerke detailliertere Hinweise für die Planung und insbesondere für den Bauablauf beschrieben.

Dies betrifft u.A. ergänzend vorzusehende Erkundungsmaßnahmen für die Bauausführung, Hinweise für die Handhabung der Grundwässer, der Bodenmaterialien im Aushubfall, Bemessungshinweise für Stahlbetonbauteile und sonstige Baumaterialien, Hinweise für Gründungs- und Bodenverbesserungsmaßnahmen. Teilweise handelt es sich um eine punktierte Zusammenfassung der in den einzelnen geologisch/geotechnischen Schriftstücken und Plänen dargestellten Inhalte.

In Kap. 9.4. des Geotechnischen Berichtes (Dokument DA2913/B6c/HOE) sind die nach Fertigstellung des Dammbauwerkes aus geotechnischer Sicht geplanten Kontrollmaßnahmen wie folgt beschrieben:

- Messung der Absoluthöhe der Überlauf-Oberkante an zwei geodätischen, vermarkten Fixpunkten
- Die relativen Verformungen des Dammkörpers und des Untergrundes sind mit vier Inklinometern (jeweils zwei Luft- und Wasserseite, abgeteuft bis Oberkante Schichtenkomplex SK IIIa) im Bereich der Hauptachse zu messen. Wasserseitig Oberkante Inklinometer: 270,0 und 263,0 m ü. A (Begleitwegrand) und Luftseitig Oberkante Inklinometer: 270,0 und 263,0 m ü. A (Unterflur-Kopfausführung)
- Wasserseitig zwei Grundwasserbeobachtungspegel in Damm – Hauptachse auf Kote 267,0 und 259,0 m ü. A. (Unterflur-Kopfausführung, einstündiges Meßintervall)
- Jährliche Begehung der Flanken und Dokumentation etwaiger Rutschprozesse, ergänzend auch bei Hochwässern mit einer Jährlichkeit von ≥ 30 Jahren
- Sichtung der Drängeschächte und Spülung der Dränagerohre alle 2 Jahre durch eine Fachfirma
- Kamerabefahrung der Dränagerohre alle 5 Jahre mit entsprechender Dokumentation

Bewertung durch den SV für Dammbau: Die geplanten Qualitätssicherungsmaßnahmen wie auch Hinweise für die Bauausführung werden positiv bewertet. Auch die geplanten Maßnahmen zur Dauerüberwachung des Bauwerkes werden grundsätzlich befürwortet. Derzeit fehlen z.B. die genaue Anzahl und Lage der geodätischen Messpunkte. Für die Messhäufigkeit der geodätischen Messpunkte wie auch der Inklinometer sind noch keine detaillierten Vorgaben gemacht. Folgende Ergänzungen sind (deshalb) vorzusehen:

- Die genaue Anzahl und Örtlichkeit der geodätischen Messpunkte ist noch festzulegen und sämtliche Überwachungsmaßnahmen (z.B. geodätische Messpunkte, geotechnische Messeinrichtungen wie Inklinometer, Grundwasserpegel etc.) sind in einem Übersichtslageplan detailliert darzustellen. **Auflage**

- Es sind geeignete Nachweis- und/oder Überwachungsmaßnahmen zur Sicherstellung keiner negativen Auswirkungen auf Unterlieger und deren Wasserrechte durch die (mehr oder weniger vollständige) Abdichtung des Tales durch das Dammbauwerk inkl. Dichtungsmaßnahmen vorzusehen.
Auflage
- Die frostsichere Gründung der Messpunkte ist sicherzustellen sowie die erforderliche Messgenauigkeit (z.B. ± 2 mm) ist seitens der GEG TEST noch festzulegen. **Auflage**
- Für sämtliche Messvorrichtungen (z.B. auch für die geodätisch/geotechnischen Messungen) ist die Häufigkeit (z.B. jährliche Messungen) im Detail vorzugeben. **Auflage**
- Im (moderaten) Einstaufall hat eine Kontrolle der Sickerwassermengen zur Prüfung der in den Projektunterlagen dargestellten Annahmen zu erfolgen.
Auflage
- Die Ergebnisse der (regelmäßigen) Kontrollmessungen und Kontrollmaßnahmen sind in einem Bericht zusammenzufassen, geotechnisch zu interpretieren und dem Stauanlagenverantwortlichen vorzulegen. **Auflage**

4. ZUSAMMENFASSUNG U. AUFLAGENEMPFEHLUNGEN

Der Sachverständige für Dammbau stimmt dem Projekt bei sachgemäßer Ausführung, sowie bei Berücksichtigung folgender Anmerkung und Einhaltung nachstehender Empfehlungen zu und empfiehlt auch der Kommission eine Zustimmung.

Angemerkt wird, dass im Zuge der stattgefundenen Prüfung und Erstellung des gegenständlichen Gutachtens seitens des SV für Dammbau, noch (kurzfristige) Korrekturen und Nachbesserungen für die Standsicherheitsberechnungen durch den Projektanten (GEO TEST) erforderlich wurden. Aufgrund der Ergebnisse dieser erweiterten Standsicherheitsberechnungen wurden auch bautechnische Ergänzungen (erweiterte Bodenverbesserungsmaßnahmen) erforderlich (Dokument „Ergänzung zum Geotechnischen Bericht – Hochwasserschutz Langenlois - Bereich 1, Rückhaltebecken Sirnitzbach, Dokument DA2913/B6f/HOE, Mai 2021“), welche eine Projektergänzung darstellen und welche im Zuge des weiteren (wasserrechtlichen) Behördenverfahrens noch vollumfänglich in das Projekt einzuarbeiten sind. Diesbezüglich sind auch sämtliche für das Projekt erforderlichen Standsicherheitsnachweise (Abschlussdamm und Straßendamm) und sonstigen

rechnerischen Nachweise an diese Projektergänzung anzupassen (siehe Auflagepunkt unten).

Da es für dieses Projekt ein eigener SV für Dammbau bestellt wurde (Dr. Suda), sind in den nachstehenden Empfehlungen keine den Betonbau oder die zugehörige Statik betreffenden Auflagen aufgelistet.

Empfohlene Auflagepunkte:

1. Aufgrund der kurzfristig eingebrachten Projektergänzung (Dokument „Ergänzung zum Geotechnischen Bericht – Hochwasserschutz Langenlois - Bereich 1, Rückhaltebecken Sirnitzbach, Dokument DA2913/B6f/HOE, Mai 2021“), im Rahmen derer zusätzliche Baugrundverbesserungsmaßnahmen unterhalb sowie im Vorland des Abschlussdammes vorgesehen werden, sind sämtliche für das Projekt erforderlichen Standsicherheitsnachweise, sonstigen rechnerischen Nachweise, wie auch textlichen und planlichen Darstellungen für das weitere (wasserrechtlichen) Behördenverfahren an den letztgültigen Projektstand anzupassen bzw. zu ergänzen. Die überarbeiteten Unterlagen sind dem/der von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Dammbau zur Prüfung vorzulegen.
2. Die in der Projektergänzung Mai 2021 ergänzend geplanten Bodenverbesserungsmaßnahmen unterhalb der Böschungen des Hauptdamms belassen eine nicht verbesserte „Lücke“ unterhalb des Dammkerns. Diesbezüglich sind die geotechnischen Auswirkungen (z.B. Setzungsdifferenzen) für das Dammbauwerk zu untersuchen und es ist zu prüfen ob eine vollflächige Bodenverbesserung erforderlich bzw. von Vorteil sein kann.
3. Für die geplanten Rapid Compaction bzw. Impulsverdichtungs-Maßnahmen zur Bodenverbesserung sind in einem Probefeld die wirksamen Tiefen der Bodenverbesserung zu prüfen und der Bearbeitungsrastrer und -ablauf festzulegen. Die Prüfung und Qualitätssicherung kann mittels vor- und nachlaufenden Druck- oder Rammsondierungen erfolgen. Dabei ist auch das einzubauende Bodenmaterial zu prüfen und festzulegen.
4. Im Zusammenhang mit den Auflagepunkten 1 bis 3 ist zu prüfen, ob durch die geplanten (teil- bzw. vollflächigen) Bodenverbesserungsmaßnahmen unterhalb des Dammkörpers (z.B. zufolge der höheren Baugrundsteifigkeit (geringere Setzungen) und höheren Festigkeiten im Untergrund) gewisse Optimierungen im Bauablauf möglich und auch aus wirtschaftlichen Gründen zweckmäßig sind (z.B. Verkürzung der Bauzeit, Herstellung des Dichtschirms von einem niedrigeren Herstellungsniveau etc.)
5. Die (ergänzend) geplanten Bodenverbesserungsmaßnahmen (Schottersäulen, Rapid Compaction) sind als technische Maßnahmen gegen Bodenverflüssigung

wirksam und vermutlich auch erforderlich. Kommen solche Bodenverbesserungsmaßnahmen nicht im angedachten Umfang zur Ausführung, sind (gegebenenfalls) vertiefte Untersuchungen und Nachweise zum Thema Bodenverflüssigung erforderlich.

6. Für die Bauausführung ist seitens des Bauherrn eine geologisch/geotechnische Begleitung (Projektsgeotechniker und Projektsgeologe) zu beauftragen, welche die projektgemäße Ausführung überwacht und die erforderlichen Qualitätskontrollen zur Sicherstellung der im Einreichprojekt definierten Kennwerte/Anforderungen begleitet.
7. Im Zuge der geotechnischen Begleitung und Überwachung während der Herstellung der Dammkörper hat u.A. eine Abnahme der Dammaufstandsfläche, die geologische Dokumentation der Aufstandsflächen, eine Kontrolle des Abtrages und der Dammschüttungen, eine Abnahme der Flächenfilters etc durch den Projektgeologen bzw. den Projektgeotechniker zu erfolgen.
8. Im Zuge der Herstellung der Dammkörper sind die wesentlichen bodenmechanischen Kennwerte (z.B. Scherparameter für die Standsicherheitsberechnungen) - insbesondere für die derzeit im Detail noch nicht bekannten Dammschüttmaterialien - zu bestimmen und bei Abweichungen sind die Standsicherheitsberechnungen neu zu führen und das Bauwerk gegebenenfalls anzupassen und dem/der von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Dammbau zur Prüfung vorzulegen.
9. Für die geplanten Dammschüttmaterialien für den Stützkörper und in reduziertem Umfang auch für den Dichtkern ist der Umfang an Eignungstests (Proctorversuche, Scherversuche, Durchlässigkeit, natürlicher Wassergehalt) gegenüber der Darstellung in Tab. 25 in Kap. 8.8 in Dokument DA2913/B6c/HOE zu erhöhen. Die genaue Art und Anzahl an Versuchen hängt von der Homogenität/Heterogenität und den Eigenschaften des Schüttmaterials ab und ist im Vorfeld mit dem von der Wasserrechtsbehörde beauftragten SV für Geologie bzw. Geotechnik abzustimmen.
10. Besonderes Augenmerk ist der Verwendung von dauerhaft beständigem Drainagematerial (z.B. für die Sohlrainagen) zu widmen.
11. Die im Sohlbereich geplanten Flächendrainagen sind in geeigneter Form auch in die Flankenbereiche der Dammaufstandsfläche zu verlängern. Auf der Wasserseite ist dies zumindest im Verschnitt Dammkörper mit Geländeflanken vorzusehen, auf der Luftseite derart, dass im Einstaufall durchsickernde/unterströmende Wässer nicht unkontrolliert an der luftseitigen Dammböschung oder deren Vorland austreten können.

12. Aufgrund der großen Bedeutung der baubegleitenden Setzungsmessungen ist eine größere Anzahl an Setzungspegeln – 15 Stk anstatt 9 Stk - vorzusehen.
13. Mit Ende der Schütтарbeiten und noch vor Errichtung des befestigten Hochwasserüberlaufes ist auf Basis der begleitenden Setzungsmessungen festzulegen, ob und in welcher Größenordnung eine Dammüberhöhung erforderlich ist.
14. Im Zuge der Herstellung der Dichtwand mittels Düsenstrahlverfahren findet bereits ein partieller Aufstau oberwasserseitig statt. Es ist sicherzustellen (geeignete Maßnahmen) dass durch den (möglichen) hohen Gradienten gegen Ende der DSV-Arbeiten kein Ausspülen der Frischsuspension der letzten DSV-Säulen stattfindet.
15. Die oberseitig des geplanten DSV-Dichtschirms gestauten Wässer, führen zu einer mehr oder weniger dauerhaften Unterströmung des Dichtschirms. Da die diesbezüglichen Gradienten, je nach Wasserstand im Unterwasser groß sein können, ist eine mögliche über die Zeit stattfindende Verlagerung von Bodenteilchen im Hinblick auf mögliche negative Auswirkungen auf das Bauwerk zu untersuchen und zu bewerten. Gegebenenfalls sind wirksame Maßnahmen zur Unterbindung schadhafter Erosions- bzw. Suffusionsprozesse vorzusehen.
16. Die Gründung des gesamten Durchlassbauwerkes im Felsuntergrund bzw. in der Felsübergangszone SKIIIa (ggf. mit in den Fels eingeschnittenen Betonscheiben oder Betonkörpern) ist zur Schaffung gleichmäßiger Gründungsbedingungen sicherzustellen.
17. Bei der Bemessung des Stollenbauwerks ist eine Lastkonzentration auf das steifere Betonbauwerk (Überlagerungsspannung $> \gamma_m \times h$ und ein seitlicher Stützdruck auf das Bauwerk $< \gamma_m \times h \times k_h$ zu berücksichtigen.
18. Die mögliche negative Beeinträchtigung der an die Betonflügel angebrachten Bentonitmatten durch Mitnahmesetzungen des Dammkörpers ist zu prüfen.
19. In Plan Nr. 5212 „12. Rückhaltebecken Sirnitzbach, Tosbecken“ sind im Zulaufbereich des Tosbeckens wie auch im Tosbecken selbst Messschächte eingezeichnet die über die Humusabdeckung, die im Hochwasserfall abgetragen wird, reichen. Es ist zu prüfen ob diese Schächte im (Extrem)Hochwasserfall bei Anspringen der Hochwasserentlastung nicht beschädigt/zerstört werden (können). **(Diskussion in der Kommission)**
20. Die im Einreichprojekt vorgesehenen und beschriebenen Kontroll- und Überwachungsmaßnahmen zur Sicherstellung der planmäßigen Bauausführung sind vollständig umzusetzen. Diesbezüglich wird u.A. auch auf die Kap. 8 und 9 des Geotechnischen Berichtes der GEO TEST verwiesen. Dies gilt u.A. für sämtliche Materialspezifikationen und –Überwachungsmaßnahmen, die geplante Probeschüttung, die geplanten messtechnischen Überwachungsmaßnahmen.

Nach Abschluss des Probееinbaues für das Schüttmaterial und rechtzeitig vor Baubeginn ist ein detailliertes, bodenmechanisches Überwachungsprogramm mit den Abnahmeanforderungen für die Bauausführung dem von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Dammbau zur Freigabe vorzulegen.

21. Die projektsgemäße Ausführung und die durchgeführten Qualitätssicherungsmaßnahmen und –kontrollen sind in einem geotechnischen Abschlussbericht zu dokumentieren.
22. Die genaue Anzahl und Örtlichkeit der geodätischen Messpunkte ist noch festzulegen und sämtliche Überwachungsmaßnahmen (z.B. geodätische Messpunkte, geotechnische Messeinrichtungen wie Inklinometer, Grundwasserpegel etc.) sind in einem Übersichtslageplan detailliert darzustellen.
23. Die frostsichere Gründung der Messpunkte ist sicherzustellen sowie die erforderliche Messgenauigkeit (z.B. ± 2 mm) ist seitens der GEO TEST noch festzulegen.
24. Für sämtliche Messvorrichtungen (z.B. auch für die geodätisch/geotechnischen Messungen) ist die Häufigkeit (z.B. jährliche Messungen) im Detail vorzugeben.
25. Es sind geeignete Nachweis- und/oder Überwachungsmaßnahmen zur Sicherstellung keiner negativen Auswirkungen auf Unterlieger und deren Wasserrechte durch die (mehr oder weniger vollständige) Abdichtung des Tales durch das Dammbauwerk inkl. Dichtungsmaßnahmen vorzusehen.
26. Im (moderaten) Einstaufall hat eine Kontrolle der Sickerwassermengen zur Prüfung der diesbezüglichen in den Projektunterlagen dargestellten Annahmen und Ergebnisse zu erfolgen.
27. Die Ergebnisse der (regelmäßigen) Kontrollmessungen und Kontrollmaßnahmen sind in einem Bericht zusammenzufassen, geotechnisch zu interpretieren und dem Stauanlagenverantwortlichen vorzulegen.
28. Der Abschlussdamm und das unmittelbare Vorland sind im Interesse der einwandfreien Beobachtbarkeit von Baumbewuchs frei zu halten, gruppenweiser Strauchbewuchs ist nur auf der Luftseite zulässig.
29. Für den Straßendamm besteht auf der Wasserseite im Einstau- und darauf folgenden (raschen) Abstaufall die Gefahr, dass die ca. 30 cm mächtige Humusschicht, zufolge gestautem Wasser im Dammkörper versagen (d.h. abgleiten) kann. Es ist zu prüfen ob dies akzeptiert wird bzw. ob durch z.B. Steinrippen im Fußbereich der Dammböschungen eine ausreichende rasche Entwässerung sichergestellt wird, sodass obiges Risiko verringert werden kann.

30. Für das zwischen Humusschicht und Belastungskörper im Straßendamm hangparallel eingebaute Trennvlies ist für reduzierte Scherparameter entlang der Vliesebene ($0,85$ bis $0,9 \tan \varphi'$ und in Vliesebene nicht bzw. nur bedingt ansetzbarer Kohäsion) die Standsicherheit in dieser Ebene zu prüfen und nachweisen.
31. Für den Straßendamm sind die Böschungsstandsicherheiten unter Berücksichtigung der für den Abschlussdamm angesetzten Bodenkennwerte (insbesondere auch jene für die Schicht SKIb) rechnerisch nachzuweisen. Dabei ist insbesondere auch ein kombiniertes Grundbruch – Böschungsbruchversagen wie auch die Gebrauchstauglichkeit (große Verformungen zur Aktivierung der Widerstände in den Geogittern) zu untersuchen.
32. Im Erdbebenlastfall ist zufolge möglicher Verflüssigungseffekte mit größeren Dammsetzungen bzw. Böschungsbrüchen für den Straßendamm zu rechnen. Dieser Sachverhalt ist zu prüfen und gegebenenfalls sind geeignete Maßnahmen vorzusehen.
33. Aus vorgenannten Gründen (Standsicherheit wie auch Gebrauchstauglichkeit) ist zu prüfen ob im Dammfußbereich des Straßendamms (zumindest örtlich) eine Bodenverbesserung zweckmäßig oder erforderlich ist.
34. Es ist darauf zu achten, dass im Einstaufall ein rasches Ableiten der bergseitig des Straßendamms gestauten Wasser sichergestellt wird (erforderlichenfalls durch Durchlässe).

Univ.-Prof. Roman Marte

Graz, am 13.05.2021

Priv Doz. DDI Dr. Jürgen Suda
alpinfra consulting + engineering gmbh

A – 1130 Wien
Lilienberggasse 13/1
Tel.: +43 (0) 1 8900 166 - 11
Mobil: 0699/15027540
email: juergen.suda@alpinfra.com

Rückhaltebecken Sirnitzbach

Gemeinde Langenlois

Stellungnahme des Referenten für Statik

erstellt im Auftrag der österreichischen Staubeckenkommission
Bundesministerium für Landwirtschaft, Regionen und Tourismus

Wien, am 13.5.2021

1. Stellungnahme Fachgebiet Statik

1.1. Allgemeines

Die Stadt Langenlois beabsichtigt die Errichtung eines Hochwasserschutzes für das Ortsgebiet KG Haindorf und KG Langenlois gegen Hochwasser am Kamp und Loisbach mit einer bis zur 100-jährlichen Wiederkehrwahrscheinlichkeit (HQ100). Dabei ist beabsichtigt im Sirnitzbach ein Hochwasserrückhaltebecken zu errichten. Als Abschlussbauwerk ist ein Dammbauwerk (Zonendamm) mit einem Grundablassbauwerk aus Stahlbeton und einem Dichtkern aus bindigem Material in Dammachse vorgesehen. Der Damm weist von OK Tosbecken bis UK Hochwasserentlastung eine Höhe von ca. 18 m auf.

Vom Projektanten ROHRHOFER ZT GmbH – GWCC – INTERVAL ZT GmbH - ÖKOREAL-ÖKOAUDIT, Büro Rohrhofer & Partner (A-1170 Wien, Carl Reichert-Gasse 28, Tel. +43 1 4805010-0) wurden per Downloadlink am 23.3.2021 und per Post am 1.4.2021 folgende Unterlagen übermittelt¹:

- Berichte
 - Beilage 1: Technischer Bericht (INTERIVAL)
 - Geotechnischer Untersuchungsbericht: DA2913/B5a/HOE (GEOTEST)
 - Anlage 2 – Geotechnische Feldversuche DA2913/B5a/HOE (GEOTEST)
 - Anlage 2 – Geotechnisches Labor DA2913/B5a/HOE (GEOTEST)
 - A3.1 RHB Sirnitzbach Vorstatik - Statisch konstruktives Konzept (Jänner 2021)
 - A3.2 Vorstatik - Vorbemessung der wesentlichen Stahlbetonbauteile (ZT harrer&harrer, Oktober 2020)
- Pläne INTERVAL:
 - 12.1.1 RHB Sirnitzbach Übersichtsplan Längenschnitt/Talprofile M1:1000, 1:200/200
 - 12.1.2 RHB Sirnitzbach Übersichtsplan Längenschnitt/Talprofile M1:1000, 1:200/200
 - 12.2 RHB Sirnitzbach Lageplan Damm M1:500
 - 12.3 RHB Sirnitzbach Charakteristische Profile Damm M1:500
 - 12.4.1 12.4 RHB Sirnitzbach Regelschnitt Damm Hochwasserentlastung M1:100
 - 12.4.3 RHB Sirnitzbach Regelschnitt Querschnitt Dammkrone M1:100
 - 12.4.4 RHB Sirnitzbach Regelschnitt Gründung Grundablass M1:100

¹ Es wurden per Download sämtliche Berichte und Pläne zum gegenständlichen Projekt übermittelt. In dieser Liste sind nur die für die statische Beurteilung relevanten Dokumente aufgelistet.

- 12.5.1 Grundablassbauwerk M1:200
- 12.5.2 Grundablass Schnitte vertikal M1:100
- 12.5.3 Grundablass Schnitte horizontal M1:100
- 12.5.4 Rechenbauwerk
- 12.5.5 Auslaufbauwerk
- 12.5.6 Tosbecken
- 12.5.7 Einlaufbauwerk-By-Pass2
- 12.5.8 12. Rückhaltebecken Sirnitzbach HW-Entlastung Wildholzrechen M1:100
- 12.6 Wildholzrechen an der Stauwurzel M1:100
- Pläne GEOTEST:
 - Geotechnik Anlage 1 Lageplan (GEOTEST)

Im Rahmen der Projekts Entwicklung fanden im März/April Abstimmungsgespräche (Telefonate) mit dem Projektanten (INTERIVAL - DI Frederick Cate) statt. Weiters wurde eine 1. Stellungnahme Statik am 23.3.2020 an den Projektanten übermittelt. Die dort erbetenen ergänzenden Projektunterlagen wurden anschließend ausgefertigt und übermittelt.

Am 9.4.2021 fand per Videokonferenz eine Abstimmungsbesprechung zwischen dem Projektanten und den zuständigen Experten der Staubeckenkommission statt. Von der Besprechung liegt ein Protokoll vor. Wo notwendig wurden die Einreichunterlagen überarbeitet und ergänzt. Folgende überarbeitete oder ergänzende Berichte und Pläne wurden am 28.4.2021 per Downloadlink und am 6.5.2021 per Post übermittelt²:

- Berichte
 - A3.2 Ergänzung Vorstatik – Ergänzungen Statik gemäß Besprechung 9.4.2021 (ZT harrer&harrer, April 2021)
 - Beilage 1a Ergänzung zum Technischen Bericht Mai 2021

Die vorliegende Stellungnahme betrifft die Beton- und Stahlbetonbauteile des Abschlussbauwerkes. Diese befinden sich im Grundablassbauwerk und im Tosbecken.

1.2. Beschreibung

1.2.1. Generelle Projektdaten

Die wesentlichen Kenngrößen des Rückhaltebeckens sind:

- Einzugsgebiet: 31,9 km²

² Es wurden per Download noch weitere überarbeitete/ergänzende Berichte und Pläne übermittelt. In dieser Liste sind nur die für die statische Beurteilung relevanten Dokumente aufgelistet.

- Stauspiegel bei HQ_{100} (Stauziel) = 275,00 müA, BHQ = 276,05 müA, SHQ = 276,25 müA
- Retentionsvolumen: 656.000 m³
- Max. Abgabe durch den Grundablass bei HQ 100: 12,5 m³/s (starre Drossel, Öffnung 0,7 x 0,5 m)
- Gründungssohle Dammschüttkörper: 259,00 müA
- Gründungssohle Kontrollschacht: 256,75 müA
- Dammhöhe: 20,0 m

1.2.2. Konstruktion des Grundablassbauwerkes

1.2.2.1. Generelle Konstruktion

Das Abschlussbauwerk des Hochwasserrückhaltebeckens besteht aus einem Zonendamm. Der Sirnitzbach wird durch einen Grundablass in Stahlbetonbauweise mit Ein- und Auslaufbauwerk geleitet. Wasserseitig ist ein Wildholzrechen angeordnet.

Das Grundablassbauwerk wird an der nördlichen Talflanke errichtet. Diese Lage ermöglicht die Gründung des Bauwerkes im tragfähigen Untergrund. Das Grundablassbauwerk hat eine Gesamtlänge von ca. 170 m und besteht aus fünf Bauteilen (in Fließrichtung angegeben):

Bypass 2 mit Einlaufbauwerk: L = 24 m

1. Einlaufbauwerk mit Rechen (nach oben offen), L = 35 m
2. Stollen 1 (Oberwasser), L = 20 m
3. Kontrollschacht (mit Drossel, By-Pass,...), L = 12 m
4. Stollen 2 (Unterwasser), L = 27 m
5. Auslaufbauwerk (nach oben offen), L = 56 m

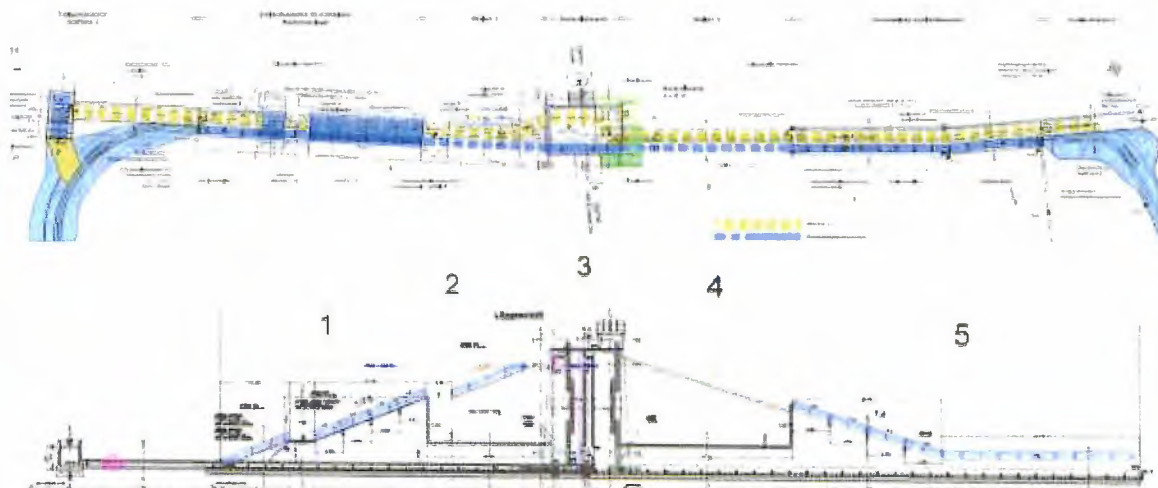


Abbildung 1: Übersicht über die Anlagenteile des Grundablasses (Grundriss und Schnitt); aus konstruktivem Konzept und Plan 12.5.1

Wasserseitig ist noch das Einlaufbauwerk und der Zulaufstollen vom Bypass 2 angeschlossen.

1.2.2.2. Gründungskonzept beim Grundablass

Ziel des Konzeptes ist es die Flachgründungen der einzelnen Bauteile direkt auf den tragfähigen Felsen (Schichtenkomplex SKIIIa und SKIIIb) zu gründen. Dabei sind im Fundamentbereich die Materialien des Schichtenkomplexes SKIb und SKIIb zu entfernen. Bei höheren Mächtigkeiten wird die entfernte Schicht mit „Magerbeton“ bis Gründungssohle aufgefüllt. Es werden Austausch Tiefen bis ca. 2,5 m erwartet. Die Sohle der Bodenaustauschzone ist treppenförmig im Schichtenkomplex SKIIIa herzustellen. Es soll zumindest eine „Magerbeton“-schicht von 0,2 m eingebaut werden.

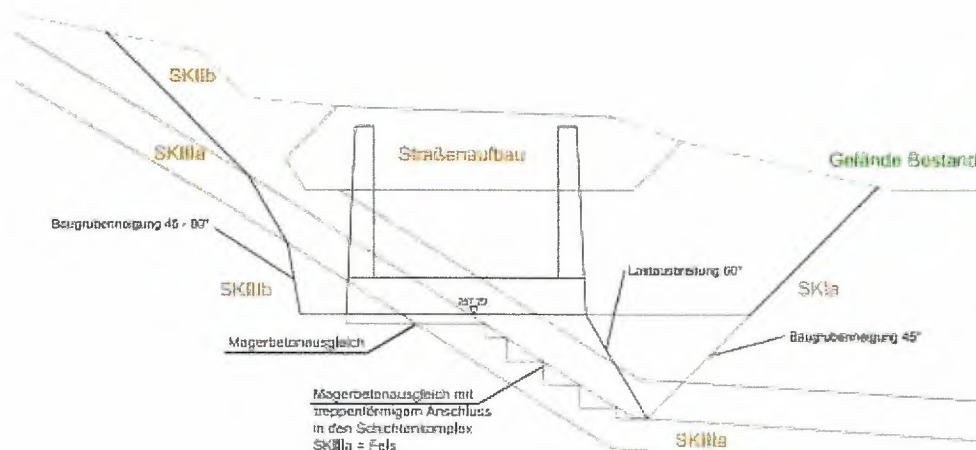


Abbildung 2: Gründungskonzept; aus Plan 12.5.1

Im Bereich der Profile DL1 und DL3 wird angedacht ev. alternativ ein Bodenmischverfahren anzuwenden.

Beurteilung: Durch den fallweisen Bodenaustausch entsteht eine weitgehend homogene Gründungssituation für die Flachgründungen der Massivbauteile. Das Gründungskonzept der Massivbauteile ist für eine bautechnische Umsetzung ausreichend genau festgelegt. Das Konzept ist an die jeweils vorgefundenen Verhältnisse (unter Beziehung eines Geologen/Geotechnikers) im Zuge der Herstellung der Aufstandsflächen anpassbar.

- **Die Unterbetonschicht (Magerbeton) ist (besonders bei größeren Austausch Tiefen) im Bereich der KUK der Flachgründungen der Stahlbetonbauteile mit einem seitlichen Überstand (mind. 30 cm) auszuführen.**
- **Die Ausbildung der Treppen im Felsen hat möglichst auflockerungsfrei zu erfolgen. Durch die Bearbeitung aufgelockerte Bereiche sind zu entfernen.**

1.2.2.3. Fundamentplatte

Das Grundablassbauwerk wird auf eine Stahlbetonplatte (Flachgründung) fundiert, Stärke 0,8 m. Die Platte wird auf eine Sauberkeitsschicht bzw. „Magerbeton“ errichtet. Im geotechnischen Bericht wird für die Bemessung ein Bettungsmodul $> 100 \text{ MN/m}^3$ für die Fundamentplatte des Durchlassbauwerks empfohlen.

1.2.2.4. Aufgehende Wände

Die Mindeststärke bei der Oberkante der Stahlbetonwände ist 0,4 m (bei den Stollen 0,5 m). Die Außenwände erhalten einen Anzug von 20:1. Die Innenwände werden senkrecht ausgeführt. Die aufgehenden Wände werden abschnittsweise entsprechend dem Fortschritt der Dammschüttung bis zur endgültigen Höhe hergestellt.

Anmerkung: Für die Vorbemessung wird angenommen, dass alle Bauteile gleichmäßig von allen Seiten eingeschüttet werden.

1.2.2.5. Decken

Stahlbetondecken (z.B. im Kontrollschacht) werden in der Regel mind. 40 cm stark ausgebildet. Die Decken der Stollen 1 und 2 weisen eine Stärke von 50 cm auf.

1.2.2.6. Wasserdichtheit

Die Dichtung erfolgt entlang der Dammschneise über den Dichtkern, die Bodenvermörtelung im unteren Bereich inkl. der Betonscheiben, die Flügelwände und den Kontrollschacht. Die blaue Linie in Abbildung 3 markiert diesen Bereich. Wasserseitig (blaue Fläche) der „Dichtungsebene“ (blaue Linie) sind alle Bauteile im Hochwasserfall eingestaut (Wasserdruck).

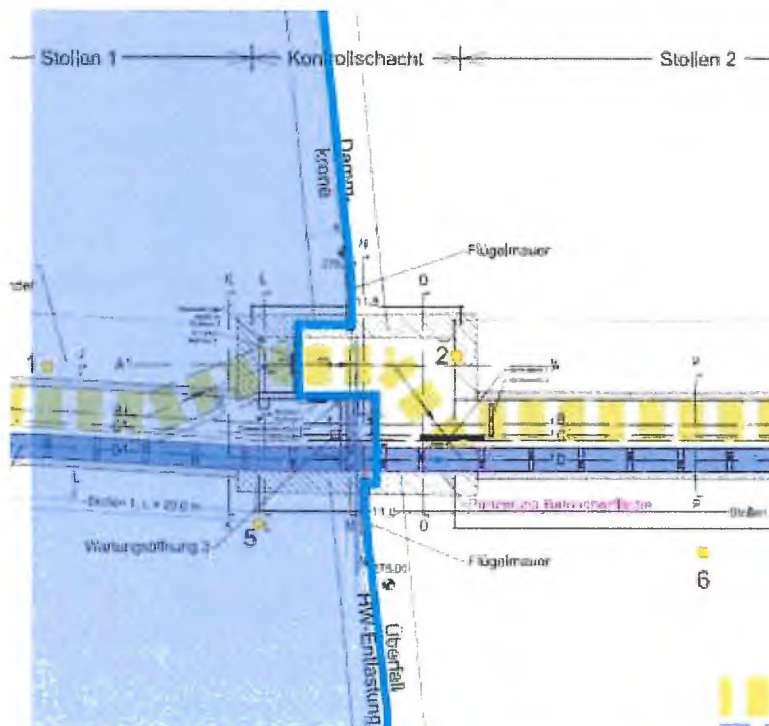


Abbildung 3: Wasserdichte Ebene (Grundriss); aus Bericht Vorbemessung

Die Einbindung des Durchlassbauwerkes in den Dichtkern des Damms erfolgt mittels Flügelmauern. Diese sind beidseitig des Kontrollschachtes angeordnet. Diese haben ebenfalls einen Wandanzug von 20:1 und werden mit Bentonitmatten ummantelt. Die Umlaufsicherungen ragen 2 m in den Dichtkern und haben eine Breite von 0,4 m oben und eine Maueranzug von 20:1.

Beurteilung: Das Dichtkonzept ist durchgängig überlegt und passt so weit. Die in der Vorbemessung angesetzten Wasserdrücke passen zu der hier festgelegten „Dichtebene“.

1.2.2.7. Fugenkonzept

Es sind Bewegungsfugen und Arbeitsfugen vorgesehen. Alle Bewegungsfugen werden mit einer Abdichtung ausgestattet. Je nach Lage im Bauteil werden Arbeitsfugen mit und ohne Abdichtung angeordnet.

Bewegungsfugen: Zwischen den einzelnen Bauteilen des Grundablassbauwerks werden Bewegungsfugen angeordnet. Durch die Gründung auf felsigen Untergrund (mit oder ohne Bodenaustausch) werden nur geringe Setzungsdifferenzen erwartet. Durch die Bewegungsfugen wird das Grundablassbauwerk in folgende Abschnitte unterteilt (siehe Abbildung 4):

Einlaufbauwerk By-Pass 2

Stollen By-Pass 2 mit Zufahrt

1. Einlaufbauwerk mit Rechen (nach oben offen)
2. Stollen 1 (Oberwasser)
3. Kontrollschacht
4. Stollen 2 (Unterwasser)
5. Auslaufbauwerk (nach oben offen) –
 - 5A. Maueroberkanten in der Dammneigung 1:3 (grenzt an HW-Entlastung)
 - 5B. Maueroberkanten waagrecht (grenzt am Tosbecken)

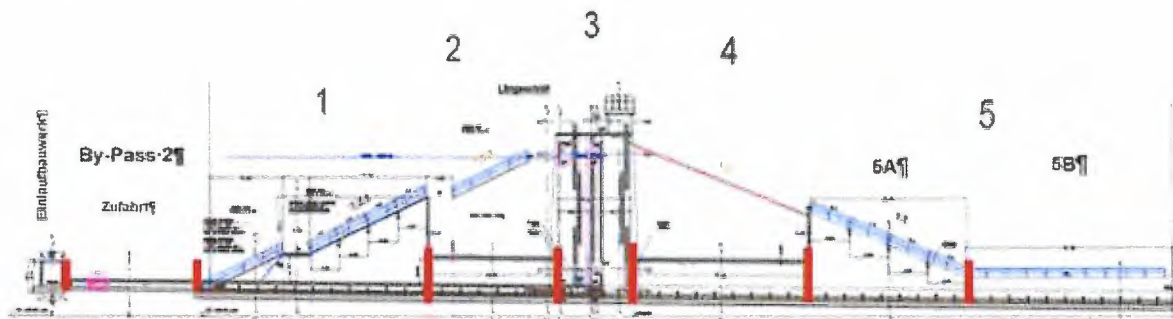


Abbildung 4: Grundablassbauwerk, Bewegungsfugen mit Dichtung (rote Linien); aus Bericht Vorbemessung

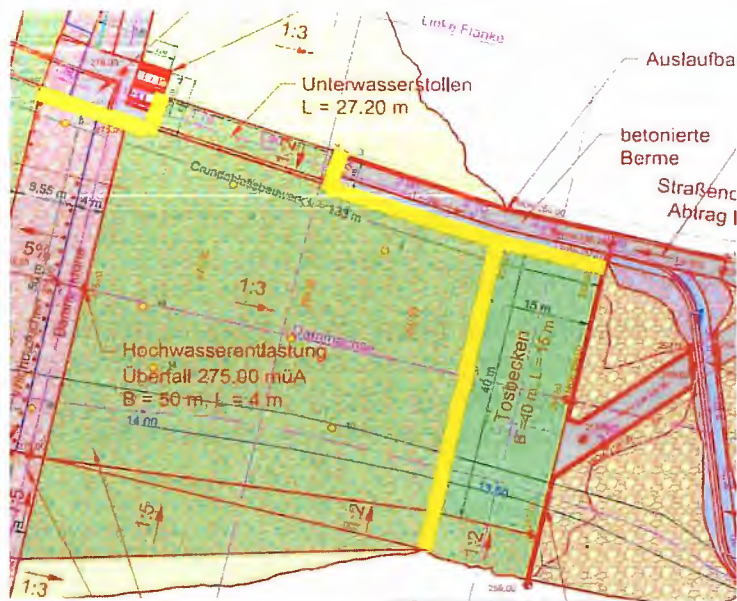


Abbildung 5: Bewegungsfugen m. Dichtung, HW-Entlastung, Tosbecken (gelbe Linien); aus Bericht Vorbemessung

Die Bewegungsfugen werden als mittels Schubdornen verzahnte Raumfugen (Fugen mit Fugeneinlage) ausgeführt (siehe Abbildung 6).

Beurteilung: Das Fugenkonzept scheint so weit schlüssig. Alle unterschiedlich schweren Bauteile werden durch Bewegungsfugen getrennt. Es entstehen Blocklängen zwischen 4 und 30 m. Durch eine Raumfuge sind auch Temperaturverformungen kompensierbar.

Anmerkung 1: Es sollte überlegt werden Stollen 1 und 2 in 2 bis 3 Abschnitte zu unterteilen oder die unterschiedlichen Zwangsspannungen zu berechnen und entsprechend zu bewehren.

Anmerkung 2: Hier wird meinerseits empfohlen die senkrechten Fugen verzahnt mittels Nut auszuführen, da dadurch unterschiedliche vertikale Setzungen möglich sind. Lösungen mittels Schubdornen sind hier deutlich steifer. Die Raumfugen sollten erdseitig geeignet verschlossen werden (außenliegendes Fugenband oder Blechstreifen).

Abdichtung der Bewegungsfugen:

- Regelausführung sind innenliegende Bewegungsfugenbänder
- In besonderen Fällen (z.B. Anschluss an die Betonbettung der HW-Entlastung) ist eine außenliegende Abdichtung mit einer Klemmkonstruktion eine mögliche Lösung.

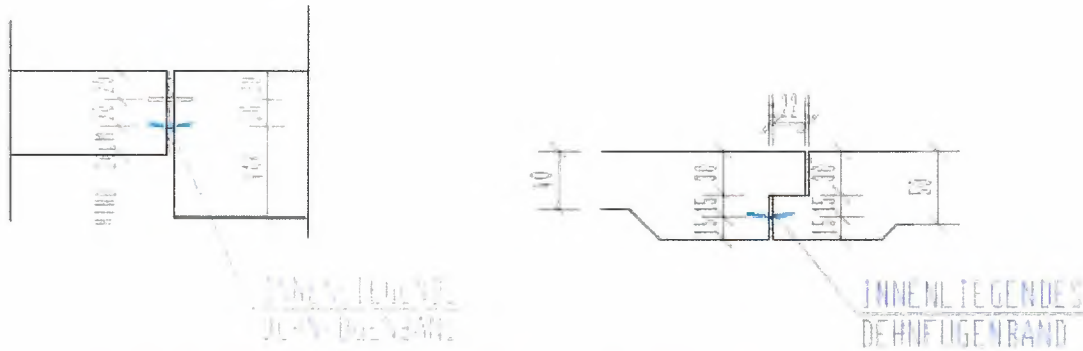


Abbildung 6: Detail Bewegungsfuge; aus Ergänzung Technischer Bericht

→ **Bei einer Abdichtung der Blockfugen (Raumfugen) mittels Fugenbändern ist ein für Wasserbauwerke geeignetes und entsprechend alterungsbeständiges Dehnfugenband zu verwenden. Für das Fugenband ist nachzuweisen, dass die zu erwartenden Verformungen in der Fuge aufgenommen werden können.**

Arbeitsfugen: Grundsätzlich soll die Anzahl der Arbeitsfugen möglichst geringgehalten werden. Es werden Arbeitsfugen mit und ohne Dichtung verwendet.

Arbeitsfugen mit Dichtung:

- Bodenplatte und Außenwände aller Bauteile
- Decken der Stollen und Außenwände
- Vertikale Fugen in Außenwänden
- Kontrollschacht:
 - Außenwänden: Fugen infolge der abschnittsweise Herstellung
 - Bodenplatte und Innenwände
 - Fugen bei Anschluss Außenwand und Innenwände
 - Fugen bei Anschluss Innenwand – Innenwand bzw. Fallschacht

Arbeitsfugen ohne Dichtung

- Außenwand und Querbalken im Ein- und Auslaufbauwerk
- Anschluss Querschwellen (Sohle) an Bodenplatte bzw. Außenwand
- Anschluss Berme an Sohlplatte bzw. Außenwand
- Kontrollschacht:
 - Decke und Wände (Außen und Innen)
 - Anschluss Unterzüge an Wände bzw. Decke
 - Anschluss von Zwischendecken (falls erforderlich) an Wände
- Einlaufbauwerk By-Pass 2: alle Arbeitsfugen

Abdichtung der Arbeitsfugen

- Regelausführung innenliegende Arbeitsfugenbänder.

- Als Fugenbänder werden beschichtete Fugenbleche und in lediglich benetzten Bereichen Quellbänder angedacht.

Anmerkung: Es wird empfohlen im Sinne der Dauerhaftigkeit alle Arbeitsfugen zum Dammkörper hin mit einem Arbeitsfugenband auszustatten.

1.2.3. Konstruktion der einzelnen Bauteile im Grundablassbauwerk

1.2.3.1. Einlaufbauwerk mit Rechen

Das Einlaufbauwerk besteht aus einer U-förmigen Stahlbetonkonstruktion. Die Bodenplatte ist 80 cm stark. Die Wände an der Basis 50 cm und an der Krone 40 cm. Die Seitenwände sind im Bereich der Krone mittels Querträger, die auch als Rechenaufleger dienen und einer befahrbaren Brückenplatte (Berme 1) ausgesteift.

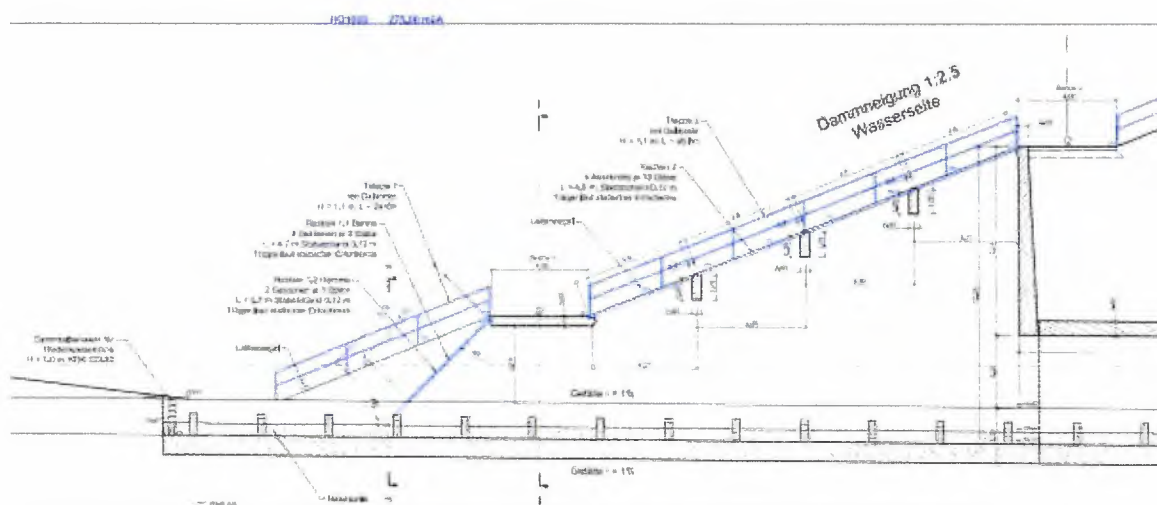


Abbildung 7: Schnitt durch das Einlaufbauwerk; aus Plan 12.5.4

1.2.3.2. Stollen 1 und 2

Der Grundablass selbst weist eine lichte Breite von 4 m auf. Davon sind 1,3 m für das Nieder- und Mittelwassergerinne des Sirnitzbaches vorgesehen. Die restlichen 2,7 m entfallen auf eine um 1 m höhergelegene, befahrbare Berme (lichte Höhe 3,0 m). In der Berme werden die Zu- und Ablaufstollen von By - Pass 2 integriert (siehe Abbildung 8). Alle dammseitigen Außenwände sind mit einem Wandanzug von 20:1 ausgebildet.

Schnitt P-P
Stollen 2
(Luftseite)

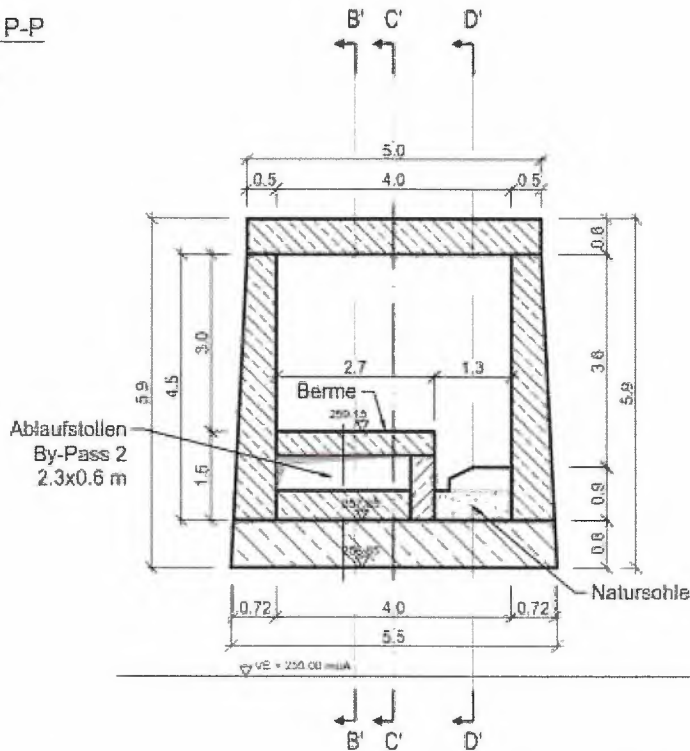


Abbildung 8: Schnitt Grundablass (Beispiel Stollen 2); aus Plan 12.5.2 (April 2021)

1.2.3.3. Kontrollschacht

Der Kontrollschacht besteht aus mehreren Kammern. Er ist ca. 21 m hoch. Er wird aus biegesteif miteinander verbundenen Stahlbetonplatten gebildet. An der Basis ist der Grundablass mit der Drossel angeordnet. Daneben befindet sich ein Einlauf für den Bypass 2. Im Einstaufall werden innen die Zulaufkammer Bypass 2 und die Hauptzulaufkammer und ev. Der Fallschacht durch Wasserdrücke beansprucht (siehe auch 1.2.2.6).

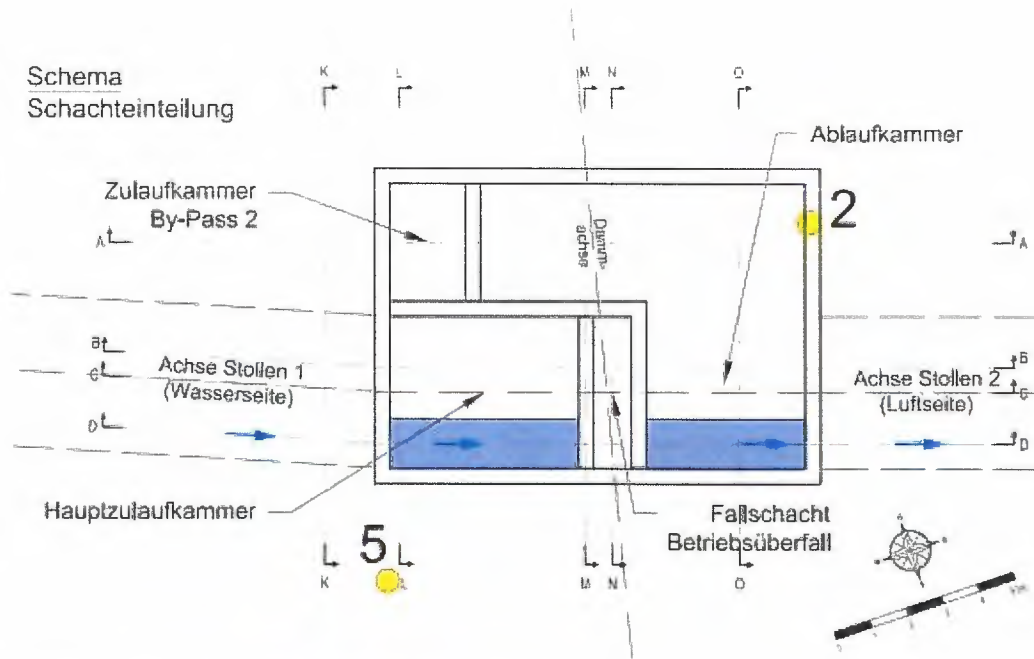


Abbildung 9: Schnitt Kontrollschacht; aus Plan 12.5.3

1.2.3.4. Auslaufbauwerk

Die Konstruktion des Auslaufbauwerkes ist analog dem Einlaufbauwerk.

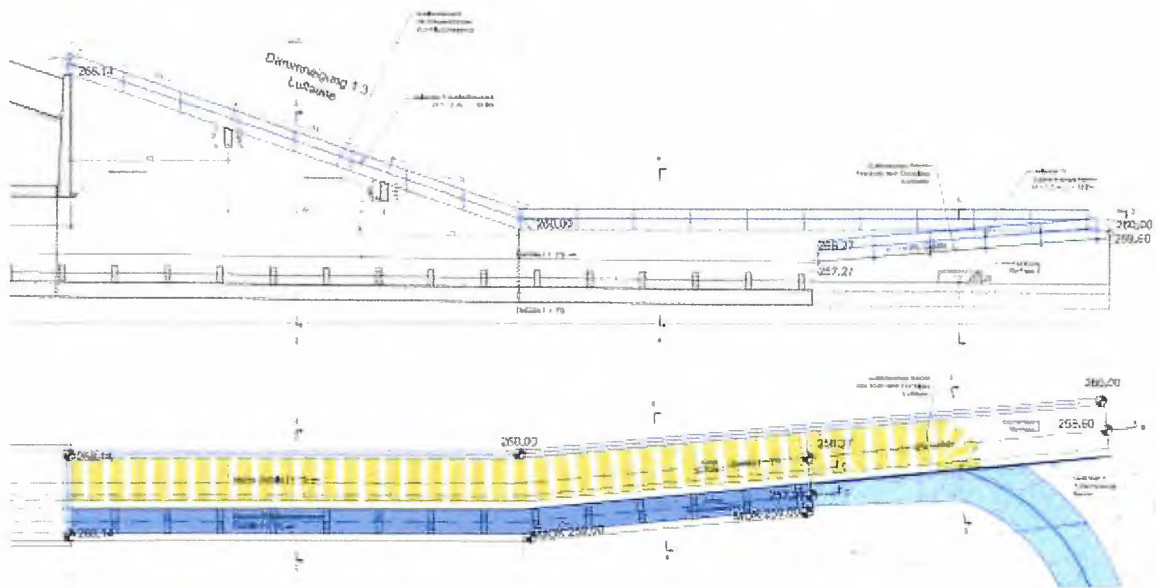


Abbildung 10: Schnitt und Grundriss durch das Auslaufbauwerk; aus Plan 12.5.5

1.2.3.5. Bypass 1

Dieser ist im Kontrollschacht integriert.

1.2.3.6. Bypass 2

Der Bypass 2 verläuft im Grundablassbauwerk (siehe Abbildung 8). Wasserseitig ist er mit einem Einlaufbauwerk mit Rechen versehen.

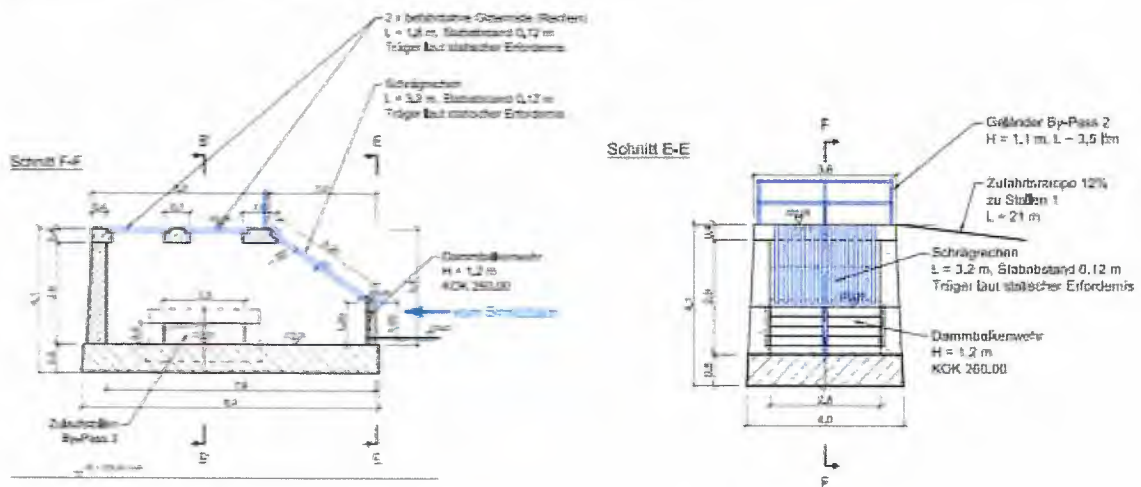


Abbildung 11: Einlaufbauwerk Bypass 2; aus Plan 12.5.7

1.2.4. Tosbecken

Die Bodenplatte (40 x 15 m) aus Stahlbeton wird mit einer Stärke von 0,5 m hergestellt. Die Oberkante liegt bei ca. 257,00 mA. Luftseitig wird die Gegenschwelle als Stahlbetonmauer, Stärke 0,4 m, Höhe 2,0 m errichtet. Bettungsmodul 15 bis 35 MN/m³.

Unter der Stahlbetonplatte ist eine Drainageschicht mit 2 Drainageleitungen angeordnet. Darunter befindet sich ein Dreiecksraster mit Rüttelstopfsäulen.

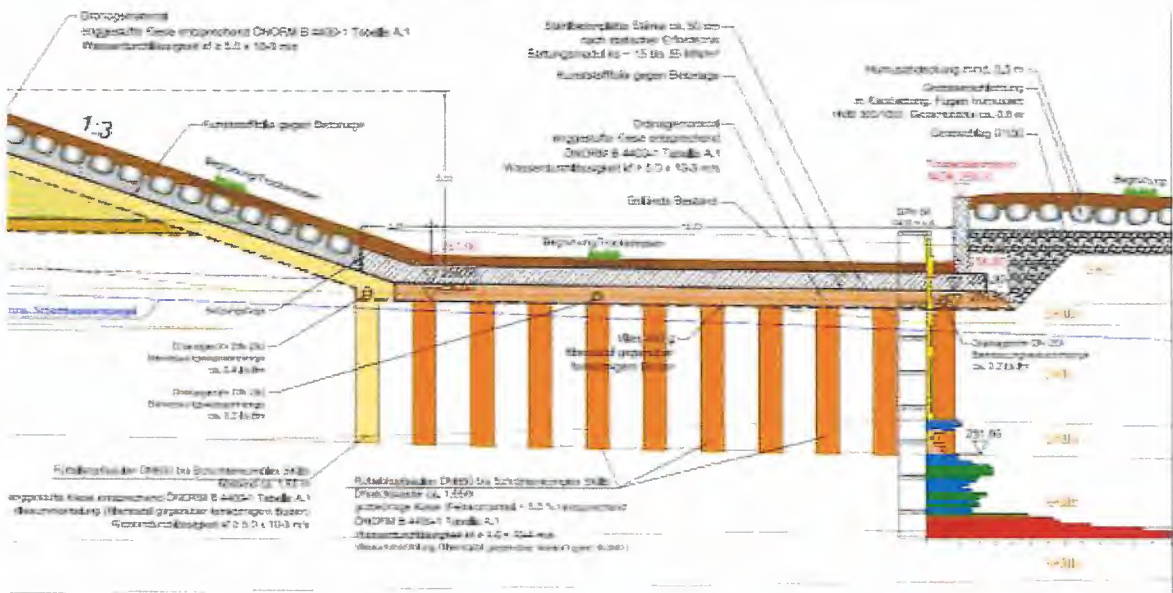


Abbildung 12: Detail Tosbecken; aus Plan 12.4.1

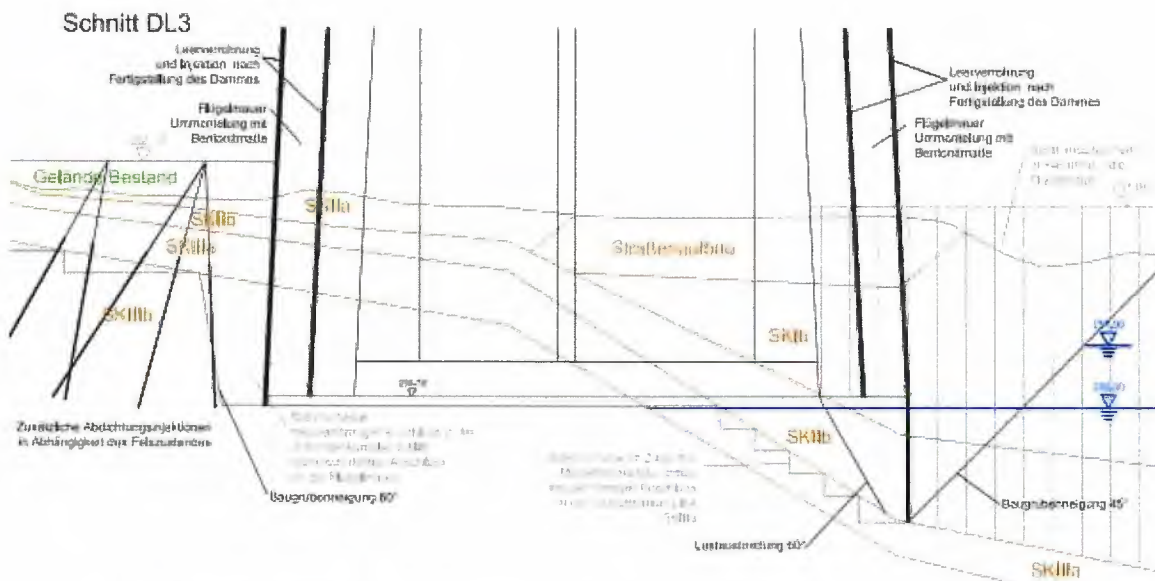


Abbildung 14: Detail Betonscheiben beim Kontrollschacht; aus Plan 12.4.4

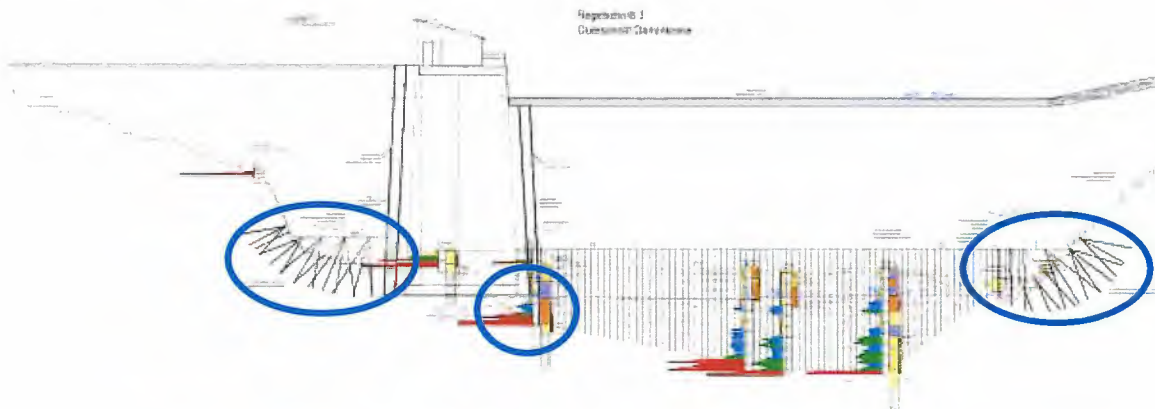


Abbildung 15: Lage der Betonscheiben; aus Plan 12.4.3

1.2.6. Wildholzrechen vor der HW Entlastung

Im Bereich der Hochwasserentlastung wird wasserseitig ein Wildholzrechen angeordnet. Dieser wird im Bereich der Grobsteinschichtung als unten eingespannte Pfahlreihe aus IPE 120 Profilen ausgeführt. Lichte Weite zwischen den Stäben 2 m. Die Pfähle werden eingerammt und anschließend die Grobsteinschichtung hergestellt.

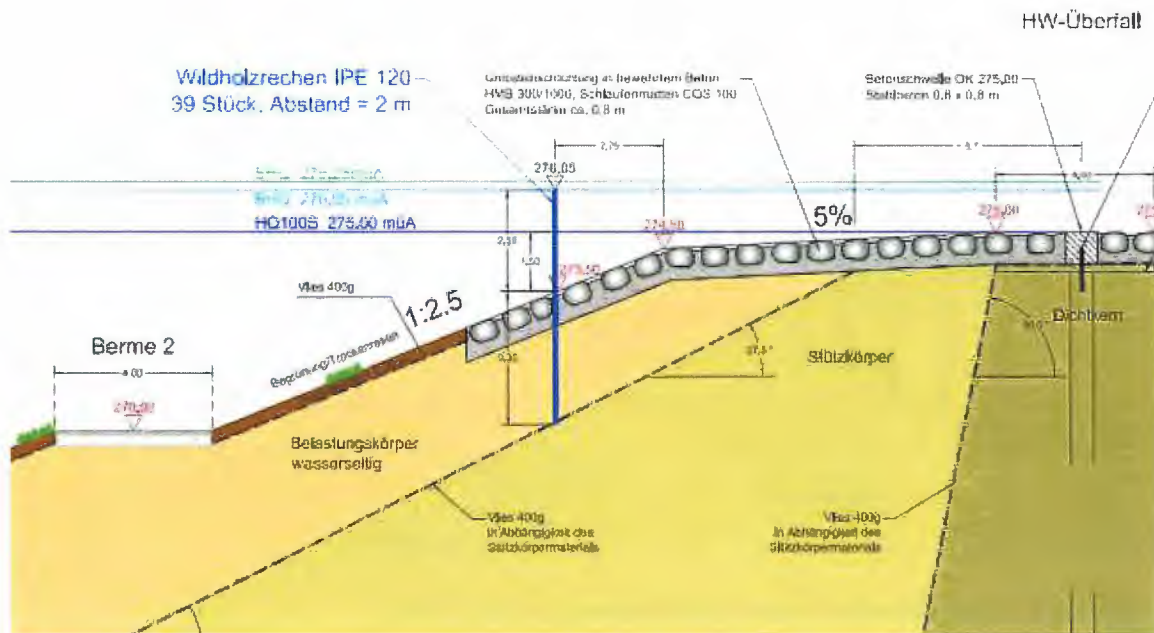


Abbildung 16: Detail Hochwasserentlastung mit Wildholzrechen; aus Plan 12.5.8

1.2.7. Wildholzrechen an der Stauwurzel

Im Bereich der Stauwurzel wird im Sirnitzbach ein Wildholzrechen eingebaut. Zur Sohlstabilisierung wird bachaufwärts ein ca. 4 m langer und bachabwärts ein 8 m langer verdeckter Grobsteinsatz ausgeführt. Die Rechenstäbe sind in einem Betongurt (b = 0,8 m, h = 1,0 m) verankert. Die lichte Weite der Rechenstäbe (Stahlprofil 300/300mm) beträgt ca.1,0 m. Die Räumung ist vom Betriebsweg aus möglich.

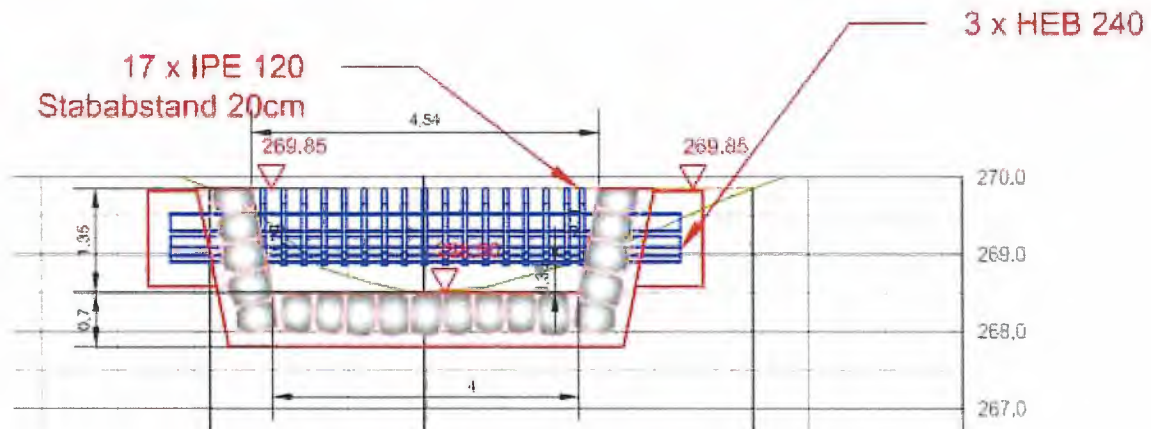


Abbildung 17: Wildholzrechen an der Stauwurzel; aus Plan 12.6

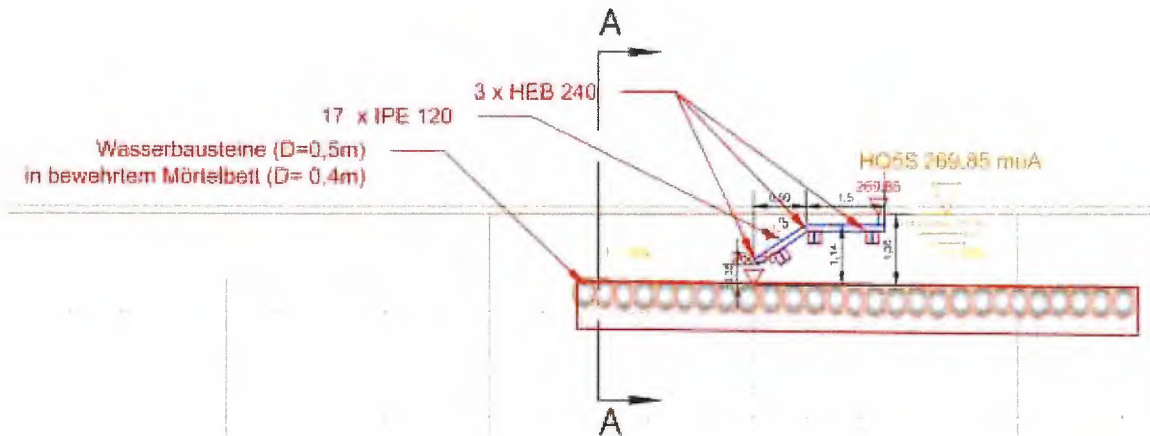


Abbildung 18: Wildholzrechen an der Stauwurzel; aus Plan 12.6

Beurteilung: Die Darstellung im Plan 12.6 ist bezüglich der seitlichen Auflager der Querträger unklar. Die Form des Rechens selbst ist üblich und geeignet. Die obere horizontale Rechenfläche reduziert das Überschieben eines abgelagerten Holzes deutlich.

Anmerkung: Es wird empfohlen das Rechenfeld und die Auflager so zu gestalten dass der Stahlteil herausgehoben werden kann.

1.3. Bemessung und Standsicherheitsnachweise

1.3.1. Bemessungsgrundlagen

Die Nachweise der inneren Standsicherheit (STR - Nachweise) erfolgten auf Basis des **semiprobabilistischen Nachweiskonzeptes** mit Teilsicherheitsbeiwerten auf Basis der aktuellen Eurocodes.

Die Einwirkungen wurden auf Basis der Eurocodes unter Berücksichtigung der Richtlinien der Staubeckenkommission (Erdbeben) angenommen. Folgende Normen werden im Statischen Bericht zitiert: ÖNORM EN 1990, 191-1-1, 1992-1-1, 1993-1, 1998-1 (jeweils inkl. NAD), weiters EAU 2012-E165.

Die Bemessungen (erf. Bewehrung) wurden mittels ABIS Durchlaufträger (2017), ABIS Bemessung (2017) und Dlubal RFEM 4.10 durchgeführt.

Beurteilung: Die verwendeten Normen entsprechen dem Stand der Technik zur Bemessung von Bauwerken aus Stahlbeton und Stahl. Die eingesetzten Softwarepakete sind weit verbreitet und üblich.

1.3.2. Annahmen und Eingangswerte für die Berechnungen

Das Eigengewicht der Stahlbetonbauteile wurde mit einer Wichte von 25 kN/m^3 ermittelt.

Die Bodenkennwerte für die Dammschüttmaterialien werden in der Vorstatik wie folgt angenommen: Stützkörper: $\gamma' = 10,0 \text{ kN/m}^3$, $\gamma' = 20,0 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 32,5^\circ$; Dichtkern: $\gamma' = 9,5 \text{ kN/m}^3$, $\gamma' = 19,5 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 25^\circ$. Kohäsionen werden nicht angesetzt.

Es werden alle Erddrücke als Erdruhedruck (Ermittlung der Erddruckbeiwerte mit horizontaler GOK) angesetzt. Erddrücke werden jeweils nur symmetrisch wirkend

berücksichtigt. Die Erddruckanteile aus Oberflächenlasten werden auch mit diesen Erddruckbeiwerten ermittelt.

Es wurden Anpralllasten für Treibgut (laut EAU 2012-E165 von 100 kN) und für einen Eisstoß aus einer 30 cm starken Eisdecke (laut EAU 2012-E165 von 45 kN/m) angesetzt.

Als char. Verkehrslasten werden in befahrbaren Bereichen 16,7 kN/m² und in sonstigen Bereichen 5,0 kN/m² angesetzt.

Die Erdbebenlasten wurden auf Basis des EC8 und der RL-Erdbeben angesetzt (Erdbebenzone 2, Bodenbeschleunigung $a_{gr} = 0,6 \text{ m/s}^2$). Es wurde die quasistatische Methode verwendet und die horizontale Anregung orthogonal auf die Längsachse des DL-Bauwerkes betrachtet. Zum Rechengang siehe Vorstatik Ergänzung, Kapitel 5.

Steifemodul für die Aufstandsfläche der Stahlbetonplatten $E = 100 \text{ MN/m}^2$.

Anmerkung: laut „Konstruktivem Konzept“ Seite 15 wird der Bettungsmodul mit $>100 \text{ MN/m}^3$ angenommen.

Der maßgebliche Wasserdruck für die Vorbemessung wurde mit dem HQ 100 (Stauziel, 275,00 müA) festgelegt. Die Wichte wurde mit 10 kN/m³ angesetzt. Dies entspricht der Wichte eines Reinwasserabflusses.

Beurteilung: Diese vereinfachte Annahme wird für die Vorbemessung als ausreichend betrachtet, da die höheren Wasserdrücke infolge BHQ und SHQ durch die geringeren Teilsicherheitsbeiwerte (BS3) für diese Staulagen kompensiert werden.

Sohlwasserdrücke wurden generell keine angesetzt.

→ **An eingestauten Bauteilen ist zusätzlich auch eine EK mit Ansatz eines Sohlwasserdruckes zu untersuchen.**

Folgende TS wurden angesetzt:

- Ständige E (EG, Erddruck, Auflasten, Wasserdruck, Strömungskräfte): 1,35
- Veränderliche E (WD bei Stauziel): 1,35
- Veränderliche E (Anpralllasten, Verkehrslasten): 1,5
- Außergewöhnliche E (Hochwasser bis Dammkrone, Verschluss von Öffnungen): 1,0

Beurteilung: Die verwendeten Teilsicherheitsbeiwerte entsprechen dem Normungsstandard (insbes. ÖNORM EN 1990 und 1997-1).

1.3.3. Lastfälle, Einwirkungskombinationen, Bemessungssituationen

Es wurden folgende Einwirkungskombinationen untersucht:

Ständige Bemessungssituation (BS1)

EK 1 = 1,35*Eigengewicht + 1,35*WD bei Stauziel + 1,50*Verkehrslasten

EK 2 = 1,35* Eigengewicht + 1,35*WD bei Abfluss + 1,50*Anpralllasten + 1,50*Verkehrslasten

Außergewöhnliche Bemessungssituation (BS3)

EK Erdbeben = 1,0*ständige E + 1,0*Wasserdruck + 1,0*Erdbeben

- Bei der Ausführungsstatik sind alle Einwirkungskombinationen laut „RL für Betonsperren“ der Staubeckenkommission zu untersuchen.
- Bei der Ausführungsstatik sind alle möglichen Verklauungsszenarien (verlegte Rechen, Verschlussorgane,...) als außergewöhnliche Bemessungssituationen statisch nachzuweisen.

1.3.4. Bemessung der einzelnen Bauteile

Beurteilung (alle Bemessungen): Die Vorgehensweise bei der Bemessung ist nachvollziehbar. Es wurden alle (für eine Vorbemessung) relevanten Einwirkungskombinationen untersucht. Die ermittelten Bewehrungsmengen sind bautechnisch umsetzbar.

1.3.4.1. Einlaufbauwerk Bypass2:

EK 1: 1,35*Eigengewicht + 1,50*Verkehrslast + 1,50*Anprallstoß³ + 1,35*Erddruck

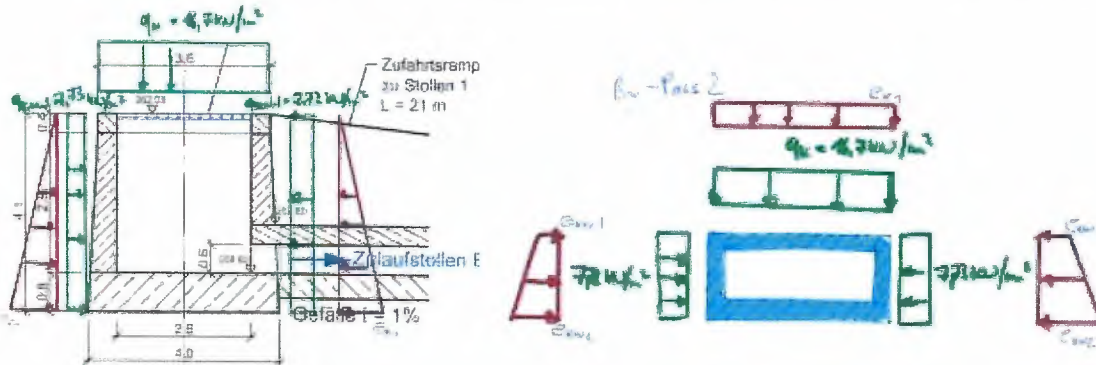


Abbildung 19: Einwirkungen auf Einlaufbauwerk Bypass 2; aus Vorstatik

Es wurde die erforderliche Bewehrung (Längsbewehrung, Schubbewehrung) in den Plattenelementen berechnet. Weiters wurden die Querträger bemessen.

1.3.4.2. Einlaufbauwerk Grundablass:

EK 1 = 1,35* Eigengewicht + 1,50*Verkehrslast + 1,35*Erddruck

EK 2 = 1,35* Eigengewicht + 1,35*WD bei Stauziel + 1,35*Erddruck

EK 3 (Verklaueter Rechen) = 1,0*EG + 1,0*Wasserstand bis Dammkrone

EK 4 = 1,35* Eigengewicht + 1,35*Wasserstand bis Mitte Rechen + 1,50*Anprall Treibgut

- Für die EK „verklaueter Rechen“ ist auch das innen leere Einlaufbauwerk zu untersuchen.

³ Die Anprallkräfte aus Treibgut und Eisstoß wurden bei der Bemessung der Aussteifungsträger berücksichtigt.

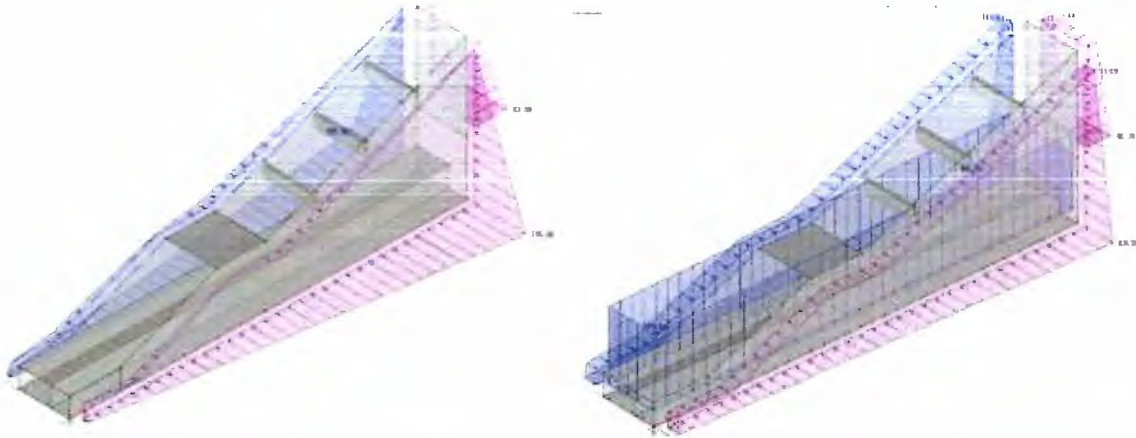


Abbildung 20: Einwirkungen auf Einlaufbauwerk Grundablass: links EK1, rechts EK2; aus Vorstatik

Es wurde die erforderliche Bewehrung (Längsbewehrung, Schubbewehrung) in den Plattenelementen berechnet. Weiters wurden die Querträger bemessen (inkl. Durchstanznachweis in den Rostwangen). Ergebnis sind Bewehrungen in der Größenordnung $\varnothing 14/15$ bis $\varnothing 16/15$.

Der unterste Rechenteil (Rechen 1.2, siehe Abbildung 7) wurde auf den vollen Wasserdruck (gemäß EK3) bemessen, gesondert wurde ein Anprallstoß untersucht (siehe Ergänzung zur statischen Vorbemessung).

Anmerkung: der in der Statik gewählte Stahl-Vollquerschnitt (200x120 mm) ist unüblich. Hier sollten I-Profile oder Rechteckhohlprofile verwendet werden. Die Abmessungen werden sich deutlich vergrößern.

1.3.4.3. Stollen 1 und 2

$$EK\ 1 = 1,35 \cdot EG + 1,50 \cdot \text{Verkehrslast} + 1,35 \cdot \text{Erddruck (Stollen 1+2)}$$

$$EK\ 2 = 1,35 \cdot EG + 1,35 \cdot \text{WD bei Stauziel} + 1,35 \cdot \text{Erddruck (Stollen 1)}$$

Beim Bemessungshochwasser wurde der WD von außen berücksichtigt. Innen wurde der Stollen als leer angenommen.

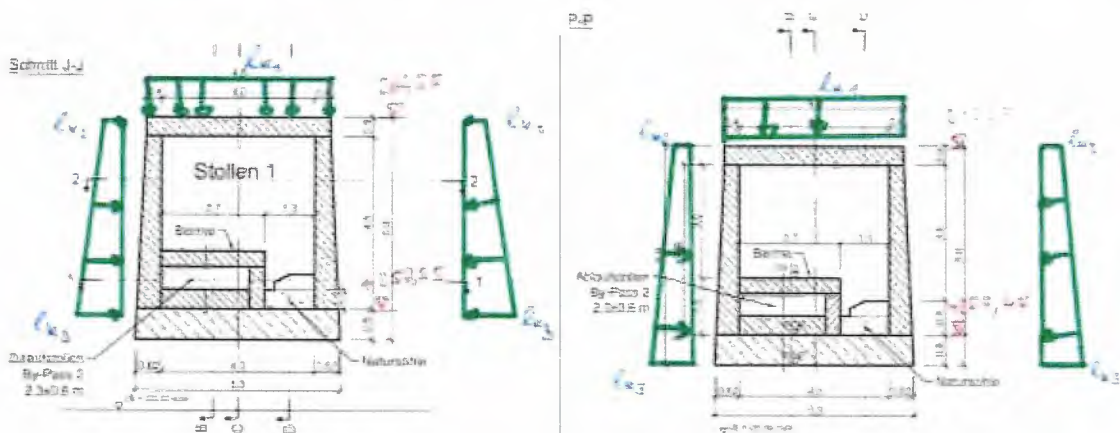


Abbildung 21: Einwirkungen auf Stollen 1 und 2; aus Vorstatik

Es wurde die erforderliche Bewehrung (Längsbewehrung, Schubbewehrung) in den Plattenelementen berechnet. Ergebnis sind Bewehrungen in der Größenordnung $\varnothing 14/10$. Im Bereich der Ecken sind Schubbügel erforderlich.

1.3.4.4. Kontrollschacht

EK 1 = $1,35 \cdot EG + 1,50 \cdot \text{Verkehrslast} + 1,35 \cdot \text{Erddruck}$

EK 2 = $1,35 \cdot EG + 1,35 \cdot \text{WD bei Stauziel} + 1,35 \cdot \text{Erddruck}$

EK 3 = $1,35 \cdot EG + 1,50 \cdot \text{Verkehrslast} + 1,35 \cdot \text{WD bis Betriebsüberfall} + 1,35 \cdot \text{Erddruck}$

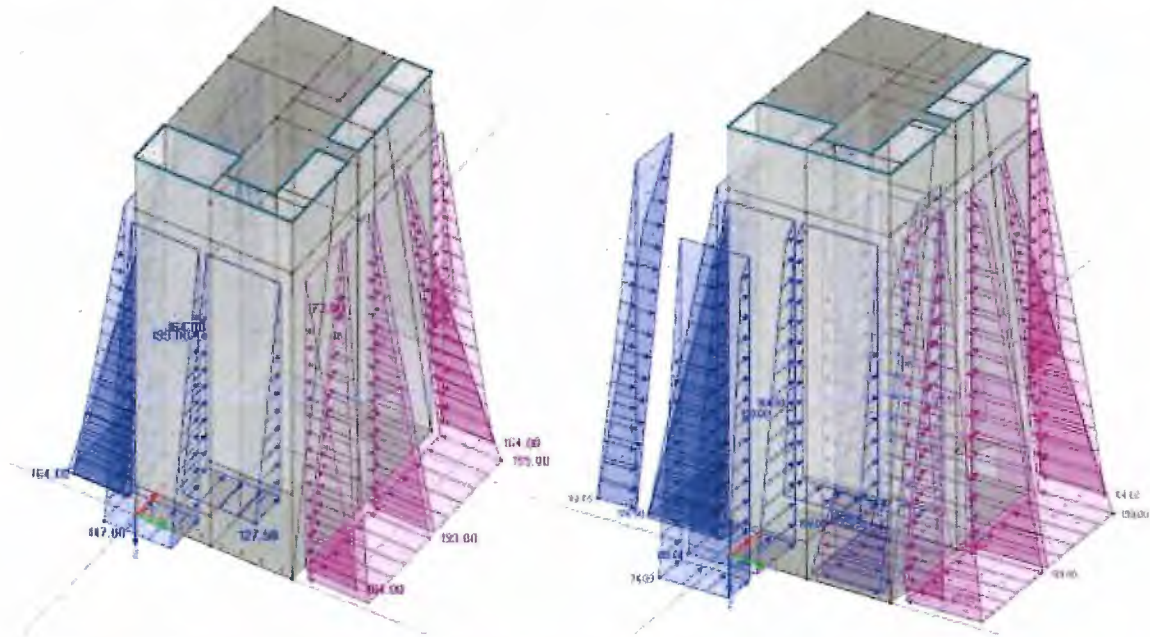


Abbildung 22: Einwirkungen auf Kontrollschacht: links EK1, rechts EK2; aus Vorstatik und Ergänzung

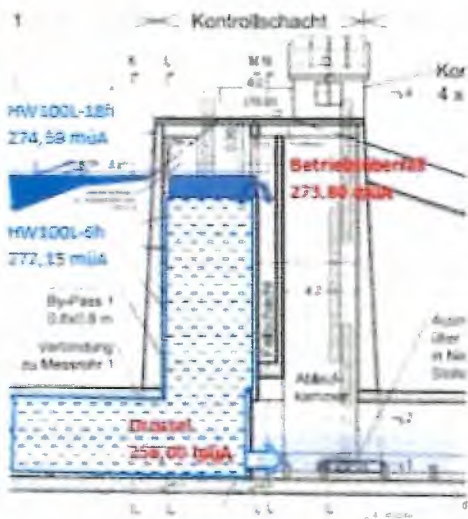


Abbildung 23: Einwirkungen auf Kontrollschacht: EK3; aus Vorstatik und Ergänzung

Es wurde die erforderliche Bewehrung (Längsbewehrung, Schubbewehrung) in den Plattenelementen berechnet. Ergebnis sind Bewehrungen in der Größenordnung $\varnothing 14/15$ bis $\varnothing 16/15$.

1.3.4.5. Tosbecken

Beim Tosbecken wurden einerseits Überlegungen bezüglich der Sicherheit gegen Auftriebsbruch angestellt und Berechnungen zu Differentialsetzungen in der Anschlussfuge zur Schussrinne der HW Entlastung durchgeführt.

Auftriebssicherheit: Hier wird davon ausgegangen, dass sich aufsteigendes Grundwasser über die Flächendrainage entspannt und über Drainleitungen in den Vorfluter abgeführt wird. Bei HW Abfluss und einem Überstau bis GOK soll das Tosbecken durch einen Sickerkörper entlang der Gegenschwelle gefüllt werden. Die Auftriebssicherheit bei einem leeren Tosbecken und einem Überstau bis GOK ist nicht gegeben (siehe statisch Konstruktives Konzept, Seite 37).

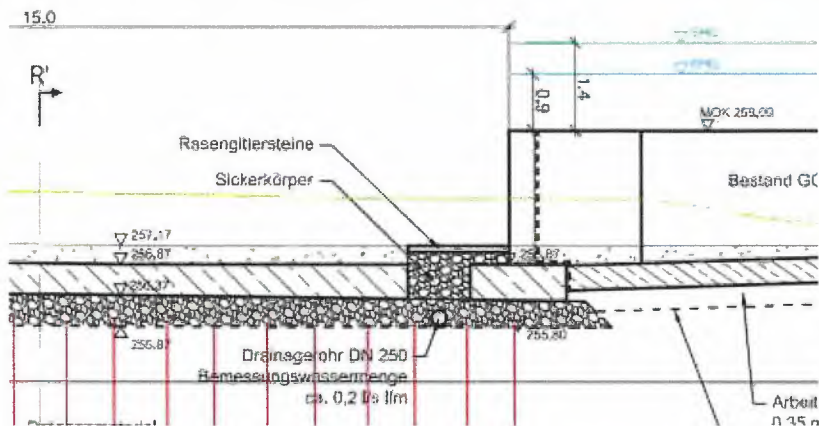


Abbildung 24: Sickerkörper im Tosbecken; aus Plan 12.5.6

Beurteilung: Die vorgeschlagene konstruktive Lösung ist aus meiner Sicht tauglich das Auftriebsproblem im Extremfall zu lösen. Durch den Sickerkörper kann sich der Grundwasserstand und der Wassersrand im Tosbecken einspiegeln.

Anmerkung: Die Rasengittersteine werden bei Beanspruchung des Tosbeckens im Überlastfall inklusive Drainmaterial mit der Humusaufgabe abtransportiert.

→ Aufnahmen der Wiederherstellung der Sickerkörper nach einer Beanspruchung des Tosbeckens im Überlastfall in die Betriebsordnung, da relevant für die Standsicherheit.

Anschlussfuge: Hier wurde mittels FEM Modellierung die Kraft in der Fuge durch den Setzungsunterschied modelliert. Der Setzungsunterschied resultiert aus dem unterschiedlich steifen Untergrund zwischen Schussrinne ($E=2,5 \text{ MN/m}^2$) und Tosbeckensohle ($E = 30 \text{ MN/m}^2$) (wieder Diskrepanz Bettungs- und Steifemodul). Mit einer so ermittelten Linienlast in der Fuge wurden die Schubdorne bzw. die Konsole im Übergang bemessen (Fugenausbildung siehe Abbildung 6).

Anmerkung: Ich würde der Ausführung mittels Konsole den Vorzug geben.

1.3.4.6. Wildholzrechen in der HW Entlastung

Dieser wurde als eingespannter Pfahl bemessen (siehe Ergänzung zum technischen Bericht Anhang 3). Am oberen Ende des Stabes wurde eine Kraft? von 20 kN angesetzt. Die Herleitung dieser Kraft ist nicht angegeben.

Beurteilung: Das statische System (eingespannter Träger) ist grundsätzlich für die Bemessung geeignet. Der Ansatz der Einwirkungen und deren Herleitung ist unklar. Der Einbindebereich des Trägers ist durch die Grobsteinschichtung in Beton ausreichend gegen Erosion gesichert.

1.3.4.7. Wildholzrechen an der Stauwurzel

Hier wurde keine Vorstatik erstellt.

1.4. Auflagen

Dies ist die Zusammenfassung der Auflagen aus den vorangegangenen Kapiteln.

- **Die Unterbetonschichte (Magerbeton) ist (besonders bei größeren Austausch-tiefen) im Bereich der KUK der Flachgründungen der Stahlbetonbauteile mit einem seitlichen Überstand (mind. 30 cm) auszuführen.**
- **Die Ausbildung der Treppen im Felsen hat möglichst auflockerungsfrei zu erfolgen. Durch die Bearbeitung aufgelockerte Bereiche sind zu entfernen.**
- **Bei einer Abdichtung der Blockfugen (Raumfugen) mittels Fugenbändern ist ein für Wasserbauwerke geeignetes und entsprechend alterungsbeständiges Dehnfugenband zu verwenden. Für das Fugenband ist nachzuweisen, dass die zu erwartenden Verformungen in der Fuge aufgenommen werden können.**
- **An eingestauten Bauteilen ist zusätzlich auch eine EK mit Ansatz eines Sohlwasserdruckes zu untersuchen.**
- **Bei der Ausführungsstatik sind alle Einwirkungskombinationen laut „RL für Betonsperren“ der Staubeckenkommission zu untersuchen.**
- **Bei der Ausführungsstatik sind alle möglichen Verkläusungsszenarien (verlegte Rechen, Verschlussorgane,...) als außergewöhnliche Bemessungssituationen statisch nachzuweisen.**
- **Für die EK „verkläuster Rechen“ ist auch das innen leere Einlaufbauwerk zu untersuchen.**
- **Aufnahmen der Wiederherstellung der Sickerkörper nach einer Beanspruchung des Tosbeckens im Überlastfall in die Betriebsordnung, da relevant für die Standsicherheit.**
- **Es ist ein Beton- und Betonierkonzept zu erstellen, das den Umfang der Erstprüfungen, die erforderlichen Prüfnachweise, die Vorgaben für die Betonherstellung, den Betontransport, den Betoneinbau, die Betonnachbehandlung und Qualitätsprüfung beinhaltet. Beim vorliegenden Bauwerk kann die ÖNORM B4710-1 angewendet werden.**

→ **Die endgültige statische Bemessung ist dem SV für Statik rechtzeitig vor Baubeginn vorzulegen und mit diesem abzustimmen.**

1.5. Zusammenfassung

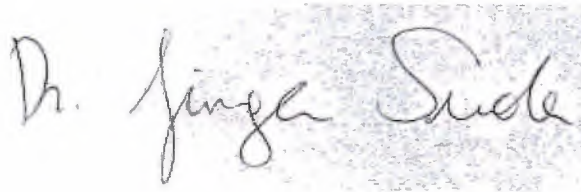
Der Entwurf des Bauwerkes entspricht üblichen Konstruktionen. Die einzelnen Bauteile sind so konzipiert, dass sie ein robustes Bauwerk ergeben.

Die vorgelegte Vorstatik (inklusive Vorstatik Ergänzung) ist nachvollziehbar gestaltet. Die zum Nachweis der Standsicherheit verwendeten Nachweismethoden (Formelapparate) sind geeignet. Die ermittelten erforderlichen Bewehrungen in den Massivbauteilen sind bautechnisch umsetzbar.

Das Gründungskonzept der Massivbauteile ist für eine bautechnische Umsetzung ausreichend genau festgelegt und an die jeweils vorgefundenen Verhältnisse (unter Beiziehung eines Geologen/Geotechnikers) im Zuge der Herstellung der Aufstandsflächen anpassbar.

Alle für eine Vorbemessung (der Massivbauteile) notwendigen Einwirkungskombinationen wurden untersucht.

Unter Berücksichtigung vorigen Absatzes und der Auflagen gibt es aus Sicht des Fachgebietes Statik gegen eine positive Beurteilung des Projektes durch die Staubeckenkommission keinen Einwand.



Dr. Jürgen Suda
Wien, am 13.05.2021

Hochwasserschutz Langenlois

Hochwasserrückhaltebecken Sirnitzbach

Stellungnahme des Referenten für Wasserbau

erstellt im Auftrag der Österreichischen Staubeckenkommission

 Bundesministerium
Nachhaltigkeit und
Tourismus

Graz, im Mai 2021

1. Inhalt

Stellungnahme des Referenten für Wasserbau	1
1. Inhalt	2
2. Stellungnahme - Wasserbau	3
2.1. Unterlagen und Abgrenzung	3
2.2. Befund und Beurteilung	4
2.2.1. Die Ermittlung des Hochwasserzuflusses	4
2.2.2. Speicherbewirtschaftung - Freibordbemessung	8
2.2.3. Hochwasserentlastung	12
2.2.4. Tosbecken – Energiedissipation	13
2.2.5. Entlastungsbauwerk	14
2.2.6. Unholzrechen	18
2.2.7. Mess- und Überwachungsprogramm	19
2.3. Zusammenfassung	20

2. Stellungnahme - Wasserbau

Im Auftrag der Österreichischen Staubeckenkommission wird für das Fachgebiet Wasserbau diese Stellungnahme zum Projekt „Hochwasserrückhaltebecken Sirnitzbach“ der Stadtgemeinde Langenlois verfasst.

Die Befassung dieser Aufgabe wurde durch das Bundesministerium für Nachhaltigkeit und Tourismus - Geschäftszahl 2020-0.021.116 - beauftragt.

2.1. Unterlagen und Abgrenzung

Die der Beurteilung zugrunde liegenden Unterlagen wurden vom Projektanten mit Status der Bearbeitung (Jänner, April und Mai 2021) teilweise als Planoperat und in digitaler Form – etwas überarbeitet basierend auf einer Vorbesprechung am 9.04.2021 und weiteren Abstimmungen – zur Verfügung gestellt.

Im Zuge dieser Stellungnahme werden die Unterlagen zum technischen Bericht verwendet und zitiert.

- (1)Tech Bericht EP 2021-05-03
- (1A)Ergänzung Technischer Bericht EP 2021-05-04
- (3)Hydrologie Hydraulik 2021-05-03
- (8)Betriebskonzepte 2021-03-24
- Korrigendum 03. Mai 2021

Speziell die Berichte zu Hydrologie und detaillierten hydraulischen Berechnungen:

- (A1.1)Generelle Planung Hydrologie
- (A1.2)Modellbeschreibungen
- (A1.3)HEC-HMS Eingangsdaten
- (A1.4)Ganglinien
- (A1.5) RHB Hydraulische Berechnungen
- (A1.5)Hydraulische Berechnungen RHB-Sirnitzbach MAI

Darüber hinaus sind die Bauteile in Übersicht und geeigneten Schnitten zur Beurteilung der Hochwasserrückhalteanlage dargestellt.

Im Fachgebiet Wasserbau werden nachfolgende Aspekte des Projektes – HWRB Sirnitzbach - behandelt:

- Hydrologie
 - Einzugsgebiet, Niederschlag, BHQ und SHQ
- Hydraulische Anlagenteile und deren Funktionsweise
 - Speicher
 - Bewirtschaftung – Wasserspiegellagen – Retention
 - Freibord bei HQ₁₀₀, BHQ und SHQ, Unholrückhalt
 - Hochwasserentlastung, Festes Wehr, Tosbecken
 - Entlastungsbauwerk, Einlauf und Weiterleitung
 - Grundablass, Speicherentleerung – Bypass1 und 2
- Betriebs- und Überwachungsordnung

Diese Stellungnahme ist auf das HWRB Sirnitzbach beschränkt und bezieht sich nicht auf die gesamtheitliche Auslegung der Hochwasserschutzmaßnahme (wie zB im (1)Tech Bericht EP 2021-05-03 dargelegt) Langenlois.

2.2. Befund und Beurteilung

Das vorliegende Projekt Hochwasserrückhaltebecken (HWRB-) Sirnitzbach ist neben dem schon bestehenden Hochwasserrückhaltebecken – Kronsegg – die zweite Retentionsmaßnahme für den Hochwasserschutz am Loisbach und gesamtheitlich für Langenlois.

Im Vorfeld der Gespräche wurde festgestellt, dass die hydrologischen und hydraulischen Grundlagen für die Nachweise zur Erzielung des Hochwasserschutzes sowohl mit dem Hydrographischen Dienst als auch mit den Vertretern der Landeshydrographie abgestimmt sind. Das heißt, dass die Zuflussganglinien für unterschiedliche Zeitstufen zur Auslegung des HWRB mit den geforderten maximalen Abfluß-spenden im Ereignisfall (HQ₁₀₀) festgelegt sind.

Unter diesen wasserbaulichen Randbedingungen wird vom Projektanten das HWRB Sirnitzbach ausgelegt und für die Überflutungssicherheit für ein BHQ (T5000) und ein Sicherheitshochwasser SHQ nachgewiesen.

2.2.1. Die Ermittlung des Hochwasserzuflusses

2.2.1.1. Hydrologie

Der technische Bericht (Beilage 1) bezieht sich in der generellen Planung für das Hochwasserschutzprojekt bei der hydrologischen und hydraulischen Auslegung auf die Unterlagen in Anlage A1 (Vorprojekte -2007 und die Aktualisierung 2017). Als Schutzziel steht den HQ₁₀₀ Abfluss aus dem Loisbach im Bereich Langenlois auf ein HQ₂₀ – Bestandsausbau (28m³/s) durch ein im Oberlauf des Loisbaches bereits bestehendes (HWRB Kronsegg) und durch ein am Sirnitzbach (HWRB Sirnitzbach) neu zu errichtendes Hochwasserrückhaltebecken zu begrenzen.

Die Ergebnisse der hydrologischen Planung und hydraulischen Auslegung für das HWRB Sirnitzbach sind in den Einreichunterlagen (3 – Hydrologische und hydraulische Berechnungen) zusammengefasst.

Im Kapitel 3 ist die Vorgehensweise für den Hochwasserschutz Langenlois / Loisbach beschrieben. Zur Ermittlung der relevanten Ab- bzw. Zufluss - Szenarien werden die Niederschlags- Abflussuntersuchungen (Ingenieurbüro Neukirchen) aus der generellen Planung herangezogen.

In Ermangelung von Pegelaufzeichnungen wurden Ganglinien aus Niederschlags-Abfluss Modellierungen für die Ermittlung des Retentionsvolumens des HWRB Sirnitzbach zur Erzielung des Schutzzieles ermittelt. Die Untersuchung erfolgte zusammen mit den Maßnahmen am Loisbach.

2.2.1.2. Zuflussganglinien - Retentionsberechnung

Die hydrologischen Berechnungen erfolgten mit HEC-HMS 4.2.1. Prinzipiell wird in den Unterlagen für den Berechnungsfall Starkniederschlag Loisbach die Erweiterung L und für den Berechnungsfall Starkniederschlag im Einzugsgebiet Sirnitzbach die Erweiterung S verwendet.

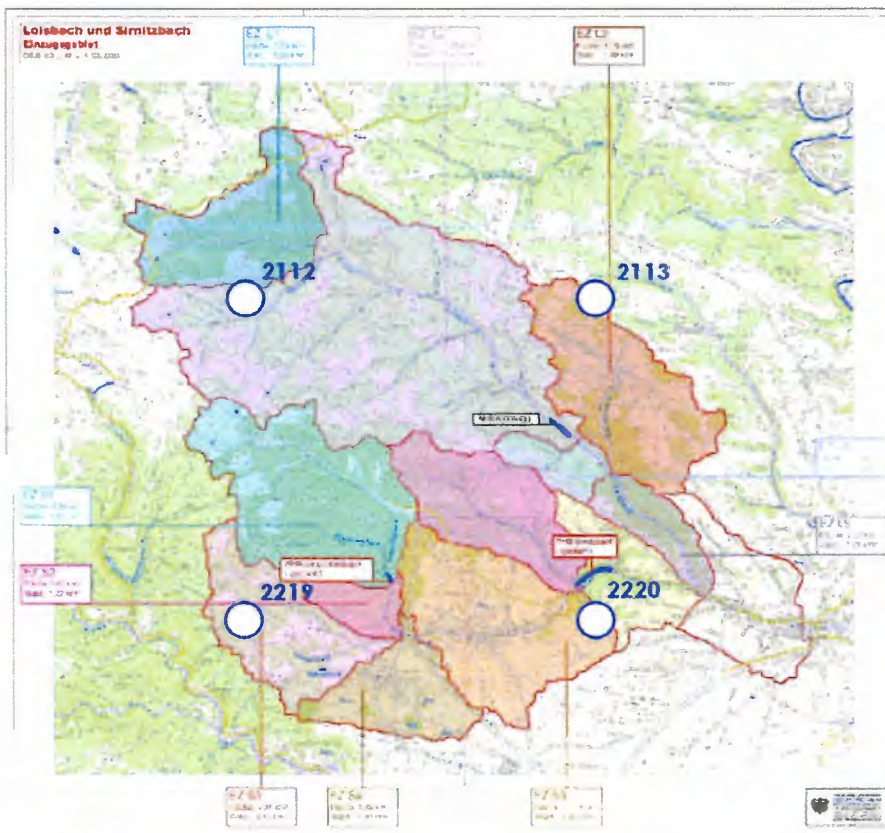
Als primäre Richtgröße für die Kalibrierung der Gebietsparameter wurden die Scheitelabflüsse aus der HORA Studie verwendet.

Die Abflussuntersuchungen zur Ermittlung der Scheitelabflüsse wurden in Abstimmung mit dem Land Niederösterreich für charakteristische HQ_{30} , HQ_{100} und HQ_{300} durchgeführt. In einer Detailstudie wurde basierend auf einem digitalen Geländemodell mit dem Programmsystem WMS (Water Modeling System – von Aqaveo) die Topographie und zur weiteren Ermittlung die Modellganglinien mit dem Programm IWK-HW (Karlsruhe) ermittelt.

Der Bemessung des RHB Sirnitzbaches umfaßt ein Einzugsgebiet von 31,9km².

Die Bemessungsniederschläge wurden aus vier Gitterpunkten eHyd (Bild) herangezogen, Die Extremniederschläge zur Ermittlung Extremhochwassers BHQ (T=5000) basieren dazu auf Angaben des Hydrographischen Dienstes.

Gitterpunkte für Starkregenwerte im Einzugsgebiet

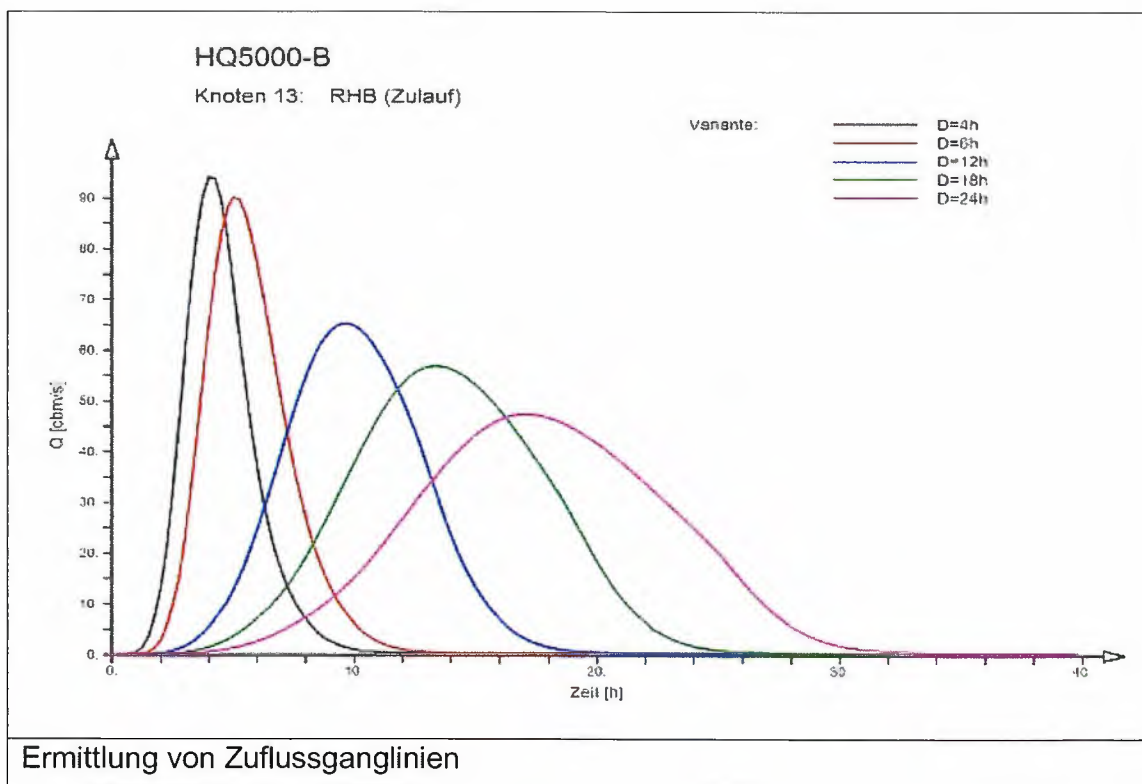


eHyd – Gitterpunkte im Einzugsgebiet

Für die Bemessung des Hochwasserrückhaltebeckens wird das 18h Ereignis als maßgebliche identifiziert.

Für die Auslegung der Hochwasserentlastung des Dammbauwerkes wird der Spitzenabfluss für ein BHQ und ein SHQ ermittelt.

Hochwasser	Maximale Zufluss- spitze	Zufluss- spitze	Max.-Abfluss- spitze	Überstau über 275 müA
BHQ	94,2 m ³ /s		92,2m ³ /s	1,05
SHQ	122,5 m ³ /s		121,7m ³ /s	1,25



Retentionsberechnung

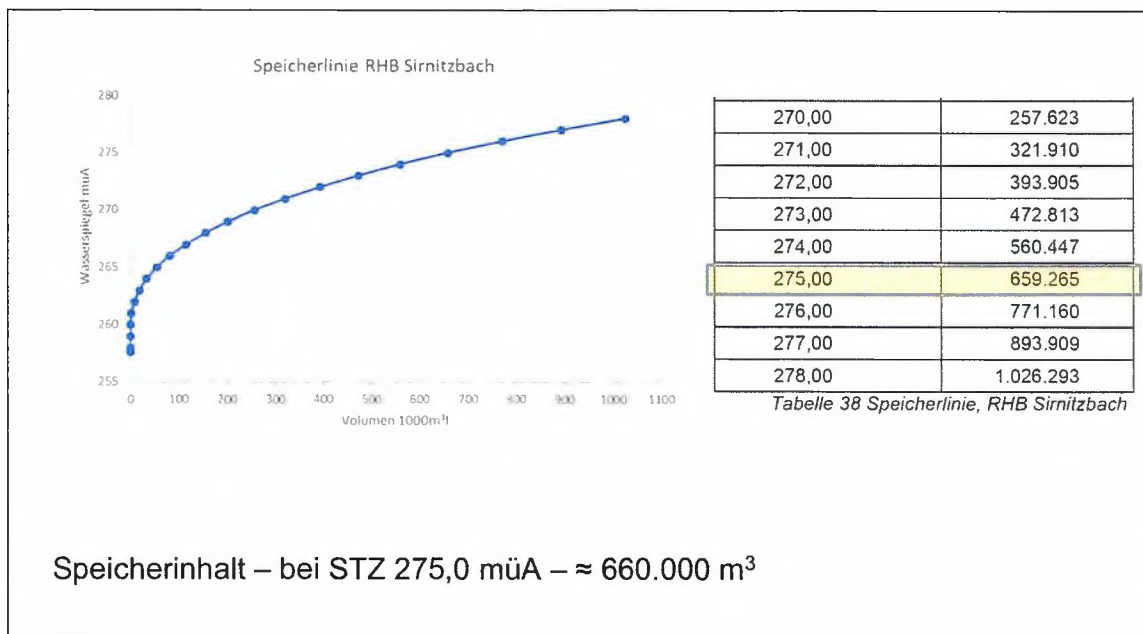
Mit Hilfe der beschriebenen Szenarien werden Untersuchungen zur Auslegung und Dimensionierung des Hochwasserrückhaltebeckens Sinitzbach durchgeführt, sodass die Hochwassersicherheit in Langenlois – für den bestehenden Ausbau des Loisbaches im Ort und ein HQ₁₀₀ Ereignis erfüllt wird.

Darüber hinaus wird für die Bemessung der Hochwasserentlastung das Speicherbecken als gefüllt betrachtet (STZ 275,0 müA) und die Zuflusswellen sowohl des BHQ als auch des SHQ verwendet.

2.2.2. Speicherbewirtschaftung - Freibordbemessung

Nachfolgend werden die wesentlichen Kenngrößen des HWRB zusammengefasst:

Bezeichnung	Kote
Dammkrone	278,00 müA
Sicherheitskote	277,75 müA (gewählt 278 müA)
Schwelle Hochwasserentlastung	275,00 müA
Breite - festes Wehr	50m
Stauziel (HQ _{100s})	275,00 müA
Überstau bei (BHQ)	1,05m – 276,05müA
Überstau bei (SHQ)	1,25m – 276,25müA
Beckeninhalt – bei HQ ₁₀₀ – 275müA	660000 m ³
Staufläche bei STZ – 275müA	106000m ²

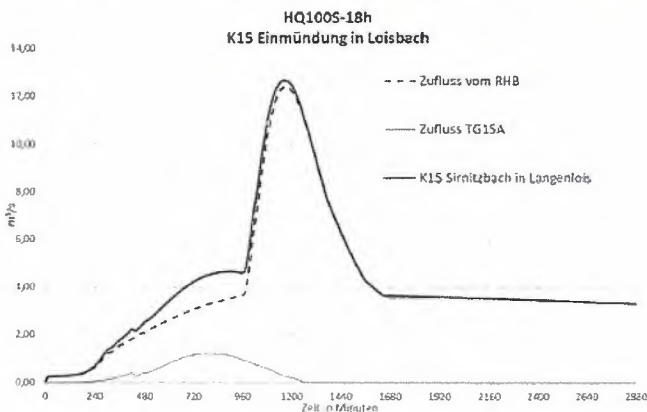


Eine Vergleichsrechnung mit der Zufluss-ganglinie HQ_{100s} und den ermittelten Abflussfördermengen aus dem gedrosseltem Grundablass und der Einstauhöhe auf Betriebsüberfallniveau (auf 273,8 müA) ergibt den Speicherinhalt zu ≈540000m³.

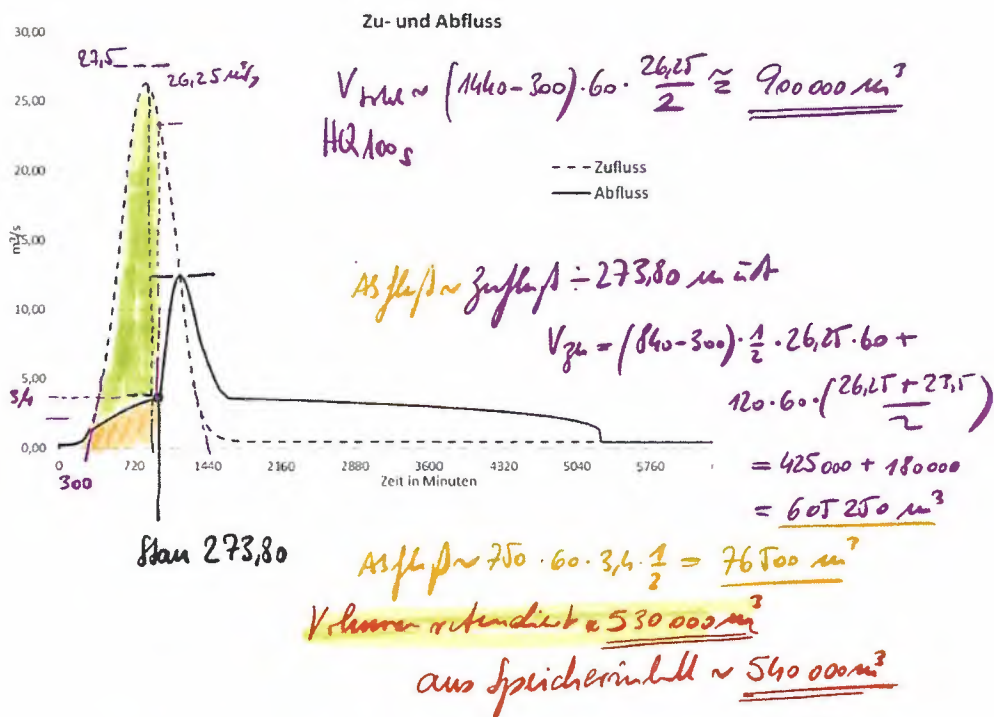
Stellungnahme Wasserbau

HQ	RHB Simnitzbach		Knoten K15
	Q _{zu} (m³/s)	Q _{ab} (m³/s)	Bemessungs- HQ (m³/s)
HQ300S-18h	39,5	31,3	32,9
HQ100S-18h	26,3	12,4	12,7
HQ30S-18h	21,0	3,6	4,2

Tabelle 60 Retentionsrechnung, Ergebnisse HWS Langenlois / Simnitzbach



Bemessungsfall – Basisabfluss – Abfluss über Betriebsüberfall



Δ D.h.: Ermittlung des Retentionswert nachvollziehbar

Stauinhalt und retendierter Abfluss bei Höhe Betriebsüberfall 273,80müA

2.2.2.1. Wellenschlag und Windangriff

Die Bemessung für das Wellenfreibord wird nach DVWK Merkblatt 246/1997 mit einer Windgeschwindigkeit von $w_{10}=30\text{m/s}$ (konservative Annahme) und den ermittelten Streichlängen durchgeführt.

Es wird unter diesen Annahmen - der Wellenaufbau mit konservativem Windstau - mit 0,92m ermittelt; daraus ergibt sich ein Freibord von $\approx 1\text{m}$. Eine Nachrechnung für den BHQ Fall ergibt – unter vergleichbaren Annahmen – ein Freibord von 1,15m. Somit liegen die Annahmen und Ergebnisse konservativ auf der sicheren Seite.

Sirnitzbach

Ausreifezeit $t_{wi} = 2,2$ [min]

Basiswindgeschwindigkeit $w_{10} = v, b = 30$ [m/s]

Wassertiefe im Becken (konst.) $d = 15$ [m]

Sektor	Θ [°]	a_i^*	a_i	S_i	$h_{we,i,m}$	$a_i * h_{we,i,m}^2$
1	0	0,0000	0,2301	75,00	0,1580	0,0057
2	64	0,2301	0,2034	470,00	0,3907	0,0311
3	84	0,4336	0,1978	240,00	0,2808	0,0156
4	102	0,6314	0,3686	80,00	0,1631	0,0098
	180	1,0000				
S_i , mittel				216,25		0,0622 Sum

mittlere Wellenhöhe $h_{we} = 0,25$ [m]
 umgerechnete mittlere Wellenhöhe $h_{we,1\%} = 0,60$ [m]
 Umrechnungbeiwert $K_{hwe,1\%} = 2,4$ Überschreitungswahrscheinlichkeit
 Ü-wahrscheinlichkeit $k_{x1\%} = 2,4$ Nach Battjes für Erddämme
 mittlere Wellenperiode $T_{we} = 1,48$ [s]
 mittlere Wellenlänge $l_{we} = 3,44$ [m]

Böschungsrauheit $k_D * k_R = 0,90$
 Böschungsneigung 1 : 2,5 $\alpha = 21,80$ [°]

Vellenaufbau für Böschungen flacher als 1:2 (Gl 11)

$h_{Au,1\%} = 0,80$ [m]
 $h_{wi} = 0,006$ [m] Windstau - nach Zuidersee

Ermittlung Wellenfreibord – Annahmen aus hydraulischer Berechnung

Stellungnahme Wasserbau

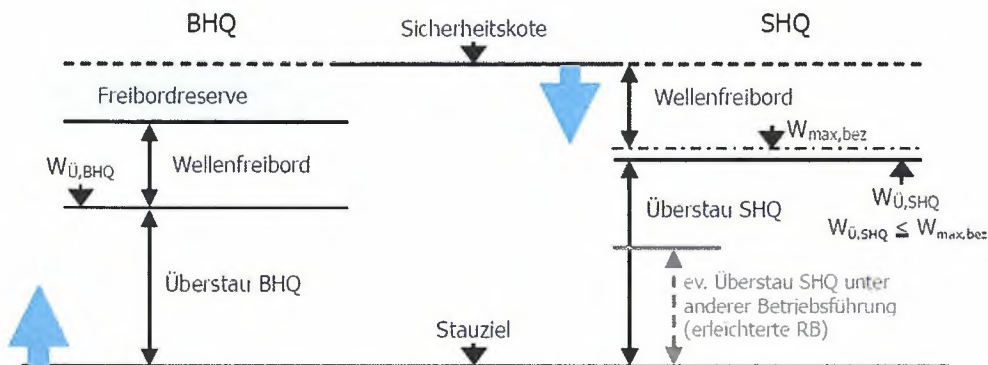


Abb. II.3 Zuordnung der Nachweisgrößen zu den beiden hydrologischen Lastfällen BHQ und SHQ.

Wellenaufwurf, Windstau wird nach DVWK – zu **0.92m (0,82m)** ermittelt
HW-Überfall 275,0 müA - Dichtung - OK ≈ Dammkrone 278,0

BHQ - Überstau – 275,0 + **1,05** + **0,92** ergibt ≈ 277 < 278,0

SHQ - Überstau - 275,0 + **1,25** + **0,92** ergibt 277,2 < 278,0

Anmerkung;

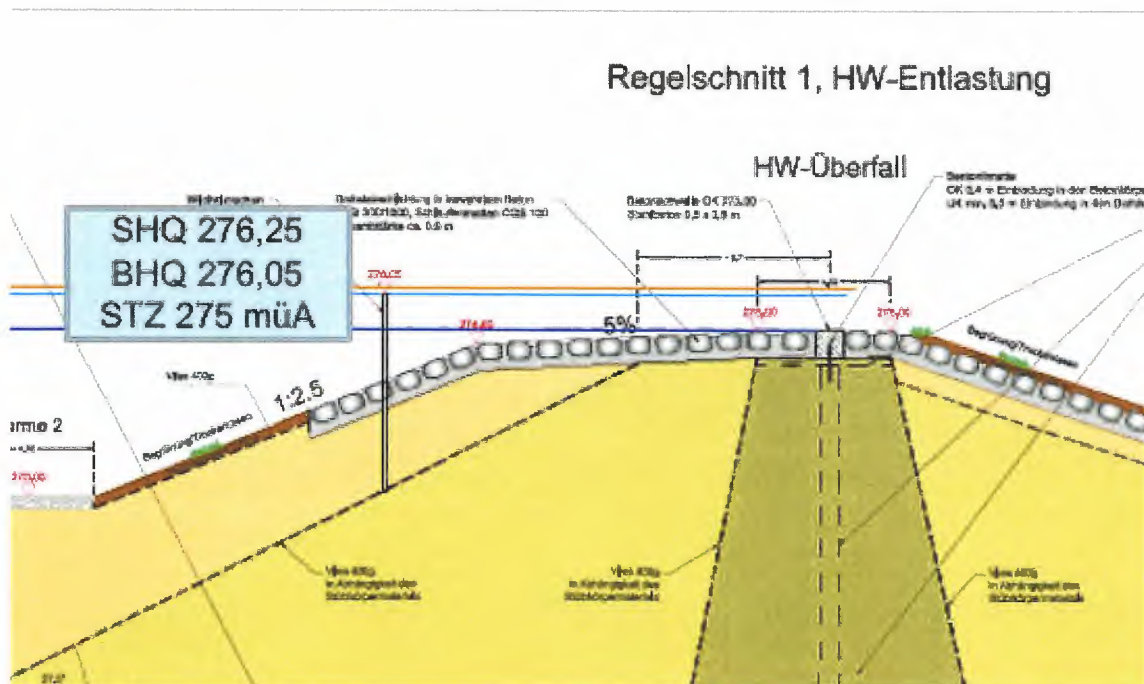
Der Nachweise des Wellenfreibords nach DVWK ist auch bei bestehender Dichtungsoberkante mit ausreichendem Sicherheitsfreibord erfüllt.

2.2.3. Hochwasserentlastung

Die Bemessung erfolgt nach Poleni $Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h^{\frac{3}{2}}$ für $b=50\text{m}$ und ein breitt Kroniges Wehr mit $\mu=0,57$. Dabei werden die ermittelten Zuflussganglinien für das BHQ und SHQ auf das – bereits durch eine „Vorwelle“ - gefüllte Becken (auf STZ 275 müA) zur Bemessung der Hochwasserentlastung, der Sicherungsmaßnahmen und des Tosbeckens angesetzt.

Damit ergeben sich die maximal abzuleitenden Wassermengen und nachfolgenden Stauspiegel im Retentionsbecken bei einer Dammüberfallkote auf 275,00 müA (STZ für das HQ₁₀₀ Ereignis). Die Bemessung der Hochwasserentlastung für das BHQ und SHQ erfolgt für den jeweiligen Spitzenabfluss.

	Abfluss	Stauspiegel	Spez. Abfluss
BHQ	92 m ³ /s	276,05 müA	1,8m ³ /s*m
SHQ	122 m ³ /s	276,25 müA	2,4m ³ /s*m



Mit der geplanten massiven Sicherung des Hochwasserüberfalls wird die Erosionssicherheit gewährleistet. Durch die Anordnung eines Unholzrechens – in der wasserseitigen Böschung – kann zusätzlich zu dem vorhandenen Unholzrechen (für kleinere Hochwasserereignisse) an der Stauwurzel die Verklauungssicherheit erhöht werden.

Eine klar definierte Überfallschwelle (auf STZ 275,00müA) aus Beton ist vorgesehen.

Anmerkung:

Die vertikalen Profile des Unholzrechens - in der wasserseitigen Böschung des Retentionsdammes - sind auf Verkläusung zu bemessen. Die Fundierung dieser Profile hat unter Grundlage bodenmechanischer Verfahren zu erfolgen. Dies kann z.B.: durch ein Betonfundament oder die Anordnung eines Fundamentköchers erfolgen.

2.2.4. Tosbecken – Energiedissipation

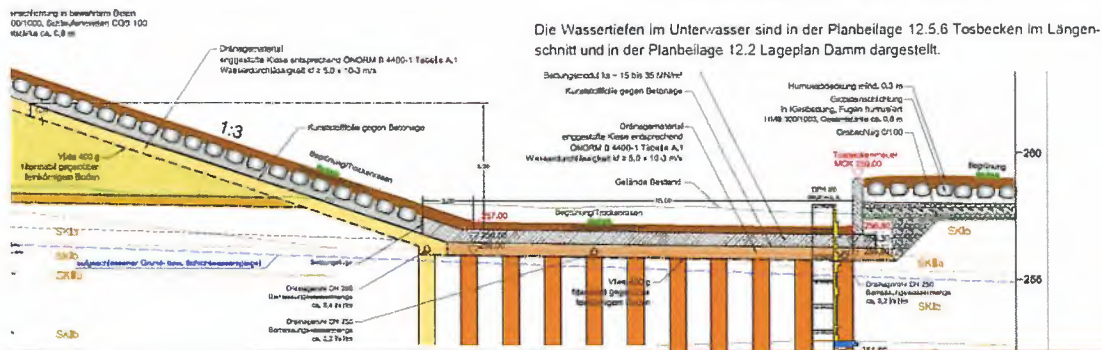
Der rechnerische Nachweis des Tosbeckens ist im Bericht [(A1.5)Hydraulische Berechnungen RHB-Sirnitzbach MAI] ausgeführt und für unterschiedliche Wassermengen nachgewiesen. Die im Bericht zitierte Formel für die konjugierten Wassertiefen des Tosbeckens ist zu korrigieren.

Hochwasserentlastung –Tosbecken

Nachbettsicherung: siehe Abschnitt 11.8.4.

In der Anlage A1.5 RHB Bemessung Tosbecken wird die Wassertiefe unterhalb des Tosbeckens berechnet (Talgefälle ca. 1,45 %).

	Q (m³/s)	t (m)	S (N/m²)
SHQ	121.7	1,4	250
BHQ	92.2	0,9	220



Die Wassertiefen im Unterwasser sind in der Planbeilage 12.5.6 Tosbecken im Längenschnitt und in der Planbeilage 12.2 Lageplan Damm dargestellt.

Tosbecken	Maß	Einheit
Sohle	257,00	müA
Länge	15,00	m
Breite	40,00	m
Stärke der Stahlbetonplatte	0,5	m
Höhe, Gegenschwelle	2,00	m
	259,00	müA
Wandstärke, Gegenschwelle	0,40	m

Tabelle 57 Kenndaten – Tosbecken

Gegenschwelle – unter Berücksichtigung der Unterwassersituation
Die Höhe der Gegenschwelle kann auf ≈1,2 m reduziert werden

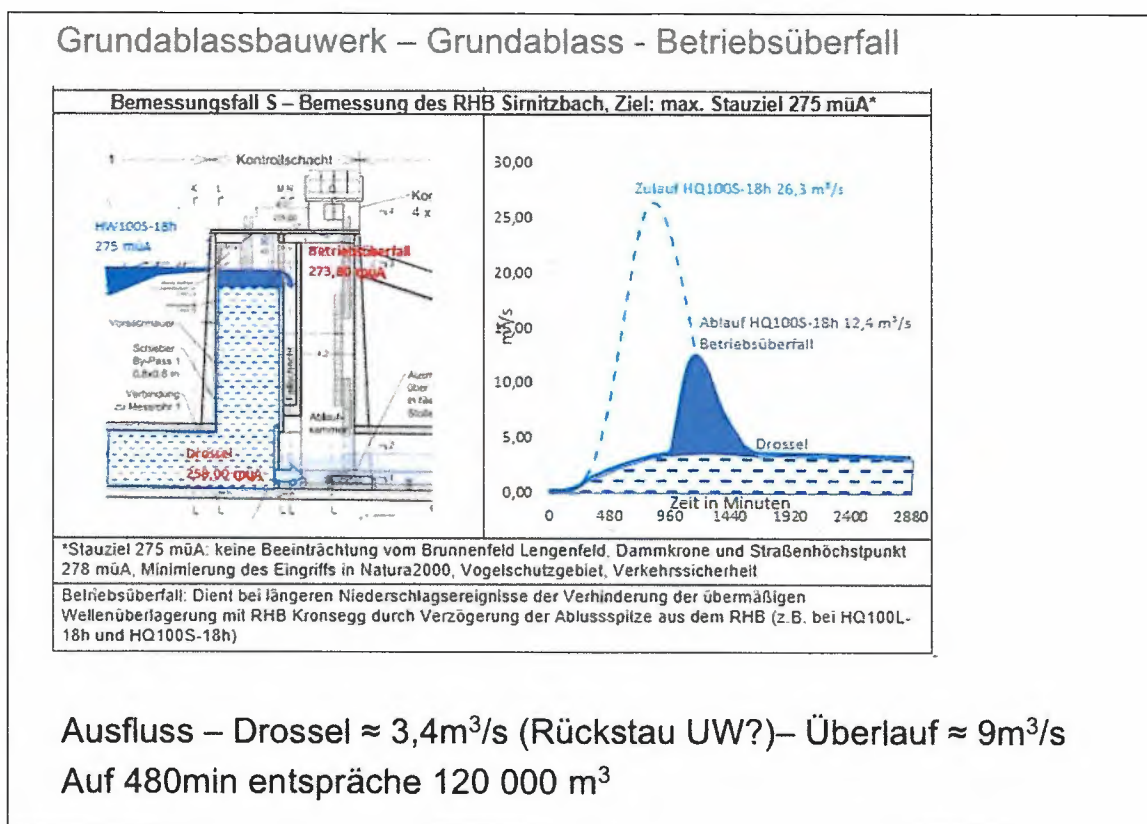
Anmerkung:

Aus den hydraulischen Nachweisen für das BHQ und SHQ ist abzuleiten, dass eine Gegenschwellenhöhe mit 1,2m (in der Planung sind 2m vorgesehen) für eine geeignete Energiedissipation ausreichend ist. Aus wirtschaftlichen Gründen wird die Reduktion der Gegenschwellenhöhe - auf das hydraulisch erforderliche Maß – empfohlen; die Pläne sind dementsprechend anzupassen.

2.2.5. Entlastungsbauwerk

2.2.5.1. Niederwasserrinne – Drossel - Betriebsüberfall

Durch dieses Bauwerk wird die Wasserfortleitung bei normaler Wasserführung (Niederwasserrinne) und die sukzessive Drosselung des Abflusses bei gleichzeitigem Einstau des Beckens im Hochwasserereignisfall gewährleistet. Aus der durchgeführten Optimierung ergibt sich das Erfordernis, dass im Zuge des Einstaus ein geringer Durchfluss (fixe Blende – $h=0,5m/b=0,7m$) und ab einer bestimmten Stauhöhe ein erhöhter Abfluss (durch einen Betriebsüberfall – Schwelle bei 273,80müA) aus dem HWRB sich einstellen soll.



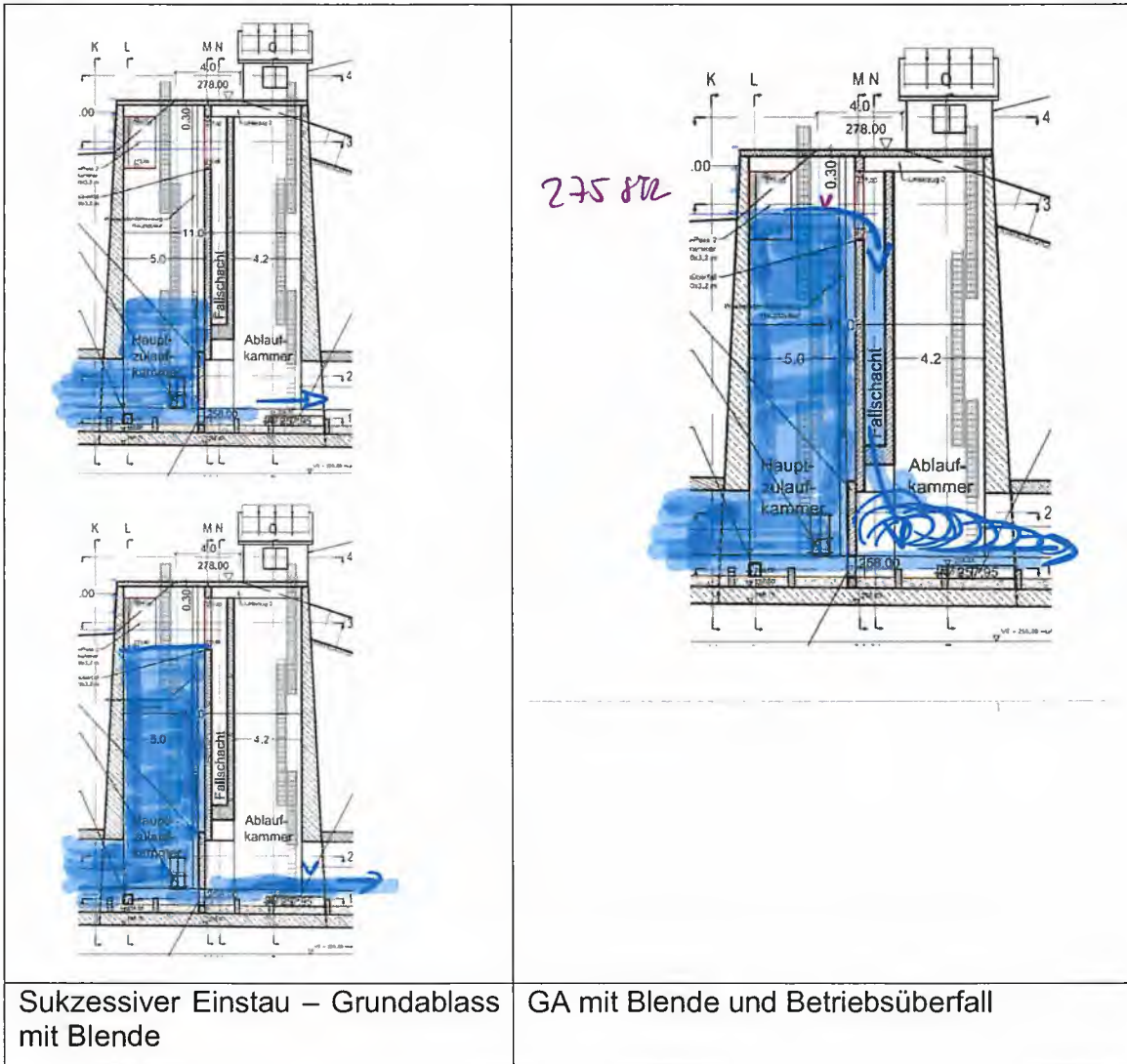
Die ermittelte Spitzenabfluss ins Unterwasser bei Retentions-Stauziel (275,0 müA) beträgt $12,4m^3/s$.

Anmerkung:

Im Bericht (3)HydrologieHydraulik2021-05-03 und Kapitel 4.4.6.3 ist der Zusammenhang für den Überstau und die Förderfähigkeit des Betriebsüberfalls in Tabelle 45 angegeben; für den Einstau bei einem HQ₁₀₀ Ereignis werden nachvollziehbare $9m^3/s$ angegeben. Im anschließenden Kapitel der Retentionsberechnung und Abgabe in den Loibach wird für den gleichen Einstau der Abfluss mit $8m^3/s$ angegeben. – Die unterschiedlichen Angaben sind zu korrigieren.

Stellungnahme Wasserbau

Der Füllvorgang des Beckens wird zu einem sukzessiven Aufstau bis zur Betriebsüberfallhöhe mit der Wasserabgabe durch die fixe Blendenöffnung erfolgen. Bei weiterem Einstau springt der Betriebsüberfall an, das Becken wird bis zum Auslegungsstauziel gefüllt (275,0 müA), und maximal 9m³/s werden über den Betriebsüberfall durch den Fallschacht abgeleitet.



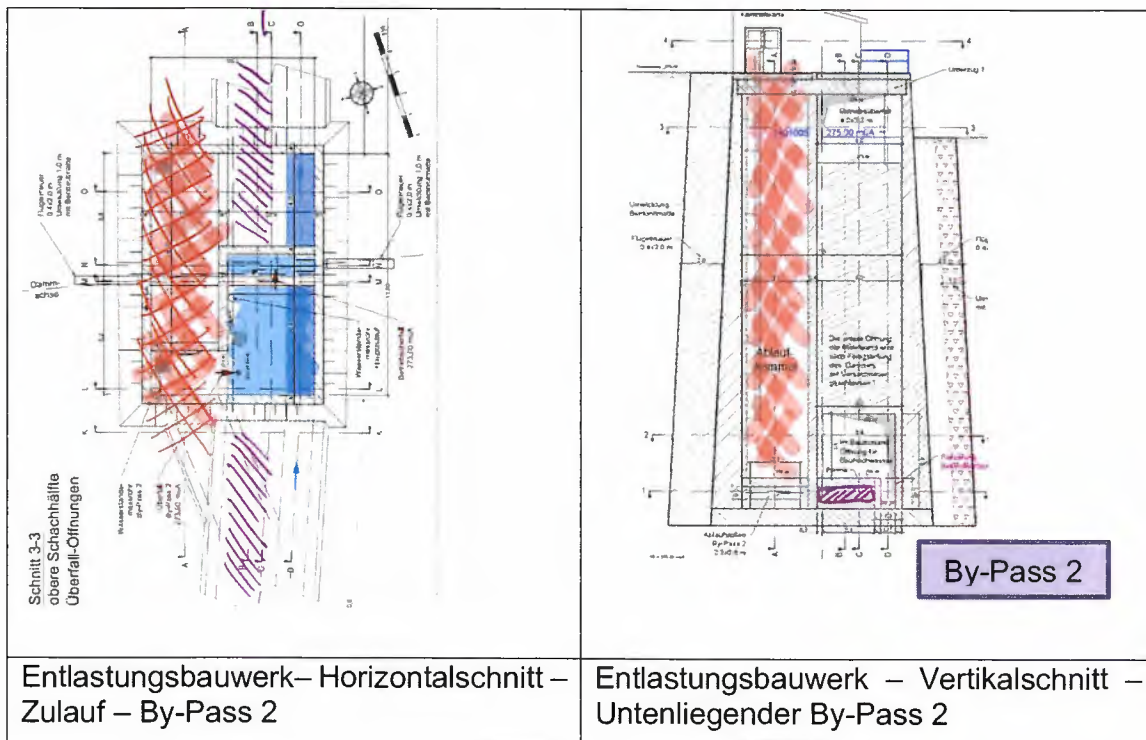
Bei Einstau des Betriebsüberfalls wird der Fallschacht teilweise “zuschlagen”; der Betriebsüberfall kann ohne Fallschacht ausgeführt werden, dabei ist für eine ausreichende Belüftung des Betriebsüberfalls Sorge zu tragen.

2.2.5.2. By-Pass 1 und By-Pass 2

Die By-Pässe dienen im Falle von Verklauung des Grundablasses (By-Pass1) und im Falle von Funktionsstörungen zur Entleerung des Speichers. Der By-Pass 2 wird darüber hinaus bei Revision zur Umleitung des Gerinnes verwendet.

Die Funktion des Betriebsüberfalls (mit 4m Breite und maximal 1,2m Oberwasserhöhe) ist durch den Bypass 2 (Einlaufbreite von 2m zum Betriebsüberfall, welcher mit 9m³/s beaufschlagt wird) bei Verklauung nicht gewährleistet, weshalb die „Überleitung aus By-Pass2 in den Betriebsüberfall“ für den Auslegungsfall durch diese Anordnung nicht erfolgen kann.

Insbesondere ist die Funktionsweise (außer bei Revisionsarbeiten der Niederwasserrinne) des By-Pass 2 bei hohen Staulagen nicht schlüssig zusammen mit der Ausbildung des Entlastungsbauwerkes.



Der By-Pass 2 kann ohne Einbuße seiner Funktion in der bestehenden Position durch den Zu- bzw Abflussstollen und unter die Stauwand des Betriebsüberfalls - mit anschließendem Verschlussorgan sowie Be- und Entlüftung - geführt werden.

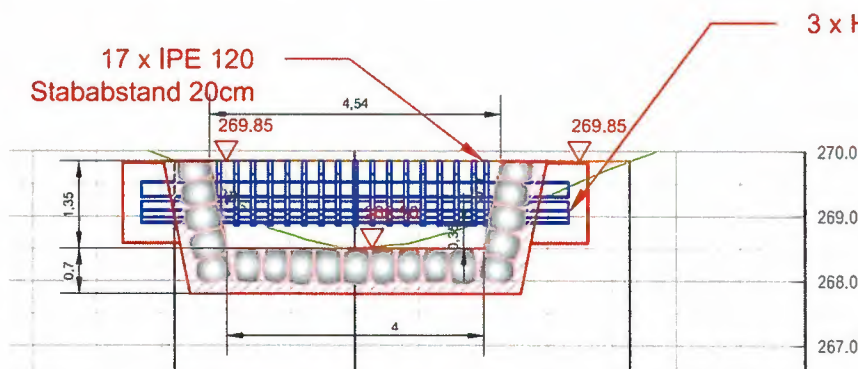
Anmerkung:

Es wird aus Gründen der Wirtschaftlichkeit und der Instandhaltung vorgeschlagen, das Entlastungsbauwerk – ohne Einbuße an Funktionalität – zu vereinfachen und dabei die hydraulische Wirkungsweise klarer unter folgenden Annahmen auszubilden:

- Einlaufbauwerk, Rechen und Stollen entlang der Niederwasserrinne kann, wie in den Planunterlagen dargestellt, erhalten bleiben.
- Der Betriebsüberfall ist hydraulisch günstig auszuformen und mit einer Abrisskante auszubilden. Die Anordnung eines Fallschachtes kann entfallen.
- Es ist eine planmäßige Be- und Entlüftung im Unterwasser für den Betriebsüberfall vorzusehen.
- Der hydraulische Nachweis der Drosselentlastung ist mit variablem Unterwasserstand - insbesondere bei Anspringen des Betriebsüberfalls (Energiedissipation) – zu führen.
- Zur Reduktion der Verlegungsgefahr der fixen Blende im Niederwassergerinne ist ein Verschluss mit Schwimmkörper anzuordnen, welcher im Ereignisfall den Querschnitt auf das erforderliche Maß (0,7*0,5) einengt.
- By-Pass 1 kann bei Installation einer Schwimmersteuerung für die Blendenöffnung in der Niederwasserrinne gänzlich entfallen.
- By-Pass 2 mit dem bestehenden Einlaufbauwerk kann mit Zu- und Ablauf bestehen bleiben und kann ohne seitlichen Verzug direkt durch die Stauwand des Betriebsüberfalls geführt werden. Mit einem neu anzuordnenden Verschlussorgan im Zugangsstollen (an der Trennwand für den Betriebsüberfall unterwasserseitig) kann die Steuerung erfolgen. Eine Be- und Entlüftung ist nach dem Verschlussorgan anzuordnen. Somit kann der gesamte Bereich des Naß-schachtes mit dem Schieber und der Ablaufkammer (seitlich zum Zu- und Ablaufstollen) entfallen. Der gedeckelte Rechtecksquerschnitt des By-Pass2 (2,3m*0,6m) kann auch verrohrt im Zu- und Ablaufstollen mit gleicher Querschnittsfläche geführt werden. Dabei ist dessen Funktion ohne Einbuße bei gleichzeitig einfacher Wartbarkeit möglich.
- Entfall der seitlich angeordneten Ablaufkammer und des Naß-schachtes des By-Pass 2 (sowie dessen Überleitung zum Betriebsüberfall).

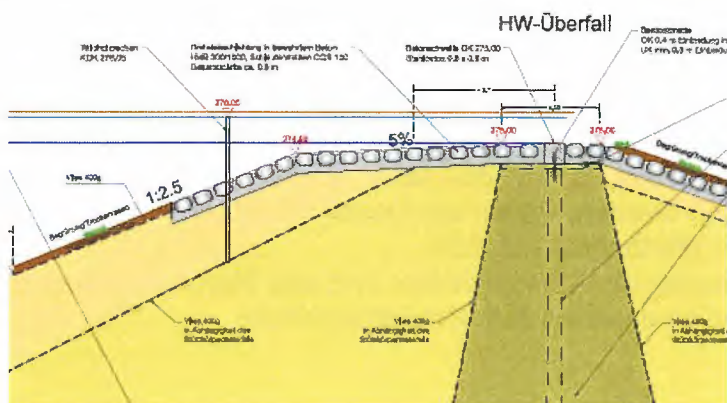
2.2.6. Unholzrechen

Zur Reduktion der Verklauungsgefahr des Entlastungsbauwerkes bei HQ₁₀ ist im Staubereich bis auf eine Höhe von 269,85müA ein Unholzrechen angeordnet. Im Ereignisfall wird zB für das HQ_{100S} der Retentionsraum bis auf eine Höhe von 275müA gefüllt werden – dh der Unholzrechen wird mit etwa 5,15m überstaut.



Unholzrechen im Zuflussgerinne - Sirnitzbach

Für das Bemessungsereignis – gefüllter Speicher und einstoßende BHQ- bzw SHQ- Welle – ist bis auf Überstauhöhe zur Förderung des BHQ (auf 276,05) ein Unholzrechen vor der Hochwasserentlastung in der wasserseitigen Dammschulter vorgesehen.



Maßnahme Verklauungsschutz - Hochwasserentlastung

Anmerkung:

Die Lage des Unholzrechens nahe der Stauwurzel ist zur Verbesserung der Wirksamkeit – näher an der Stauwurzel zu positionieren bzw. ist dessen Breite und Höhe so zu vergrößern, dass die auftreffende Welle bei einem HQ₃₀ den Rechen nicht signifikant überströmt.

Die vertikalen Profile des Unholzrechens - in der wasserseitigen Böschung des Retentionsdammes - sind auf Verklauung zu bemessen. Die Fundierung dieser Profile hat unter Grundlage bodenmechanischer Verfahren zu erfolgen. Dies kann z.B.: entweder durch ein Betonfundament oder die Anordnung eines Fundamentköchers erfolgen.

2.2.7. Mess- und Überwachungsprogramm

In den Einreichunterlagen ist auch das vorgesehene Betriebskonzept und ein Vorschlag für die Vorgehensweise zur Erstellung des Überwachungskonzeptes dargelegt.

Ein detailliertes Überwachungs- und Messprogramm ist bis zur wasserrechtlichen Bewilligung mit den Sachverständigen abzustimmen und zur Genehmigung vorzulegen.

2.3. Zusammenfassung

Die Einreichunterlagen sind um nachfolgende Punkte zu ergänzen bzw. sind nachfolgende Auflagenpunkte für die wasserrechtliche Einreichung einzuarbeiten und auszuarbeiten:

Es wird aus Gründen der Wirtschaftlichkeit und der Instandhaltung vorgeschlagen, das Entlastungsbauwerk – ohne Einbuße an Funktionalität – zu vereinfachen und dabei die hydraulische Wirkungsweise klarer unter folgenden Annahmen auszubilden:

- Einlaufbauwerk, Rechen und Stollen entlang der Niederwasserrinne kann, wie in den Planunterlagen dargestellt, erhalten bleiben.
- Der Betriebsüberfall ist hydraulisch günstig auszuformen und mit einer Abrisskante auszubilden. Die Anordnung eines Fallschachtes kann entfallen.
- Es ist eine planmäßige Be- und Entlüftung im Unterwasser für den Betriebsüberfall vorzusehen.
- Der hydraulische Nachweis der Drosselentlastung ist mit variablem Unterwasserstand - insbesondere bei Anspringen des Betriebsüberfalls (Energiedissipation) – zu führen.
- Zur Reduktion der Verlegungsgefahr der fixen Blende im Niederwassergerinne ist ein Verschluss mit Schwimmkörper anzuordnen, welcher im Ereignisfall den Querschnitt auf das erforderliche Maß (0,7*0,5) einengt.
- By-Pass 1 kann bei Installation einer Schwimmersteuerung für die Blendenöffnung in der Niederwasserrinne gänzlich entfallen.
- By-Pass 2 mit dem bestehenden Einlaufbauwerk kann mit Zu- und Ablauf bestehen bleiben und kann ohne seitlichen Verzug direkt durch die Stauwand des Betriebsüberfalls geführt werden. Mit einem neu anzuordnenden Verschlussorgan im Zugangsstollen (an der Trennwand für den Betriebsüberfall unterwasserseitig) kann die Steuerung erfolgen. Eine Be- und Entlüftung ist nach dem Verschlussorgan anzuordnen. Somit kann der gesamte Bereich des Naß-schachtes mit dem Schieber und der Ablaufkammer (seitlich zum Zu- und Ablaufstollen) entfallen. Der gedeckelte Rechtecksquerschnitt des By-Pass2 (2,3m*0,6m) kann auch verrohrt im Zu- und Ablaufstollen mit gleicher Querschnittsfläche geführt werden. Dabei ist dessen Funktion ohne Einbuße bei gleichzeitig einfacher Wartbarkeit möglich.
- Entfall der seitlich angeordneten Ablaufkammer und des Naß-schachtes des By-Pass 2 (sowie dessen Überleitung zum Betriebsüberfall).

Zur Ausbildung der Hochwasserentlastung, des Tosbeckens und des Unholzrückhaltes werden folgende Vorschriften gemacht:

- Aus den hydraulischen Nachweisen für das BHQ und SHQ ist abzuleiten, dass eine Gegenschwellenhöhe mit 1,2m (in der Planung sind 2m vorgesehen) für eine geeignete Energiedissipation ausreichend ist. Aus wirtschaftlichen Gründen wird die Reduktion der Gegenschwellenhöhe - auf das hydraulisch erforderliche Maß – empfohlen; die Pläne sind dementsprechend anzupassen.
- Die Lage des Unholzrechens nahe der Stauwurzel ist zur Verbesserung der Wirksamkeit – näher an der Stauwurzel zu positionieren bzw. ist dessen Breite

- und Höhe so zu vergrößern, dass die auftreffende Welle bei einem HQ30 den Rechen nicht signifikant überströmt.
- Die vertikalen Profile des Unholzrechens - in der wasserseitigen Böschung des Retentionsdammes - sind auf Verklausung zu bemessen. Die Fundierung dieser Profile hat unter Grundlage bodenmechanischer Verfahren zu erfolgen. Dies kann z.B.: entweder durch ein Betonfundament oder die Anordnung eines Fundamentköchers erfolgen.
 - Zur Überwachung der Stauanlage sind wichtige Kenngrößen für Einwirkungen und Verhalten – wie z.B. der Speicherspiegel, Pegelmesswerte – ständig zuverlässig zu erfassen, mit Grenzwerten zu versehen und im Ereignisfalle unverzüglich dem Beckenverantwortlichen zu melden. Die Erfassung von Grenzwertüberschreitungen muss redundant ausgeführt und zuverlässig mit Energie versorgt werden. Ein detailliertes Überwachungs- und Messprogramm ist zur wasserrechtlichen Bewilligung mit den Sachverständigen abzustimmen und zur Genehmigung vorzulegen.
 - Für das Bauwerk ist im Sinne der Stellungnahme der Staubeckenkommission aus 1978 ein *Talsperrenbuch* anzulegen und laufend zu aktualisieren.
 - Für allfällige Gefahren, die sich aus dem Betrieb der Stauanlage ergeben, sind entsprechende Vorkehrungen zur Information bzw. Warnung der Öffentlichkeit zu treffen.

Zusammenfassend kann dem Vorhaben – unter Umsetzung der Auflagenpunkte und Bestätigung der Erfüllung dieser durch den im Wasserrechtsverfahren bestellten Sachverständigen für Wasserbau – zugestimmt werden.

Gerald Zenz

Graz, Mai 2021

Prof. Dipl.-Ing.
Reinhard Steiner
Staatlich befugter und beeideter
Ingenieurkonsulent für Maschinenbau

A-8240 FRIEDBERG
Lorenz Hartmannweg 5
Tel.: +43 (0) 2252 25 14 55
Mobil: +43(0) 676 33 91 665
Fax: +43 (0) 2252 25 14 55
Email: reinhard.steiner@schule.at

Hochwasserrückhaltebecken Sirnitzbach

der Stadtgemeinde Langenlois

Stellungnahme des Referenten für Maschinenbau

erstellt im Auftrag der Österreichischen Staubeckenkommission

 **Bundesministerium**
Landwirtschaft, Regionen
und Tourismus

Friedberg, im Mai 2021

Inhaltsverzeichnis Stellungnahme Referent für Maschinenbau

4. Maschinenbau	1
4.1. Allgemeines	1
4.2. Befund	2
4.2.1. Grundlagen der Beurteilung	2
4.2.1.1. Vorgelegte Unterlagen und Videobesprechung	2
4.2.1.2. Vom Maschinenbau beurteilte Anlagenteile.....	3
4.2.2. Wildholzrechen Stauwurzel	3
4.2.3. Stahlwasserbau des Grundablasses und des Kontrollbauwerkes.....	3
4.2.3.1. Grobrechen des Rechenbauwerkes	3
4.2.3.2. Kontrollbauwerk	4
4.2.3.3. Drossel in Vorsatzmauer	6
4.2.3.4. Schieber des Bypasses 1	7
4.2.4. Bypass 2	7
4.2.4.1. Einlaufbauwerk Bypass 2	7
4.2.4.2. Schieber Bypass 2.....	8
4.2.5. Wildholzrechen des Hochwasserüberfalls.....	8
4.3. Beurteilung	9
4.3.1. Antriebskonzept für die Schieber der Bypässe 1 und 2.....	9
4.3.2. Ausführung der Schiebertafeln.....	9
4.3.3. Vereisung der Antriebselemente der Schiebertafeln	10
4.3.4. Belüftung des Unterwasserstollens Bypass 2	10
4.3.5. Empfehlungen	10
4.3.6. Zusammenfassung.....	12

4. Maschinenbau

4.1. Allgemeines

Das Projekt des Hochwasserrückhaltebeckens Sirnitzbach ist ein Teil der umfangreichen Maßnahmen, die zukünftig den Hochwasserschutz der Stadtgemeinde Langenlois sicherstellen sollen. Mit dem Hochwasserrückhaltebecken Sirnitzbach soll in Verbindung mit dem bereits bestehenden Hochwasserrückhaltebecken Kronsegg der Hochwasserabfluss aus den westlich und nordwestlich von Langenlois gelegenen Einzugsgebieten abgemindert werden.

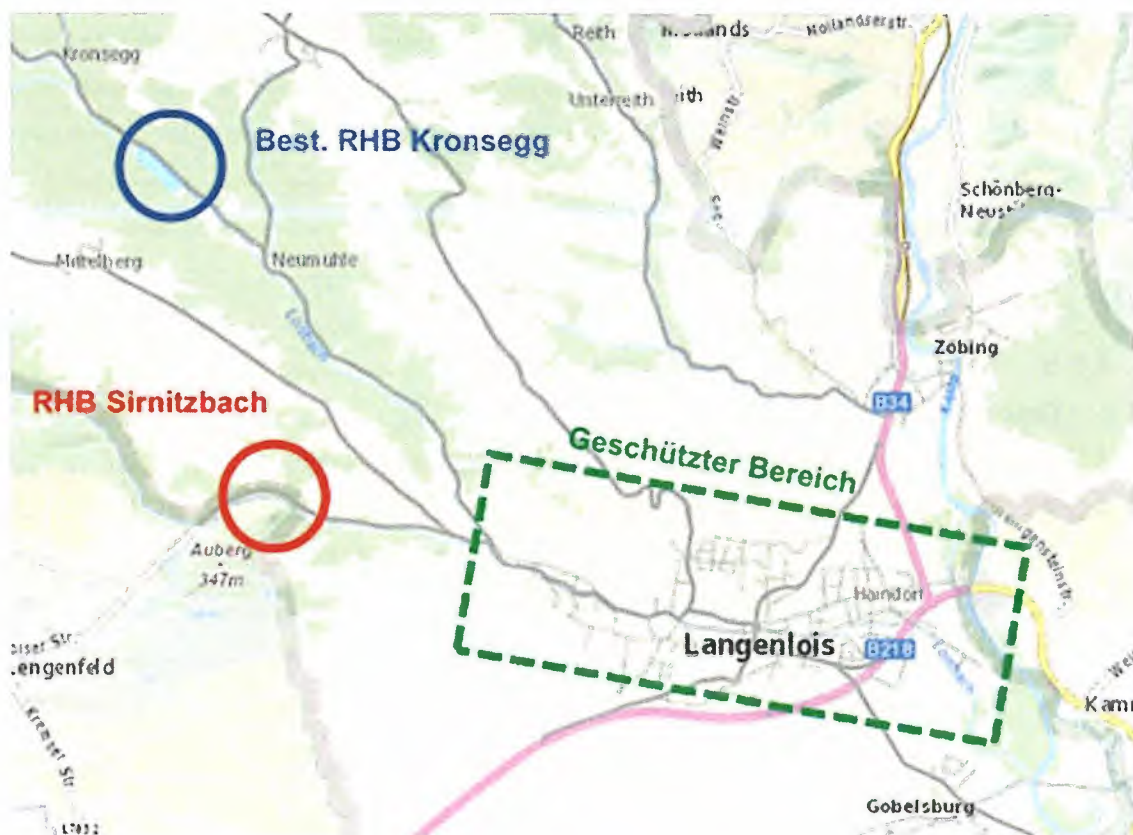


Abbildung 1: Rückhaltebecken im Westen und Nordwesten von Langenlois (aus Beilage 1)

Da der projektierte Damm sowohl mit seiner Höhe von 20 Metern als auch mit seinem maximalen Fassungsvermögen von 656.000 m³ die im §104 des Wasserrechtsgesetzes angeführten Grenzwerte (15 Meter Dammhöhe und 500.000 m³ Fassungsvermögen) übersteigt, ist eine Behandlung des Projekts in der Staubeckenkommission erforderlich.

Ich wurde für das Projekt „Hochwasserrückhaltebecken Sirnitzbach“ der Stadtgemeinde Langenlois von der Geschäftsführung der Österreichischen Staubeckenkommission zum Referenten für Maschinenbau bestellt.

4.2. Befund

4.2.1. Grundlagen der Beurteilung

4.2.1.1. Vorgelegte Unterlagen und Videobesprechung

Für die Beurteilung des Projektes wurden mir Anfang April die Unterlagen sowohl in Papier als auch in elektronischer Form übermittelt. Am 9. April 2021 fand eine Videobesprechung mit Vertretern der Stadtgemeinde Langenlois, den Projektanten und dem Geschäftsführer sowie den Referenten der Staubeckenkommission statt. Basierend auf den in der Besprechung gemachten Anmerkungen wurden die Einreichunterlagen überarbeitet und Ende April neuerlich an die Referenten der Staubeckenkommission versandt.

Die nachstehend angeführten Unterlagen wurden von mir zur Beurteilung des Projektes herangezogen.

Dokument Nr. / Beilage Nr.	Inhalt	Datum
1	Technischer Bericht	03.05.2021
1a	Beilage zum Technischen Bericht	03.05.2021
3	Hydrologie und Hydraulik	03.05.2021
8	Betriebskonzepte	Jänner 2021
12.2	Plan: Lageplan Damm	19.04.2021
12.5.1	Plan: Grundablassbauwerk	20.04.2021
12.5.2	Plan: Kontrollschacht Schnitte vertikal	20.04.2021
12.5.3	Plan: Kontrollschacht Schnitte horizontal	20.04.2021
12.5.4	Plan: Rechenbauwerk	20.04.2021
12.5.7	Plan: Einlaufbauwerk Bypass 2	20.04.2021
12.5.8	Plan: HW-Entlastung Wildholzrechen	28.04.2021
12.6	Plan: Wildholzrechen bei Stauwurzel	14.01.2021

4.2.1.2. Vom Maschinenbau beurteilte Anlagenteile

Vom Fachbereich Maschinenbau wurden folgende Anlagenteile des gegenständlichen Projektes mitbeurteilt:

- Wildholzrechen an der Stauwurzel
- Stahlwasserbau des Grundablasses und des Kontrollbauwerkes
- Stahlwasserbau des Bypasses 2
- Stahlwasserbau Servicewehr 1 und 2
- Wildholzrechen der Hochwasserentlastung

4.2.2. Wildholzrechen Stauwurzel

Im Bereich der Stauwurzel des Hochwasserrückhaltebeckens bei einem fünfjährigen Hochwasserereignis wird ein Wildholzrechen installiert, der eine rasche Verklausung des Einlaufrechens des Grundablasses verhindern soll. Der Rechen ist als Stahlkonstruktion mit drei waagrechten Trägern HEB 240 und 17 Rechenstäben IPE 120 ausgeführt. Die vorgesehene Stahlqualität der Träger ist nicht angegeben.

4.2.3. Stahlwasserbau des Grundablasses und des Kontrollbauwerkes

Der Stahlwasserbau des Grundablasses besteht aus den Grobrechen (1.1, 1.2 und 2) des Rechenbauwerkes, der Drossel in der Vorsatzmauer und dem Schieber des Bypasses 1 in der Hauptzulaufkammer.

4.2.3.1. Grobrechen des Rechenbauwerkes

- Grobrechen 1.1 – Grobrechen der befahrbaren Berme des Grundablasses
- Grobrechen 1.2 – Grobrechen des Nieder- und Mittelwassergerinnes
- Grobrechen 2 – Grobrechen zwischen den beiden Bermen des Damms

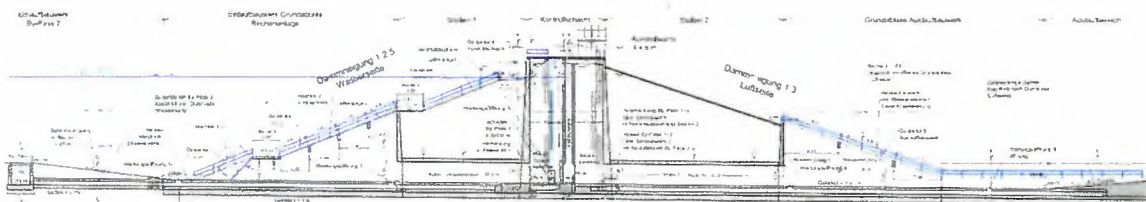


Abbildung 2: Längsschnitt durch die Anlagenteile des Hochwasserrückhaltebeckens Sirnitzbach (aus Beilage 12.5.1)

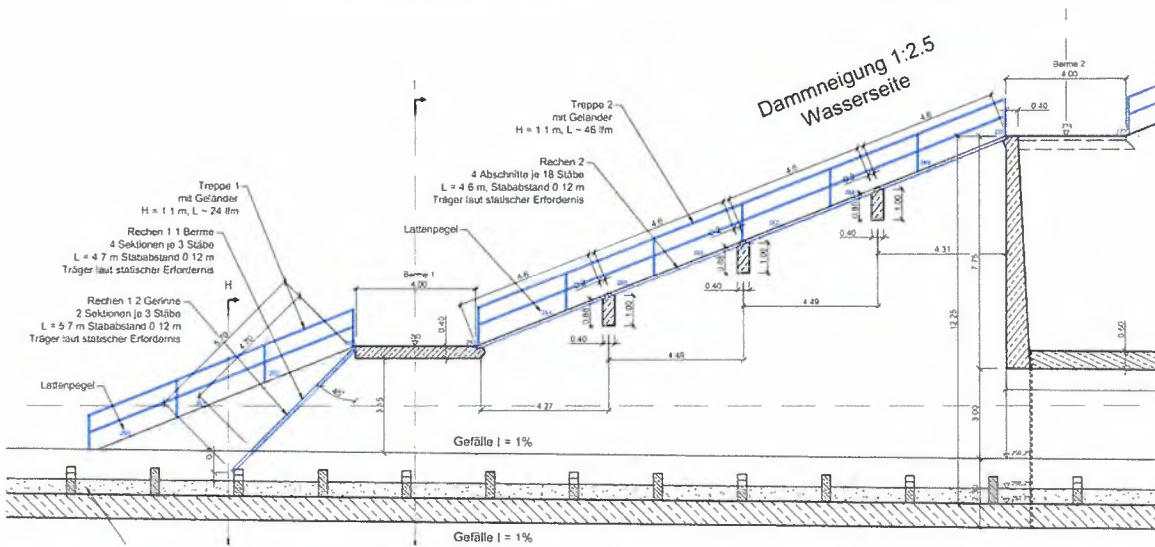


Abbildung 3: Längsschnitt durch das Rechenbauwerk des Grundablasses (aus Beilage 12.5.4)

	Breite	Länge	Neigung	Anzahl Stäbe	Anmerkung
	[m]	[m]	[°]		
1.1	2,7	4,7	45°	12	aufklappbar, befahrbare Berme
1.2	1,3	5,7	45°	6	Nieder- und Mittelwassergerinne
2	4,0	4,6	~22°	4 x 18	Neigung des Rechens entspricht der des Dammes

Tabelle: Eckdaten der Rechen des Grundablasses

Der Stababstand der Grobrechen beträgt jeweils 120 mm. Außer der Anzahl und den Längen der Stäbe, der Gliederung in Felder und dem projektierten Stababstand sind keine weiteren Parameter der Rechen angeführt. Es wird lediglich darauf hingewiesen, dass die Rechenanlagen entsprechend den statischen Erfordernissen bemessen werden.

4.2.3.2. Kontrollbauwerk

Mit dem Hochwasserrückhaltebecken Sirnitzbach soll in Verbindung mit dem bereits bestehenden Rückhaltebecken Kronsegg der Hochwasserabfluss aus den westlich und nordwestlich gelegenen Einzugsgebieten des Loisbaches so weit abgemildert werden, dass der gemeinsame, retentierete Abfluss eines HQ 100 dem eines HQ 30 ohne Retention entspricht.

Der durch den Damm führende Stollen des Nieder- und Mittelwassergerinnes samt Berme für die Befahrung mit einem Fahrzeug wird durch den Kontrollschacht in zwei Abschnitte geteilt (Stollen 1 oberwasserseitig und Stollen 2 unterwasserseitig des Kontrollschachtes). Während der Bauarbeiten des Dammes steht der Querschnitt des Nieder- und Mittelwassergerinnes und der Bereich oberhalb der Berme im Stollen uneingeschränkt für den Abfluss des Sirnitzbaches zur Verfügung.

Nach Fertigstellung des Dammes und seiner Hochwasserentlastung wird das Querschnittsprofil des Nieder- und Mittelwassergerinnes mit einer Vorsatzmauer im Kontrollschacht verschlossen. Mit der in der Vorsatzmauer installierten rechteckigen Drossel wird ein reduzierter Abfluss aus dem Hochwasserrückhaltebecken sichergestellt, bis im Falle eines Hochwasserereignisses bei einem Stauspiegel von 273,8 müA der Betriebsüberfall anspringt.

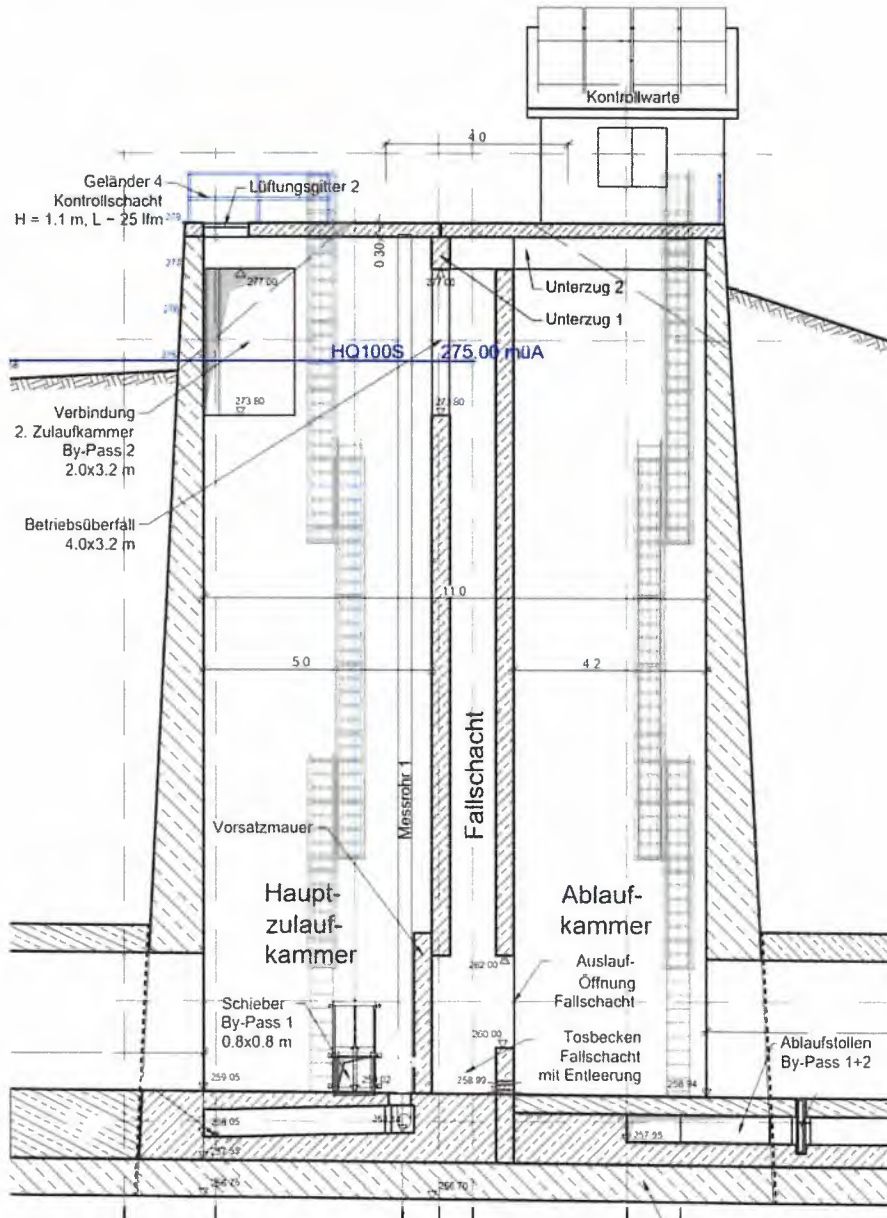


Abbildung 4: Längsschnitt durch den Kontrollschacht (aus Beilage 12.5.2)

Am Beginn eines Hochwasserereignisses wird der Abfluss aus dem Rückhaltebecken Sirnitzbach aufgrund der Drossel (Querschnittsfläche 0,35 m²) in der Vorsatzmauer der Hauptzulaufkammer im Grundablass begrenzt. Der Abfluss aus der Drossel steigert sich entsprechend der Höhe des Wasserspiegels im Rückhaltebecken von 0,8 m³/s (Stauspiegel auf 259,0 müA) bis zum Anspringen des Betriebsüberfalls (Unterkante auf 273,8 müA) auf 3,7 m³/s (Stauspiegel auf 274,0 müA).

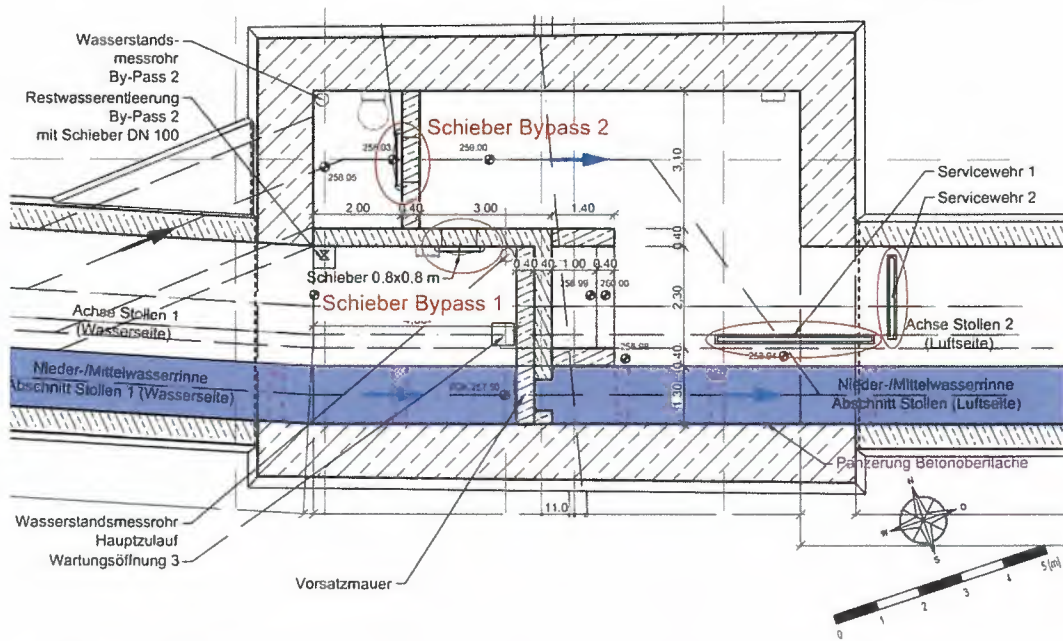


Abbildung 5: Horizontalschnitt durch das Kontrollbauwerk (aus Beilage 12.5.3)

4.2.3.3. Drossel in Vorsatzmauer

Die Drossel in der Vorsatzmauer besteht aus einem gepanzerten Bereich der Vorsatzmauer und einer Blechtafel, die die Öffnung der Drossel auf $0,35 \text{ m}^2$ reduziert. Die Tafel ist mit Bolzen an der Vorsatzmauer befestigt. Bei Bedarf kann der freie Querschnitt der Drossel durch Versetzen der Blechtafel verändert werden.

Detail 1:50
Vorsatzmauer

fixe
Drosselöffnung

Panzerung an
Vorder- /Rückseite und
Flanken der Öffnung

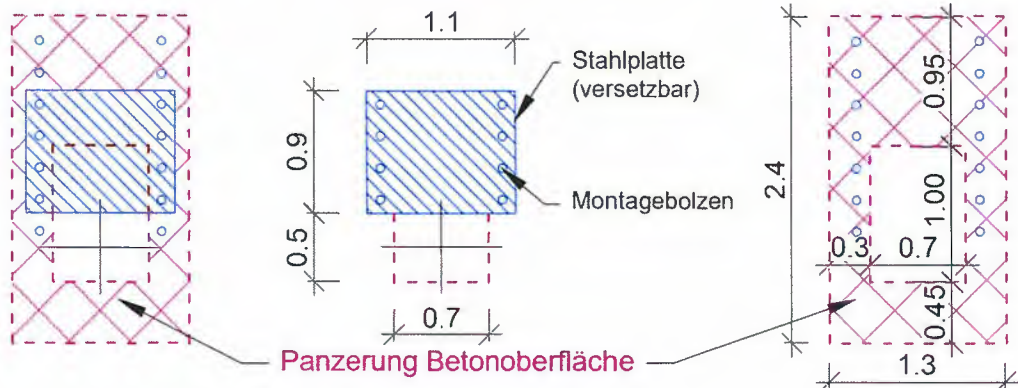


Abbildung 6: Panzerung und Blechtafel der Drossel in der Vorsatzmauer (aus Beilage 12.5.2)

4.2.3.4. Schieber des Bypasses 1

In der Hauptzulaufkammer des Kontrollschachtes befindet sich der Schieber des Bypasses 1. Im Falle einer Verklausung der Drosselöffnung ermöglicht ein teilweises Anheben des Schiebers des Bypasses 1 den Abfluss aus Hauptzulaufkammer in die Ablaufkammer.

Der im Normalfall geschlossene Schieber des Bypasses 1 verschließt eine Öffnung von 0,8 m x 0,8 m und darf im Bedarfsfall nur maximal 0,5 m angehoben werden. Für die Unterstützung des Handantriebes der Spindel ist ein Schieberdrehgerät mit Akkuantrieb angedacht.

4.2.4. Bypass 2

4.2.4.1. Einlaufbauwerk Bypass 2

Der Bypass 2 verfügt über ein eigenes Einlaufbauwerk und eine eigene Zulaufkammer im Kontrollbauwerk. Das Einlaufbauwerk befindet sich ca. 20 m vor dem Rechenbauwerk des Grundablasses. Im Falle einer Verklausung des Grobrechens des Grundablasses oder der beiden Öffnungen in der Hauptzulaufkammer (Drossel und Bypass 1) kann das Wasser im Rückhaltebecken über die Anlagenteile des Bypasses 2 abgeleitet werden.

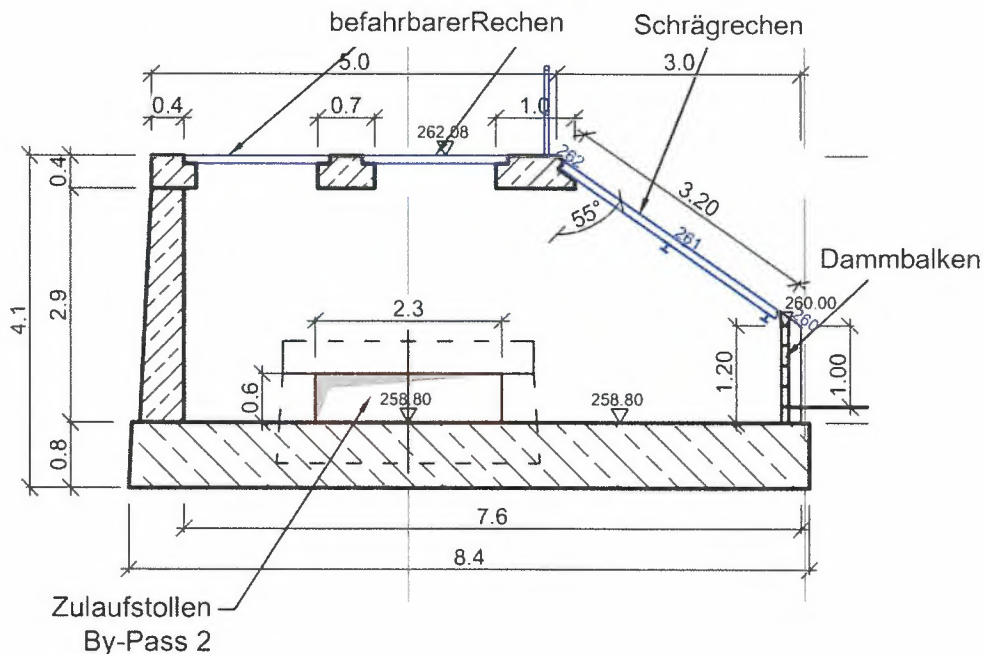


Abbildung 7: Schnitt durch das Einlaufbauwerk des Bypasses 2 (aus Beilage 12.5.7)

Ab einem Pegel von 260,0 müA im Hochwasserrückhaltebecken steht die Zulaufkammer des Bypasses 2 über den Zulaufstollen und dem Einlaufbauwerk mit dem Speicherinhalt in Verbindung. Das Einlaufbauwerk hat ein Dammbalkenwehr, welches eine Umleitung des Sirnitzbaches über den Bypass 2 während Wartungsarbeiten im Grundablassstollen ermöglicht. Eine dreiteilige Grobrechenanlage soll den Einzug von größerem Schwemmgut verhindern.

4.2.4.2. Schieber Bypass 2

Über einen im Normalfall geschlossenen Schieber kann die Verbindung von der Zulaufkammer zum Unterwasserstollen des Bypasses 2 hergestellt werden. Wie beim Schieber des Bypasses 1 ist für den Handantrieb der Spindel eine Unterstützung durch ein Schieberdrehgerät mit Akkuantrieb vorgesehen.

Nach dem Schieber des Bypasses 2 kann der Abfluss auf zwei Wegen erfolgen (siehe Abbildung 5).

- Normalfall: Der Dammbalken im Servicewehr 2 ist gesetzt - der Abfluss erfolgt über das Nieder- und Mittelwassergerinne.
- Wartungsarbeiten im Nieder- und Mittelwassergerinne: Der Dammbalken im Service 1 ist gesetzt - der Abfluss über den Bypass 2 erfolgt über den Unterwasserstollen unter der Berme des Nieder- und Mittelwassergerinnes im Stollen 2.

Da auch die Öffnung des Bypasses 2 ($B = 1,0 \text{ m}$, $H = 0,6 \text{ m}$) größer ist als es für den gedrosselten Abfluss notwendig wäre, darf auch die Schiebertafel während eines Hochwasserereignisses nicht vollständig gehoben werden.

4.2.5. Wildholzrechen des Hochwasserüberfalls

Der Wildholzrechen des Hochwasserüberfalls wird aus 39 Rechenstäben IPE 120 Stahlträger gebildet. Sie sollen zumindest 3 m in den Dammkörper eingerammt werden. Die Oberkante der Stäbe soll auf 276,05 müA liegen und ihre Gesamtlänge 5,55 m betragen.

4.3. Beurteilung

Das Projekt des Hochwasserrückhaltebeckens Sirnitzbach ist aus der Sicht des Maschinen- und des Stahlwasserbaus noch nicht ausreichend dargestellt. Wo aufgrund fehlender detaillierterer Angaben aus der Sicht des Maschinen- und Stahlwasserbaus eine Beurteilung nicht möglich ist, sind entsprechende Empfehlungen formuliert worden.

4.3.1. Antriebskonzept für die Schieber der Bypässe 1 und 2

Für die Schieber sind derzeit Spindelantriebe mit Handbetätigung vorgesehen. Der Handantrieb soll durch ein akkubetriebenes Schieberdrehgerät unterstützt werden. Ein Prospekt eines Schieberdrehgerätes wurde zusammen mit Unterlagen über Flachschiebern aus einer seriennahen Fertigung beigelegt. Eine Nachrechnung der für das Heben und Senken der Flachschieber (Bypass 1 und 2) benötigten Drehmomente ergab, dass das maximale Drehmoment des Gerätes nicht für die Bewegung des Schiebers unter ungünstigen Bedingungen ausreicht.

Eine Versorgung der Kontrollwarte des Hochwasserrückhaltebeckens Sirnitzbach mit elektrischer Energie aus dem öffentlichen Stromnetz ist nicht vorgesehen. Für die Mess- und Überwachungseinrichtungen ist eine Photovoltaikanlage mit einer Batteriespeicherung angedacht. Im Falle einer notwendigen Besetzung der Warte im Hochwasserfall soll ein Notstromaggregat bereitgestellt werden.

Durch organisatorische Maßnahmen muss sichergestellt werden, dass ein entsprechendes Notstromaggregat bei einer Besetzung der Kontrollwarte exklusiv für das Rückhaltebecken Sirnitzbach zur Verfügung steht und nicht auch für andere Anlagen des Hochwasserschutzes benötigt wird. Mit einer Versorgung durch ein Notstromaggregat können die beiden Schieber auch mit entsprechenden elektrischen Drehantrieben ausgestattet werden.

4.3.2. Ausführung der Schiebertafeln

Die Schieber der Bypässe 1 und 2 werden auch durch eingezogenes Schwemmgut beaufschlagt werden. Sie müssen daher entsprechend robust ausgeführt sein. Eingezogenes Schwemmgut, das die Grobrechen mit dem projektierten Stababstand von 120 mm passieren kann, darf nicht zu Beschädigungen der Schieber führen, die ihre Funktionsfähigkeit beeinträchtigen könnte.

Die beiden Schieber werden im Normalfall nur mit einer Teilöffnung betrieben. Sie müssen so ausgeführt werden, dass es zu keiner Anregung von unzulässigen Schwingungen kommt. Liegt ein Schieber in unmittelbarer Nähe des Einlaufes, können Wirbel schwingungs-anfachend auf die Schiebertafel wirken. Somit müssen scharfe

Ecken im Bereich des Schiebers vermieden werden. Bei den Schiebertafeln mit unterwasserseitiger Stauwand kann es abhängig von der Lage des untersten Riegels zu periodischen Ablösen und Wiederanliegen der Strömung kommen. Dies kann zu Schwingungen mit großen Amplituden und zu Kavitationserscheinungen führen.

4.3.3. Vereisung der Antriebselemente der Schiebertafeln

Die beiden Zulaufkammern besitzen einen Kamineffekt. Feuchte Luft, die in den beiden Zulaufkammern aufsteigt, wird an den kalten Metallteilen gefrieren. Eisbildung an den Antriebselementen kann diese in der kalten Jahreszeit zumindest am Beginn eines Hochwasserereignisses blockieren.

4.3.4. Belüftung des Unterwasserstollens Bypass 2

Unterwasserseitig des Schiebers des Bypasses 2 schließt der rechteckige Unterwasserstollen an. Die starke Verwirbelung des abströmenden Wassers aus dem Bypass 2 wird zu einer verstärkten Luftaufnahme im Wasser führen. Es ist zu prüfen, ob eine Belüftung die Kavitationbildung im Bereich des Schiebers vermindern kann.

4.3.5. Empfehlungen

Für einen sicheren Betrieb des Hochwasserrückhaltebeckens Sirnitzbach werden aus maschinen- und stahlwasserbaulicher Sicht nachfolgend angeführte Empfehlungen für notwendig erachtet.

→ ***Es ist eine Störfallanalyse und damit ein Notfallkonzept bzw. ein Betriebsführungs- und Überwachungskonzept vorzulegen.***

Diesbezüglich wird auf EN 61508-5 verwiesen. Bezüglich der Sicherheitsanforderungen (SIL bzw. AK, Stufe der Sicherheitsintegrität bzw. Anforderungsklasse) wird auf den Leitfaden der Staubeckenkommission für Zentrale Warten beim Betrieb von Stauanlagen hingewiesen. Die notwendige SIL-Anforderung ist auch mit der/dem von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Maschinenbau abzustimmen. Die Sicherheiten der Funktionen der Betriebs- und Überwachungseinrichtungen sind in die Störfallanalyse aufzunehmen. Sie haben den sich daraus ergebenden Sicherheitsanforderungen (SIL bzw. AK) zu entsprechen.

→ ***Der Stababstand der Rechenstäbe ist so zu wählen, dass eine rasche Verklausung der Drossel, des Tosbeckens des Betriebsüberfalls und der Schieber der beiden Bypässe vermieden werden kann.***

- **Die Festigkeitsnachweise für die Rechenanlagen des Grundablasses und des Einlaufbauwerkes des Bypasses 2 haben für eine Vollverklauung zu erfolgen.**

- **Im Zusammenhang mit der konstruktiven Gestaltung von Grundablass, Bypässen, Grobrechen und Dammbalken sowie den Festigkeitsnachweisen der maschinenbaulichen und stahlwasserbaulichen Anlagen ist die Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit nachzuweisen. Dabei ist auf die geplante Nutzungsdauer der Anlage Rücksicht zu nehmen. Diesbezüglich wird auch auf DIN 19704, EN 1990 und EN 1993 (Eurocode 3) verwiesen.**

- **Dem Stahlbau ist die Werkstoffqualität J2+N zugrunde zu legen.**

- **Für Schraubverbindungen, die für die Betriebssicherheit wesentlich sind, sind Werkstoffe zu verwenden, deren Bruchdehnung A_5 mindestens 12% beträgt. Die Gesamtbelastung von Schaftschrauben darf maximal 65% und jene von Dehnschrauben maximal 75% der Streckgrenze betragen. In Abhängigkeit des verwendeten Anziehverfahrens (Drehmomentenschlüssel, Schlagschrauber etc.) ist der entsprechende Anziehungsfaktor k_A zu beachten. Auf VDI 2230 wird hingewiesen.**

- **Die normgerechte Ausführung der Schweißverbindungen ist durch die Montagefirma zu bestätigen.**

- **Korrosionselemente sind durch entsprechende konstruktive Gestaltung zu vermeiden.**

- **Der Antrieb der Schieber der Bypässe ist so auszulegen, dass sie auch bei hoher Staulage im Speicher mit zweifacher Sicherheit im gesamten Betriebsbereich gesteuert werden können. Demzufolge sind die den Regelwerken zu entnehmenden oberen Reibungskoeffizienten zu verdoppeln.**

- **Sollten beim Betrieb der Schieber der Bypässe 1 und 2 unzulässige Schwingungen festgestellt werden, sind entsprechende Maßnahmen mit der / dem von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Maschinenbau abzustimmen.**

- **Abhängig vom Antriebskonzept der beiden Schieber von Bypass 1 und 2 ist nachzuweisen, dass eine Betätigung auch ohne das primär vorgesehene Antriebssystem möglich ist (Betätigung durch ein Handrad oder einen Bedienschlüssel).**

- **Die Antriebe der beiden Schieber von Bypass 1 und 2 sind mit mechanischen Stellungsanzeigen auszustatten. Die maximale Öffnung ist an den mechanischen Stellungsanzeigen zu kennzeichnen.**

- **Für die Versorgung der Schutz- und Überwachungseinrichtungen ist eine Photovoltaikanlage mit einem Batteriespeicher vorgesehen. Die Batterie ist mit einer ausreichenden Kapazität zu versehen, sodass die Versorgung der Schutz- und Überwachungseinrichtungen für mind. 48 Stunden gesichert ist. Bei Unterschreiten eines Schwellwertes der Batteriespannung ist das Personal in Bereitschaft automatisch zu verständigen und Maßnahmen zur Ladung der Batterie zu treffen.**

- **An jenen Armaturen bzw. Sicherheitseinrichtungen, bei denen beim Erreichen von betrieblichen Grenzwerten Schalthandlungen bzw. Meldungen ausgelöst werden, sind die betrieblichen Grenzwerte einzutragen und in der Betriebsordnung in einer Matrix darzustellen.**

- **Für die Anlage ist ein Objektschutzkonzept zu erstellen. Damit soll insbesondere ein unbefugtes Betreten von sicherheits- und funktionsrelevanten Anlagenteilen und die unbefugte Manipulation an diesen verhindert bzw. erkannt werden (inklusive Kameraüberwachung).**

- **Im Hochwasserrückhaltebecken ist die Stauhöhe redundant und zwar auf zwei unabhängigen und räumlich getrennten Wegen zu erfassen und zu übertragen. Durch einen messtechnischen Vergleich der beiden Messwerte ist sicherzustellen, dass der Ausfall einer Pegelmessstelle (auch schleichende Abweichungen) einwandfrei erkannt und an eine entscheidungsbefugte Person weitergeleitet wird. Die Messwerte dürfen nicht durch Strömungsvorgänge im System beeinflusst werden.**

4.3.6. Zusammenfassung

Vorbehaltlich der Ergebnisse in der Diskussion der Fachgruppe und bei Beachtung der unter 4.3.5 angeführten Empfehlungen kann der Referent für Maschinen- und Stahlwasserbau dem Projekt „Rückhaltebecken Sirnitzbach“ zustimmen.



Reinhard. Steiner

Friedberg, im Mai 2021

≡ **Bundesministerium**
Landwirtschaft, Regionen
und Tourismus

Österreichische Staubeckenkommission
GF MR Dipl.-Ing. Helmut Czerny

**„Hochwasserrückhaltebecken Sirnitzbach“
der Stadtgemeinde Langenlois**

**Formal angepasster Beschluss der Staubeckenkommission aus der 109.Sitzung am 18.5.2021
gemäß § 104 (3) WRG 1959
bezugnehmend auf das Ansuchen der Bezirkshauptmannschaft Krems
vom 3.12.2019 (KRW2-WA-1984/001)**

Referenten des Projektes:

Dipl.-Ing. Andreas **BILAK** – Fachgebiet Geologie

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Roman **MARTE** – Fachgebiet Dammbau

Dipl.-Ing. Dr.techn. Jürgen **SUDA** – Fachgebiet Statik

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerald **ZENZ** – Fachgebiet Wasserbau

Prof. Dipl.-Ing. Reinhard **STEINER** – Fachgebiet Maschinenbau

Wien, 3. Sept. 2021

Mit Schreiben vom 3.12.2019 (KRW2-WA-1984/001) trat die BH Krems an die Geschäftsführung der Staubeckenkommission heran, um betreffend das Projekt „**Hochwasserrückhaltebecken Sirnitzbach**“ der **Stadtgemeinde Langenlois** ein Gutachten der Staubeckenkommission gemäß § 104 (3) WRG einzuholen.

Seitens der Geschäftsführung wurde für die tiefer gehende Prüfung des Projektes durch die Staubeckenkommission folgende Arbeitsgruppe gebildet (BMLRT-ZI: 2020-0.021.116 und 2020-0.164.461):

Referenten der Arbeitsgruppe:

Referent für Geologie:	Dipl.-Ing. Andreas BILAK
Referent für Dammbau:	Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Roman MARTE
Referent für Statik:	Dipl.-Ing. Dr. Jürgen SUDA
Referent für Wasserbau:	Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerald ZENZ
Referent für Maschinenbau:	Prof. Dipl.-Ing. Reinhard STEINER

Nach Übersendung von Unterlagen an die Referenten wurden neben einem gemeinsamen Lokalaugenschein mit allen Referenten sowie einer Videobesprechung noch weitere Besprechungen einzelner Referenten und dem Projektanten durchgeführt.

Vor der Staubeckenkommissionssitzung wurden seitens des Projektanten die Projektunterlagen digital und auf Antrag auch analog den Mitgliedern und Sachverständigen der Staubeckenkommission, als Grundlage für die Diskussion und Beschlussfassung in der Staubeckenkommissionssitzung, zur Verfügung gestellt.

Nach der Versendung der Unterlagen an alle Mitglieder und Sachverständigen bzw. der Versendung eines Links als Zugang zu diesen Unterlagen (ca. 4 Wochen vor der Sitzung) wurden noch zahlreiche weitere Unterlagen bis knapp vor der Sitzung digital zur Verfügung gestellt. Dies führte in den Diskussionen im Rahmen der Sitzung zu Unklarheiten betreffend die Aktualität bestimmter Beurteilungen durch die Referenten. Daher wird im Detail auf die in den Gutachten der Referenten angeführten verwendeten Unterlagen verwiesen.

Auf Grund der gebotenen Vorsicht infolge der herrschenden Covid-19 Pandemie wurde die gegenständliche Staubeckenkommissionssitzung nach Einholung der Zustimmung aller Beteiligten über Videokonferenz abgehalten.

Die Gutachten der Referenten wurden vor der Sitzung versendet.

In der 109. Sitzung der Staubeckenkommission am 17. und 18.Mai 2021 wurde das Gesamtgutachten betreffend das Projekt „Hochwasserrückhaltebecken Sirnitzbach“ der Stadtgemeinde Langenlois behandelt und nachfolgender positiver Beschluss gefasst.

Aufgrund der im Gesamtgutachten angeführten, fachlichen Stellungnahmen und der eingehenden Diskussionen (Arbeitsgruppen, Plenum) kann das gegenständliche Projekt im Sinne der §§ 2 und 3 der Staubeckenkommissionsverordnung (BGBl. Nr. 222, 1985), unter Bedachtnahme auf die von der Staubeckenkommission zu prüfenden Interessen positiv beurteilt werden, wenn die im Folgenden angeführten Voraussetzungen erfüllt werden:

Seitens der Staubeckenkommission wird es für notwendig erachtet, im Wasserrechtsverfahren Sachverständige aus den Fachgebieten Geologie, Dammbau, Statik/Betonbau, Wasserbau und Maschinenbau beizuziehen.

In diesem Sinne wird die zuständige Bewilligungsbehörde ersucht, bei der Zuziehung von Sachverständigen im Wasserrechtsverfahren möglichst auf die Referenten der Staubeckenkommission zurückzugreifen, da sie bereits einschlägiges Wissen erworben haben und so die sinngemäße Umsetzung der Beschlusspunkte aus der Staubeckenkommissionssitzung im Wasserrechtsverfahren sichergestellt wäre.

Präambel: Im Zuge der stattgefundenen Prüfung und Erstellung des gegenständlichen Gutachtens seitens des Sachverständigen für Dammbau, wurden noch kurzfristig eingearbeitete Korrekturen und Nachbesserungen für die Standsicherheitsberechnungen durch den Projektanten (GEO TEST) erforderlich, welche in Folge auch bautechnische Ergänzungen (erweiterte Bodenverbesserungsmaßnahmen) erforderlich werden ließen (Dokument „Ergänzung zum Geotechnischen Bericht – Hochwasserschutz Langenlois - Bereich 1, Rückhaltebecken Sirnitzbach, Dokument DA2913/B6f/HOE, Mai 2021“). Aufgrund der Kurzfristigkeit dieser Projektergänzungen, die keine vollständige Einarbeitung in das Projekt mehr möglich werden ließ und weiters aufgrund der generellen Problematik, dass die Erdbaumaterialien für die Dammmerrichtung (insbesondere Stützkörper und Dichtkernmaterial) hinsichtlich ihrer Entnahmekquellen und spezifischen Eigenschaften nicht bekannt sind, wurden im Zuge der Diskussion in der Fachgruppe Geologie und Dammbau der Sitzung der Staubeckenkommission am 17.05.2021 u.A. folgende Ergänzungen bzw. Änderungen des Projektes, welche Gegenstand der Beschlussfassung sind, vorgegeben:

- Vollflächige Baugrundverbesserungsmaßnahmen unter dem Dammkörper
- Geometrische Verkleinerung der horizontalen Drainageschicht unter der wasserseitigen Dammaufstandsfläche
- Vorgabe der Errichtung einer filterstabilen Drainageschicht luftseitig des Dichtkerns
- Herstellung des Dichtschirms ausgehend von einem niedrigeren Dammschüttniveau
- Injektionen in den Talflanken bis zur Kronenhöhe und im Bereich des Schachtbauwerkes

Aus den genannten Gründen, wird eine Überarbeitung der Projektunterlagen (Einarbeitung obiger Punkte) in dammbautechnischer Hinsicht noch vor der Verhandlung bei der Wasserrechtsbehörde erforderlich (Vervollständigung der Standsicherheitsberechnungen, Berücksichtigung der reduzierten Dammsetzungen, allenfalls zu adaptierende, rechnerische Nachweise zur Berücksichtigung dieser Anpassungen, wie auch textliche und planliche Einarbeitung, Anpassung des Dammregelquerschnittes und des Untergrundsichtungskonzeptes).

Nach erfolgter Versendung des Gesamtgutachtens wurde nach Rücksprache mit der Rechtsabteilung der BH Krems der Titel des Punktes B des im Gesamtgutachten enthaltenen und im Folgenden angeführten Beschlusses formal angepasst (ergänzt).

A. Im Folgenden werden jene Punkte, die vor Fortsetzung des Verfahrens in Vorbereitung der mündlichen Verhandlung von der zuständigen Bewilligungsbehörde den Referenten der Staubeckenkommission zur Prüfung vorzulegen sind, angeführt:

1. Für den Fachbereich Dammbau:

1.1 Das Detail für die Ausführung des Betonbalkens und der eingelegten Bentonitmatte im Hochwasserüberlauf auf Kote 275,0 m ist zu überarbeiten und dem Referenten für Dammbau noch einmal zur Prüfung vorzulegen.

1.2 Die genaue Anzahl und Örtlichkeit der geodätischen Messpunkte ist noch festzulegen und sämtliche Überwachungsmaßnahmen (z.B. geodätische Messpunkte, geotechnische Messeinrichtungen wie Inklinometer, Grundwasserpegel etc.) sind in einem Übersichtslegeplan detailliert darzustellen und dem Referenten für Dammbau zur Prüfung vorzulegen.

B. Bei Fortsetzung des Verfahrens in Vorbereitung der mündlichen Verhandlung sind noch folgende Nachweise bzw. Unterlagen vorzulegen bzw. im Bewilligungsbescheid vorzuschreiben:

1. Für den Fachbereich Geologie:

1.1 Für die baubegleitende Überprüfung der bescheidgemäßen Ausführung ist eine Bauaufsicht gem. §120 WRG für geologisch/geotechnische Belange zu bestellen.

1.2 Jegliche freigelegten Felsbereiche sind von einer/m Projektgeologin/-geologen detailliert aufzunehmen und zu dokumentieren und im Hinblick auf Zerlegung, Verbandsfestigkeit, Durchlässigkeit und Verwitterung zu beurteilen.

1.3 Alle freigelegten Gründungsflächen inklusive der Aushubsohlen für jegliche Betonbauwerke (Schachtbauwerk, Stollen, etc.) sind seitens der/des Projektgeologin/-geologen zu dokumentieren und von der/dem Projektgeotechnikerin/-geotechniker abzunehmen und freizugeben.

- 1.4 Bei Antreffen von tieferreichenden Verwitterungszonen im Zuge des Aufschließens der Felsoberfläche sind diese auszuräumen und mit Magerbeton zu verschließen.
 - 1.5 Die im Probefeld geplanten Injektionsversuche vor Beginn der eigentlichen Injektionsarbeiten in den Talflanken sind von einer in der Injektionstechnik versierten Fachperson zu begleiten. Die erforderlichen Injektionstiefen in den Flanken sind im Zuge des Injektionsversuches zu überprüfen bzw. sind gegebenenfalls neu festzulegen.
 - 1.6 Aufbauend auf den aus den Versuchsinjektionen gewonnenen Erkenntnissen ist für die weiterführenden Injektionsarbeiten ein detailliertes Injektionskonzept zu erstellen, welches unter anderem Angaben zu den Abbruchkriterien (Druck-/Mengenkriterium) zu beinhalten hat. Dieses ist im Zuge der Umsetzung von einer in der Injektionstechnik versierten Fachperson laufend zu überprüfen.
 - 1.7 Für jegliche Art der Injektionsarbeiten ist eine geeignete Injektionsausrüstung zu wählen, welche auch die automatische Aufzeichnung sämtlicher relevanten Injektionsparameter ermöglicht.
 - 1.8 Die im Zuge der Trassenumlegung der Landesstraße 55 vorgesehenen Eingriffe in die Hanggeometrie sind in der Planung noch vor Errichtung des Rückhaltebeckens darzustellen und die betreffenden Standsicherheitsnachweise zu erbringen.
 - 1.9 Die detaillierte geologische und geotechnische Dokumentation ist den Kollaudierungsunterlagen beizulegen.
- 2. Für den Fachbereich Dammbau:**
- 2.1 Die in der Projektergänzung Mai 2021 ergänzend geplanten Bodenverbesserungsmaßnahmen unterhalb der Böschungen des Hauptdamms belassen eine nicht verbesserte „Lücke“ unterhalb des Dammkerns. Diese Lücke ist zu schließen, d.h. die Bodenverbesserungsmaßnahmen sind über die gesamte Dammaufstandsfläche auszuführen.
 - 2.2 Aufgrund der durchgeführten vollflächigen Bodenverbesserungsmaßnahmen unterhalb des Dammbauwerkes, können die durch die Dammschüttungen zu erwartenden Setzungen deutlich reduziert werden. Die Herstellungsebene für den Einbau des Dichtschirmes kann dadurch von einem niedrigeren Herstellungsniveau aus

erfolgen. Es ist jedoch darauf zu achten, dass der Dichtschirm bei Einhaltung der erforderlichen Festigkeiten technisch möglichst „weich“ ausgeführt wird, damit gewisse aufgezwungene Verformungen schadfrei aufgenommen werden können. Weiters ist die Einbindung des Dichtschirms in den Dichtkern derart auszubilden, dass ein plastisches Verformen im Einbindebereich des Dichtschirms in den Dichtkern möglich ist ohne dass es zu einer „Schwächung“ des Dichtkerns in diesem Bereich oder einer Beschädigung des Dichtschirms kommt. Um dieser Forderung Genüge zu leisten ist in diesem Bereich ein plastisches Bodenmaterial einzubauen ($I_p > 25$).

- 2.3 Für die geplanten Rapid Compaction bzw. Impulsverdichtungs-Maßnahmen zur Bodenverbesserung sind in einem Probefeld die wirksamen Tiefen der Bodenverbesserung zu prüfen und der Bearbeitungs raster und -ablauf festzulegen. Die Prüfung und Qualitätssicherung kann mittels vor- und nachlaufenden Druck- oder Rammsondierungen erfolgen. Dabei ist auch das einzubauende Bodenmaterial von der/dem Projektgeotechnikerin/-geotechniker zu prüfen und festzulegen.
- 2.4 Kommen die ergänzenden Bodenverbesserungsmaßnahmen (Schottersäulen, Impulsverdichtung) nicht im geplanten Umfang zur Ausführung, sind vertiefte Untersuchungen und Nachweise zum Thema Bodenverflüssigung erforderlich.
- 2.5 Die im Bereich des Straßendamms örtlich geplanten Bodenverbesserungsmaßnahmen mit Schottersäulen sind im Hinblick auf das Durchdringen der bindigen Deckschichten und einem möglicherweise negativen Einfluss auf das Unterströmungsverhalten des Abschlussdamms zu überprüfen.
- 2.6 Für die Bauausführung ist seitens des Bauherrn eine geologisch/geotechnische Begleitung (Projektsgeotechnikerin/-geotechniker und Projektsgeologin/-geologe) zu beauftragen, welche die projektgemäße Ausführung überwacht und die erforderlichen Qualitätskontrollen zur Sicherstellung der im Einreichprojekt definierten Kennwerte/Anforderungen begleitet.
- 2.7 Im Zuge der geotechnischen Begleitung und Überwachung während der Herstellung der Dammkörper hat u.A. eine Abnahme der Dammaufstandsfläche, die geologische Dokumentation der Aufstandsflächen, eine Kontrolle des Abtrages und der Dammschüttungen, eine Abnahme der Flächenfilter etc. durch die/den

Projektgeologin/-geologen bzw. der/den Projektgeotechnikerin/-geotechniker zu erfolgen.

- 2.8 Im Zuge der Herstellung der Dammkörper sind die wesentlichen bodenmechanischen Kennwerte (z.B. Scherparameter für die Standsicherheitsberechnungen) - insbesondere für die derzeit im Detail noch nicht bekannten Dammschüttmaterialien - zu bestimmen und bei Abweichungen sind die Standsicherheitsberechnungen neu zu führen, das Bauwerk gegebenenfalls anzupassen und der/dem von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Dammbau zur Prüfung vorzulegen.
- 2.9 Auf der Luftseite des Dichtkerns ist eine Drainagezone vorzusehen. Hierfür sind die Filterkriterien nach Sherard zur Vermeidung von Feinkornverlagerungen im Einstau- bzw. Durchströmungsfall einzuhalten. Diese Drainagezone kann in Abstimmung mit der/dem von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Dammbau entfallen, wenn sich nach Kenntnis der genauen Dammschüttmaterialien und der Nachweise gemäß den Filterkriterien nach Sherard kein Erfordernis für diese Drainagezone ergibt.
- 2.10 Unter dem Unterbeton der Hochwasserentlastung ist die Dammschüttung in Falllinie zu verdichten und die 50 cm dicke Kiesschicht laut Profil 1 ist als Drainageschicht auszuführen.
- 2.11 Sämtliche im Projekt zur Anwendung gelangenden Geokunststoffe sind entsprechend ihren Funktionen und Beanspruchungen im Detail zu bemessen und darzustellen (z.B. Trennvliese, Filtervliese, charakteristische Öffnungsweite, etc.).
- 2.12 Für die geplanten Dammschüttmaterialien für den Stützkörper und dem Dichtkern ist der Umfang an Eignungstests (Proctorversuche, Scherversuche, Durchlässigkeit, natürlicher Wassergehalt, Plastizität, etc.) gegenüber der Darstellung in Tab. 25 in Kap. 8.8 in Dokument DA2913/B6c/HOE zu erhöhen. Die genaue Art und Anzahl an Versuchen hängt von der Homogenität/Heterogenität und den Eigenschaften der Schüttmaterialien ab und ist mit der/dem im wasserrechtlichen Bewilligungsverfahren bestellten Sachverständigen für Geotechnik abzustimmen.
- 2.13 Der organische Anteil des Dichtkernmaterials ist auf 3% zu begrenzen.

- 2.14 Besonderes Augenmerk ist der Verwendung von über die Bestandsdauer des Bauwerkes dauerhaft beständigem Drainagematerial (z.B. für die Sohldrainagen) zu widmen. Unter dauerhaft ist zu verstehen, dass es beispielsweise zu keinen der Funktion abträglichen Versinterungen in der Drainage und keinen Zerlegungsprozessen des Drainagematerials kommt.
- 2.15 Auf der Bodenverbesserungsmaßnahme ist im Bereich des wasserseitigen Stützkörpers eine Schicht mit einer Stärke von 1 m herzustellen, die eine Durchlässigkeit aufweist, die 20-50 x größer ist als die Durchlässigkeit der Schicht SKIb. Die Scherfestigkeit dieser Schicht darf nicht geringer sein als jene der Schicht SKIb. Erfüllt das zur Anwendung gelangende Stützkörpermaterial diese Forderung, darf diese Schicht auch aus dem Stützkörpermaterial hergestellt werden.
- 2.16 Die im luftseitigen Sohlbereich geplanten Flächendrainagen sind in geeigneter Form auch in die Flankenbereiche der Dammaufstandsfläche bis zur vertikalen Drainagezone hinter dem Dichtkern zu ziehen.
- 2.17 Aufgrund der großen Bedeutung der baubegleitenden Setzungsmessungen ist eine größere Anzahl an Setzungspegeln – 15 Stk anstatt 9 Stk - vorzusehen.
- 2.18 Mit Ende der Schütтарbeiten und noch vor Errichtung des befestigten Hochwasserüberlaufes ist auf Basis der begleitenden Setzungsmessungen festzulegen, ob und in welcher Größenordnung eine Dammüberhöhung erforderlich ist.
- 2.19 Die Gründung des gesamten Durchlassbauwerkes im Felsuntergrund bzw. in der Felsübergangszone SKIIIa (ggf. mit in den Fels eingeschnittenen Betonscheiben oder Betonkörpern) ist zur Schaffung gleichmäßiger Gründungsbedingungen sicherzustellen.
- 2.20 Der schmale Arbeitsraum (Felsaushub) im Bereich des Dichtkerns - nordseitig zwischen Schachtbauwerk-Durchlassbauwerk und anstehendem Fels, ca. zwischen Höhenkote 256,5 m und 259 - ist mit Magerbeton zu verfüllen.
- 2.21 Die steile Felsstufe nordseitig des Schachtbauwerkes, ca. zwischen Höhenkote 261 m und 267 m ist für den Einbau des Dichtkerns abzuflachen, damit keine ungünstigen Spannungs-/Verformungszustände im Dichtkern entstehen.

- 2.22 Die Felsflanken sind im Anschlussbereich des Dichtkerns an die Felsoberfläche von (stark) zerlegtem, verwittertem Felsmaterial frei zu machen und zu reinigen. In den Dichtkernanschlussflächen an den Fels sind geeignete Maßnahmen zu setzen (z.B. Betonversiegelung oder Profilierung Bentonitspritzverfahren), damit das natürliche stufenförmige Felsrelief ausprofiliert und ausgeglichen wird. Die Maßnahmen müssen sicherstellen, dass nach dem Einbau und der Verdichtung des Dichtkernmaterials keine Sickerwege verbleiben. Im Anschlussbereich des Dichtkernes zur vorbereiteten Felsanschlussfläche muss ein plastisches Material ($l_p \geq 25$) auf einer Breite von mind. 1 m eingebaut werden. Offene Klüfte bzw. Trennflächen sind durch einen Spritzbetonauftrag zu versiegeln, welcher auch zur Sicherstellung funktionstauglicher Injektionsmaßnahmen dient.
- 2.23 Die äußere Standsicherheit des Betonbauwerkes ist unter Berücksichtigung der Verformungsverträglichkeit zwischen Betonbauwerk und Dammkörper nachzuweisen.
- 2.24 Bei der Bemessung des Stollenbauwerks ist eine Lastkonzentration auf das steifere Betonbauwerk (Überlagerungsspannung $> \gamma \times h$ und ein seitlicher Stützdruck auf das Bauwerk $< \gamma \times h \times k_h$ zu berücksichtigen). Es wird auf die ATV A 127 verwiesen.
- 2.25 Die Bentonitmatten, welche zur Abdichtung der Betonflügel am Schachtbauwerk vorgesehen sind, sind wegzulassen. Zur Sicherstellung eines dichten Anschlusses an die Betonflügel ist in den wasserseitigen Ichen zwischen Schachtbauwerk und Betonflügel je ein Manschettenrohr mit einzubauen über das nach Fertigstellung des Dammbauwerkes eine Abdichtungsinjektion durchzuführen ist.
- 2.26 In Ergänzung der geplanten Schottersäulen sind in Richtung Dichtschirm noch zwei weitere Reihen Schottersäulen herzustellen. Mit vliesummantelten Schottersäulen ist die dem Dichtschirm nächstgelegene (d.h. die westlichste) Reihe auszuführen. Der Drainagekörper im luftseitigen Dammfußbereich oberhalb der beiden zusätzlichen Reihen von Schottersäulen ist vergrößert (dreieckförmig) auszuführen, sodass er bis zur Flächendrainage der Dammaufstandsfläche reicht.
- 2.27 Die im Einreichprojekt vorgesehenen und beschriebenen Kontroll- und Überwachungsmaßnahmen zur Sicherstellung der planmäßigen Bauausführung sind vollständig umzusetzen. Diesbezüglich wird u.A. auch auf die Kap. 8 und 9 des Geotechnischen Berichtes (Dokument DA2913/B6c/HOE) der GEO TEST verwiesen. Dies

gilt u.A. für sämtliche Materialspezifikationen und –überwachungsmaßnahmen, die geplante Probeschüttung und die geplanten messtechnischen Überwachungsmaßnahmen. Nach Abschluss des Probereinbaues für das Schüttmaterial und rechtzeitig vor Baubeginn ist ein detailliertes, bodenmechanisches Überwachungsprogramm mit den Abnahmeanforderungen für die Bauausführung der geotechnischen Projektbegleitung zur Freigabe vorzulegen.

- 2.28 Die projektgemäße Ausführung und die durchgeführten Qualitätssicherungsmaßnahmen und –kontrollen sind in einem geotechnischen Abschlussbericht zu dokumentieren.
- 2.29 Die frostsichere Gründung der geodätischen Messpunkte ist sicherzustellen sowie die erforderliche Messgenauigkeit (z.B. ± 2 mm) ist seitens des Projektanten noch festzulegen. Die Lage der geodätischen Festpunkte ist mit dem Projektgeologen abzustimmen.
- 2.30 Für sämtliche Messvorrichtungen (z.B. auch für die geodätisch/geotechnischen Messungen) sind die Messintervalle im Detail vorzugeben (Betriebs- und Überwachungsordnung).
- 2.31 Im Einstaufall mit einer Staukote < 274 m hat zusätzlich zu den periodischen Kontrollen eine Messung der Sickerwassermengen zur Prüfung der diesbezüglichen in den Projektunterlagen dargestellten Annahmen und Ergebnisse zu erfolgen.
- 2.32 Für den Straßendamm besteht auf der Wasserseite im Einstau- und darauffolgenden (raschen) Abstaufall die Gefahr, dass die ca. 30 cm mächtige Humusschicht, zufolge gestautem Wasser im Dammkörper versagen (d.h. abgleiten) kann. Im Bewilligungsverfahren ist zu prüfen, ob dies akzeptiert wird bzw. ob durch z.B. Steinrippen im Fußbereich der Dammböschungen eine ausreichend rasche Entwässerung sichergestellt wird, sodass obiges Risiko verringert werden kann.
- 2.33 Für das zwischen Humusschicht und Belastungskörper im Straßendamm hangparallel eingebaute Trennvlies ist für reduzierte Scherparameter entlang der Vliesebene (0,85 bis 0,9 $\tan \phi'$, in Vliesebene nicht bzw. nur bedingt ansetzbarer Kohäsion) die Standsicherheit in dieser Ebene nachzuweisen.

- 2.34 Für den Straßendamm sind die Detailnachweise, insbesondere Böschungsstandsicherheiten unter Berücksichtigung der letztlich zur Anwendung gelangenden Schüttmaterialien, zu erbringen. Als Grundlage für diese Nachweise sind entsprechende Eignungsprüfungen an den Schüttmaterialien (Scherversuche, Proctorversuche etc.) in ausreichender Anzahl durchzuführen. Für die Standsicherheitsnachweise ist insbesondere auch ein kombiniertes Grundbruch-/Böschungsbruchversagen wie auch die Gebrauchstauglichkeit (große Verformungen zur Aktivierung der Widerstände in den Geogittern) zu untersuchen.
- 2.35 Es ist darauf zu achten, dass im Abstaufall ein rasches Ableiten der bergseitig des Straßendamms gestauten Wasser sichergestellt wird (erforderlichenfalls durch Durchlässe).
- 2.36 Die Funktionsfähigkeit der Drainagerohre ist periodisch zu kontrollieren, erforderlichenfalls sind diese Leitungen in geeigneter Weise zu reinigen. Dies ist auch in der Betriebs- und Überwachungsordnung festzulegen.
- 2.37 Die Ergebnisse der Kontrollmessungen und Kontrollmaßnahmen sind in einem Bericht zusammenzufassen, geotechnisch zu interpretieren und vom Talsperrenverantwortlichen der Gewässeraufsicht und dem BMLRT vorzulegen.
- 3. Für den Fachbereich Statik:**
- 3.1 Die Unterbetonschichte (Magerbeton) ist (besonders bei größeren Austausch-tiefen) im Bereich der Konstruktionsunterkante der Flachgründungen der Stahlbetonbauteile mit einem seitlichen Überstand (mind. 30 cm) auszuführen. Dies ist durch die/den von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Statik zu prüfen.
- 3.2 Bei einer Abdichtung der Blockfugen (Raumfugen) mittels Fugenbändern ist ein für Wasserbauwerke geeignetes und entsprechend alterungsbeständiges Dehnfugenband zu verwenden. Für das Fugenband ist nachzuweisen, dass die zu erwartenden Verformungen in der Fuge aufgenommen werden können. Dies ist durch die/den von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Statik zu prüfen.

- 3.3 An eingestauten Bauteilen ist zusätzlich auch eine Einwirkungskombination mit Ansatz eines Sohlwasserdruckes zu untersuchen. Dies ist durch die/den von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Statik zu prüfen.
- 3.4 Bei der Ausführungsstatik sind alle Einwirkungskombinationen laut „Richtlinie zum Nachweis der Tragsicherheit von Betonsperren“ der Staubeckenkommission zu untersuchen. Weiters sind alle maßgebenden Bauzustände, die Lehrgerüstzustände und allfällige Systemänderungen im Zuge der Errichtung nachzuweisen. Diese Nachweise sind der/dem von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Statik vorzulegen.
- 3.5 Bei der Ausführungsstatik sind alle möglichen Verklausungsszenarien (verlegte Rechen, Verschlussorgane,...) als außergewöhnliche Bemessungssituationen statisch nachzuweisen. Diese Nachweise sind der/dem von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Statik vorzulegen.
- 3.6 Für die Einwirkungskombination „verklauster Rechen“ ist auch das innen leere Einlaufbauwerk zu untersuchen. Dieser Nachweis ist der/dem von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Statik vorzulegen.
- 3.7 Es ist ein Beton- und Betonierkonzept zu erstellen, das den Umfang der Erstprüfungen, die erforderlichen Prüfnachweise, die Vorgaben für die Betonherstellung, den Betontransport, den Betoneinbau, die Betonnachbehandlung und Qualitätsprüfung beinhaltet. Beim vorliegenden Bauwerk kann die ÖNORM B4710-1 angewendet werden. Diese Unterlagen sind der/dem von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Statik vorzulegen.
- 3.8 Die endgültige statische Bemessung ist von einem Sachverständigen für Statik (Prüfstatiker) rechtzeitig vor Baubeginn vorzulegen und mit diesem abzustimmen.
- 3.9 Die Flügelwände sind im Querschnitt trapezförmig auszubilden (breitere Seite beim Kontrollschacht) und mit einem seitlichen Anzug analog der restlichen Wände zu versehen. Die Bentonitmatte ist nicht einzubauen. Dies ist durch die/den von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Statik zu prüfen.
- 3.10 DIN 19702 - Ermittlung der Bewehrung unter Berücksichtigung eines Fugenwasserdruckes - ist für alle eingestauten Bauteile einzuhalten.

- 3.11 Die Auftriebssicherheit des Tosbeckens ist ohne Dotation von Grundwasser sicherzustellen. Dies ist durch die/den von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Statik zu prüfen.
 - 3.12 Die Fugenbreite der Bewegungsfugen im Grundablassbauwerk ist auf die mögliche Bauwerksbewegung abzustimmen.
 - 3.13 Die Bewegungsfähigkeit der dichten Anschlussfuge Tosbecken und Schussrinne an das Grundablassbauwerk ist auf die nach der Errichtung des Tosbeckens und der Schussrinne zu erwartenden Setzungen auszulegen.
 - 3.14 Die dauerhaft angeströmten Stahlbetonbauteile (besonders die Schwellen im Grundablass) sind konstruktiv gegen Abrasion zu schützen.
 - 3.15 Der Wildholzrechen an der Stauwurzel ist auf volle Verkläusung zu bemessen (ONR 24802), im Zuge des Detailprojektes statisch zu bemessen. Dies ist durch die/den von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Statik zu prüfen.
 - 3.16 Für den Grundablassschacht ist unter Berücksichtigung der aufgeprägten Dammverformungen die Kipp- und Gleitsicherheit nachzuweisen. Diese Nachweise sind der/dem von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Statik vorzulegen.
 - 3.17 Die unter der Schussrinne im Projekt angeführte Folie ist als reine Bauhilfsmaßnahme zur Verhinderung des Eindringens von Zementschlämme in den unterliegenden Drainagekörper zu verstehen. Diese Folie ist über die gesamte Fläche der Schussrinne (luft- und wasserseitig) vorzusehen.
- 4. Für den Fachbereich Wasserbau:**
- 4.1 Es ist eine planmäßige Be- und Entlüftung im Unterwasser für den Betriebsüberfall vorzusehen.
 - 4.2 Der hydraulische Nachweis der Drosselentlastung ist mit variablen Unterwasserständen - insbesondere bei Ansprungen des Betriebsüberfalls (Energiedissipation) – zu führen und der/dem von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Wasserbau vorzulegen.

- 4.3 Der Betriebsüberfall ist hydraulisch günstig auszuformen und mit einer Abrisskante auszubilden. Die Anordnung eines Fallschachtes kann entfallen.
- 4.4 Zur Ausbildung der Hochwasserentlastung, des Tosbeckens und des Verkläusungsschutzes werden folgende Punkte für erforderlich erachtet:
- 4.4.1 Aufgrund der zum Zeitpunkt der Sitzung vorliegenden hydraulischen Nachweise (Stand: 17.05.2021) kann die Höhe der Tosbeckengegenschwelle entsprechend angepasst werden.
 - 4.4.2 Die Abdeckungen der Schächte sind planeben mit der Betonkontur der Schussrinne und des Tosbeckens anzuordnen.
 - 4.4.3 Die Entwässerung des Tosbeckens hat mittels einer separaten Leitung zu erfolgen. Die Sickerkörper sind nicht auszuführen.
 - 4.4.4 Die vertikalen Profile des Verkläusungsschutzes - in der wasserseitigen Böschung des Retentionsdammes - sind auf Verkläusung zu bemessen. Für die Ermittlung der Rechenbelastung (Wasserspiegeldifferenz ober- und unterwasserseitig des Rechens) ist entlang der gesamten Breite des Verkläusungsschutzes eine vollständige Verkläusung mit 50% der benetzten Rechenfläche bei SHQ anzusetzen. Zusätzlich ist zur Ermittlung der Linienlast entlang der OK des Verkläusungsschutzes eine Schubbelastung durch die Windeinwirkung auf einen 20 m breiten Verkläusungsteppich mit einer Windgeschwindigkeit von 30 m/s (analog zur Freibordbemessung) sowie die Schleppkraft zufolge Strömung und der Anprall eines Baumstammes auf einen einzelnen Rechenstab zu berücksichtigen. Die Fundierung dieser Rechenstäbe hat auf Grundlage bodenmechanischer Verfahren zu erfolgen. Dies kann z.B.: entweder durch ein Betonfundament oder die Anordnung eines Fundamentköchers erfolgen. Die Oberkante der Rechenstäbe hat mindestens 30 cm oberhalb der SHQ- Überstaukote zu liegen.
- 4.5 Periodisch sowie nach Hochwasserereignissen ist eine Inspektion des Stauraumes durchzuführen, bei der u.a. Kontrollen auf Verlandung durchzuführen sind, die erforderlichenfalls entsprechend zu räumen sind. Dies ist in die Betrieb- und Überwachungsordnung aufzunehmen.

- 4.6 Der Steinwurf der Nachbettsicherung mit der Steinklasse HMB 300/1000 ist filterstabil zu betten.

5. Für den Fachbereich Maschinenbau:

- 5.1 Es ist eine Störfallanalyse und damit ein Notfallkonzept bzw. ein Betriebsführungs- und Überwachungskonzept vorzulegen.

Diesbezüglich wird auf EN 61508-5 verwiesen. Bezüglich der Sicherheitsanforderungen (SIL bzw. AK, Stufe der Sicherheitsintegrität bzw. Anforderungsklasse) wird auf den Leitfaden der Staubeckenkommission für Zentrale Warten beim Betrieb von Stauanlagen hingewiesen. Die notwendige SIL-Anforderung ist auch mit der/dem von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Maschinenbau abzustimmen. Die Sicherheiten der Funktionen der Betriebs- und Überwachungseinrichtungen sind in die Störfallanalyse aufzunehmen. Sie haben den sich daraus ergebenden Sicherheitsanforderungen (SIL bzw. AK) zu entsprechen.

- 5.2 Die Festigkeitsnachweise für die Rechenanlagen des Grundablasses und des Einlaufbauwerkes des Bypasses 2 haben für eine Vollverklausung zu erfolgen.

- 5.3 Im Zusammenhang mit der konstruktiven Gestaltung von Grundablass, Bypässen, Grobrechen und Dammbalken sowie den Festigkeitsnachweisen der maschinenbaulichen und stahlwasserbaulichen Anlagen ist die Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit nachzuweisen. Dabei ist auf die geplante Nutzungsdauer der Anlage Rücksicht zu nehmen. Diesbezüglich wird auch auf DIN 19704, EN 1990 und EN 1993 (Eurocode 3) verwiesen.

- 5.4 Dem Stahlbau ist die Werkstoffqualität J2+N zugrunde zu legen.

- 5.5 Für Schraubverbindungen, die für die Betriebssicherheit wesentlich sind, sind Werkstoffe zu verwenden, deren Bruchdehnung A5 mindestens 12% beträgt. Die Gesamtbelastung von Schaftschrauben darf maximal 65% und jene von Dehnschrauben maximal 75% der Streckgrenze betragen. In Abhängigkeit des verwendeten Anziehverfahrens (Drehmomentenschlüssel, Schlagschrauber etc.) ist der entsprechende Anziehfaktor k_A zu beachten. Die Festlegungen gemäß VDI 2230 sind zu berücksichtigen.

- 5.6 Die normgerechte Ausführung der Schweißverbindungen ist durch die Montagefirma zu bestätigen.
- 5.7 Korrosionselemente sind durch entsprechende konstruktive Gestaltung zu vermeiden.
- 5.8 Der Antrieb der Schieber der Bypässe ist so auszulegen, dass sie auch bei hoher Staulage im Speicher mit zweifacher Sicherheit im gesamten Betriebsbereich gesteuert werden können. Demzufolge sind die den Regelwerken zu entnehmenden oberen Reibungskoeffizienten zu verdoppeln.
- 5.9 Sollten beim Betrieb der Schieber der Bypässe 1 und 2 unzulässige Schwingungen festgestellt werden, sind entsprechende Maßnahmen mit der/dem von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Maschinenbau abzustimmen.
- 5.10 Abhängig vom Antriebskonzept der beiden Schieber von Bypass 1 und 2 ist nachzuweisen, dass eine Betätigung auch ohne das primär vorgesehene Antriebssystem möglich ist (Betätigung durch ein Handrad oder einen Bedienschlüssel). Sie müssen auch bei Handbetätigung von einer Person innerhalb von ca. 20-30 min bis zur Betriebsstellung geöffnet bzw. wieder geschlossen werden können.
- 5.11 Die Antriebe der Schieber sind so auszuführen, dass ihre Funktionsfähigkeit auch bei tiefen Temperaturen gegeben ist. Vereisungen infolge Kaminwirkung bei tiefen Temperaturen müssen zuverlässig verhindert werden.
- 5.12 Die Antriebe der beiden Schieber von Bypass 1 und 2 sind mit mechanischen Stellungsanzeigen auszustatten. Die maximale Öffnung ist an den mechanischen Stellungsanzeigen zu kennzeichnen.
- 5.13 An jenen Armaturen bzw. Sicherheitseinrichtungen, bei denen beim Erreichen von betrieblichen Grenzwerten Schalthandlungen bzw. Meldungen ausgelöst werden, sind die betrieblichen Grenzwerte einzutragen und in der Betriebs- und Überwachungsordnung in einer Matrix darzustellen.
- 5.14 Die Gitterroste des Kontrollschachtes sind gegen unbefugte Manipulation zu sichern.

- 5.15 Die Antriebe der Schieber müssen gegen Beschädigungen durch eingezogenes Schwemmgut geschützt sein.
- 5.16 Für den Betrieb der Stauanlage ist jedenfalls eine Stromversorgung (400 V) über eine sichere Trasse zur Verfügung zu stellen. Alternativ ist ein Notstromaggregat, das exklusiv für das HWRB Sirnitzbach im Hochwasserfall zur Verfügung steht, zulässig.
- 5.17 Für die Versorgung der Schutz- und Überwachungseinrichtungen ist eine USV-Anlage vorzusehen. Die Batterie der USV-Anlage ist mit einer ausreichenden Kapazität zu versehen, sodass die Versorgung der Schutz- und Überwachungseinrichtungen für mind. 48 Stunden gesichert ist. Bei Unterschreiten eines Schwellenwertes der Batteriespannung ist das Personal in Bereitschaft automatisch zu verständigen und Maßnahmen zur Ladung der Batterie zu treffen.
- 5.18 Im Hochwasserrückhaltebecken ist die Stauhöhe redundant und zwar auf zwei unabhängigen und räumlich getrennten Wegen zu erfassen und zu übertragen. Durch einen messtechnischen Vergleich der beiden Messwerte ist sicherzustellen, dass der Ausfall einer Pegelmessstelle (auch schleichende Abweichungen) einwandfrei erkannt und an eine entscheidungsbefugte Person weitergeleitet wird. Die Messwerte dürfen nicht durch Strömungsvorgänge im System beeinflusst werden.
- 5.19 Rechtzeitig vor Baubeginn sind für die betroffenen Anlagenteile der Bewilligungsbehörde bzw. der/dem von ihr bestellten Sachverständigen für Maschinenbau baureife Ausführungsunterlagen in prüffähiger Form vorzulegen. Dies betrifft die Rechenanlagen des Grundablasses und des Bypasses 2 und die beiden Schieber der Bypässe 1 und 2 samt ihren Antrieben.
- 5.20 Nach Fertigstellung der Anlagen sind die Rechenanlagen (Grundablass und Einlauf Bypass 2) und die Schieber der beiden Bypässe 1 und 2 zwecks Nachweis des projektgemäßen und betriebsbereiten Zustandes in Anwesenheit der/des von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Maschinenbau zu überprüfen. Für die beiden Schieber hat dies im Rahmen einer Trockenerprobung und einer Nasserprobung (z.B. beim Probestau oder im Rahmen eines natürlichen Hochwassers) zu geschehen. Dabei sind die Funktionssicherheit und die geforderten Antriebskräfte zu überprüfen.

- 5.21 Die seitliche Führung der Schieber hat so zu erfolgen, dass eine unzulässige Schiefelage bzw. ein Verkanten sicher ausgeschlossen werden kann. Bei der Konstruktion der Schiebertafeln ist auch darauf zu achten, dass es nicht aufgrund ihrer konstruktiven Gestaltung zu periodischen Ablösen und wieder Anliegen der Strömung kommt und sie dadurch zu unzulässigen Schwingungen angeregt werden können.

6. Für die Fachbereiche Geologie, Dammbau, Statik, Wasserbau und Maschinenbau

- 6.1 Ein Probestau in Zusammenhang mit einem abgestimmten Beobachtungsprogramm soll die Funktionsweise des Bauwerkes (z.B.: Überprüfung des Verhaltens der Dichtmaßnahmen und der Anschlüsse Erdschüttdamm/Betonbauwerk) und der hydraulischen Einrichtungen bestätigen. Ein Stau von 265 m ü.A. ist anzustreben und über mindestens 5 Tage zu halten.

Dazu ist ein detailliertes Einstauprogramm mit verdichteter visueller und messtechnischer Überwachung zu erstellen. Weiters sind entsprechende Maßnahmen zur Minimierung des Hochwasserrisikos während des Probestaus (Warn- und Meldeplan) auszuarbeiten. Das Einstauprogramm, die personelle und messtechnische Überwachung des Probestaus ist der Bewilligungsbehörde, resp. den von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Geologie, Dammbau, Statik, Wasserbau und Maschinenbau zur Beurteilung vorzulegen.

Diese Unterlagen müssen auch Gegenstand des wasserrechtlichen Bewilligungsverfahrens sein.

- 6.2 Zur Überwachung der Stauanlage sind wichtige Kenngrößen für Einwirkungen und Verhalten – wie z.B. der Speicherspiegel, Pegelmesswerte – ständig zuverlässig zu erfassen, mit Grenzwerten zu versehen und im Ereignisfall unverzüglich dem Talsperrenverantwortlichen zu melden. Die Erfassung von Grenzwertüberschreitungen muss redundant ausgeführt und zuverlässig mit Energie versorgt werden. Ein detailliertes Überwachungs- und Messprogramm ist den von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Geologie, Dammbau, Statik, Wasserbau und Maschinenbau zur Prüfung vorzulegen und danach der Betriebs- und Überwachungsordnung anzuschließen.

- 6.3 Vor Inbetriebnahme der Anlage ist der Bewilligungsbehörde eine Betriebs- und Überwachungsordnung vorzulegen, die davor mit den von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Geologie, Dammbau, Statik, Wasserbau und Maschinenbau abzustimmen ist.

Darin sind auch Umfang und Häufigkeit der wiederkehrenden Überprüfungen zu regeln, um die Anlage projektgemäß funktionstauglich zu halten. Zum Inhalt der Betriebs- und Überwachungsordnung wird auf den Leitfaden der Staubeckenkommission für Zentrale Warten beim Betrieb von Stauanlagen verwiesen.

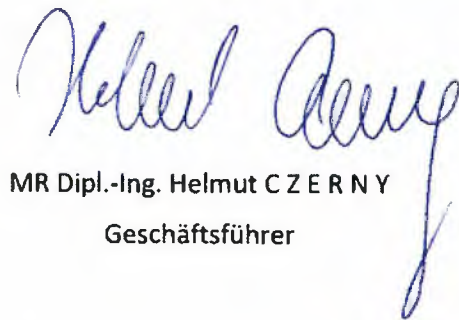
C. Für die Bewilligung des Vorhabens im öffentlichen Interesse eines sicheren Betriebes erforderliche Vorschriften – aus den Fachbereichen Geologie, Dammbau, Statik, Wasserbau und Maschinenbau:

- 1 Der Abschlussdamm und das unmittelbare Vorland sind im Interesse der einwandfreien Beobachtbarkeit von Baumbewuchs frei zu halten, gruppenweiser Strauchbewuchs ist nur auf der Luftseite zulässig.
- 2 Für die Anlage ist ein Objektschutzkonzept zu erstellen. Damit soll insbesondere ein unbefugtes Betreten von sicherheits- und funktionsrelevanten Anlagenteilen und die unbefugte Manipulation an diesen verhindert bzw. erkannt werden (inklusive Kameraüberwachung).
- 3 Für allfällige Gefahren, die sich aus dem Betrieb der Stauanlage ergeben (wie z.B. Absturz von Personen oder plötzliche und unerwartete Zunahme der Wasserführung in Bächen), sind entsprechende Vorkehrungen zu treffen und eine Information bzw. Warnung der Öffentlichkeit durchzuführen.
- 4 Im Sinne der Störfallvorsorge gemäß WRG 1959 ist eine Flutwellenberechnung auch für ein Versagen der Stauanlage zu erstellen sowie Warneinrichtungen mit der zuständigen Bewilligungsbehörde abzustimmen.

- 5 Noch vor Baubeginn ist für die einzelnen Bauphasen ein Alarmplan zu erstellen und mit den von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Dammbau und Wasserbau abzustimmen.
- 6 Für das Rückhaltebecken Sirnitzbach ist eine Talsperrenverantwortliche/ ein Talsperrenverantwortlicher mit Stellvertretung entsprechend Wasserrechtsgesetz und den Qualifikationserfordernissen gemäß Beschluss der Staubeckenkommission aus 1998 zu bestellen. Diese/dieser Talsperrenverantwortliche hat jedenfalls gemäß WRG 1959 i.d.g.F. jährliche Sicherheitsberichte zu erstellen und den Behörden vorzulegen.
- 7 Für das Rückhaltebecken Sirnitzbach sind entsprechend qualifizierte Stauanlagenwärterinnen/Stauanlagenwärter zu bestellen, die langfristig die Messungen und Beobachtungen am Becken durchführen. Diese Stauanlagenwärterinnen/Stauanlagenwärter sind so zu stationieren, dass sie bei Bedarf kurzfristig vor Ort zur Verfügung stehen.
- 8 Für das Bauwerk ist im Sinne der Stellungnahme der Staubeckenkommission aus 1978 ein Talsperrenbuch anzulegen, das laufend zu aktualisieren ist.



SC Dipl.-Ing. Günter L I E B E L
Vorsitzender



MR Dipl.-Ing. Helmut C Z E R N Y
Geschäftsführer

Wien, 3. September 2021

