

Adressat
Harzwasserwerke GmbH

Dokumententyp
Bericht

Hamburg,
26. März 2018

Berichts-Nr.
0086-41

Revision
0



GENERALÜBERHOLUNG DER SÖSETALVORSPERRE UND INSTANDSETZUNG DER B 498 PLANFESTSTELLUNGSVERFAHREN – STANDSICHERHEIT DAMMBAUWERK

Generalüberholung der Sösetalvorsperre und Instandsetzung der B 498 Planfeststellungsverfahren – Standsicherheit Dammbauwerk

Revisions-Status

Revision	Datum	Ersteller	Prüfer	Genehmigt von	Beschreibung
Vorabzug	15.12.2017	Tietge	Falke	Latte	Berichtslegung
0	26.03.2018	Tietge	Falke	Latte	Seite 19 Änderung Deckwerks- höhe

Hamburg, **26. März 2018**
Durchgeführt von **Tietge**
Überprüft von **Falke**
Genehmigt von **Latte**
Beschreibung **Revision 0 - Antragsstellung**

Projekt-Nr. **0086**

INHALT

1.	Einleitung	1
2.	Staudamm	2
2.1	Berechnungsgrundlagen Staudamm	2
2.1.1	Regelwerke und Nachweise	2
2.1.2	Baugrund	2
2.1.3	Geometrie	5
2.1.4	Stauziele der Vor- und Hauptsperre	6
2.1.5	Verkehrslasten	7
2.1.6	Bemessungssituationen	8
2.1.7	Verwendete Programme	9
2.2	Standsicherheitsberechnungen Staudamm	10
2.2.1	Damm im Ist-Zustand unter Vernachlässigung der Betonplattenabdichtung	10
2.2.2	Damm im Bauzustand	12
2.2.3	Damm im Endzustand mit geplantem Deckwerk	13
2.3	Suffosion (innere Erosion)	16
2.4	Äußere Erosion	16
2.4.1	Sicherung der Dammböschung zur Vorsperre	16
2.4.2	Sicherung der Dammböschung zur Hauptsperre	20
2.5	Rissicherheit der Dichtung	20
3.	Seitliche Einbindung der Dichtwand	21
3.1	Nördliches Widerlager	21
3.2	Südliches Widerlager	21
3.2.1	Nachweise der erforderlichen Einbindung	21
3.2.2	Baugrund	21
3.2.3	Stauziele / Grundwasserstand im südlichen Hang	22
3.2.4	Geometrie	23
3.2.5	Sensitivitätsprüfung	24
3.2.6	Verwendete Programme	24
3.3	Berechnungsergebnisse	24
3.3.1	Vorsperre: Z_V / Hautsperre: Z_V	24
3.3.2	Vorsperre: Z_V / Hautsperre: NHN +315 m	25
3.3.3	Vorsperre: Z_{H2} / Hautsperre: Z_V	26
3.3.4	Vorsperre: Z_{H2} / Hautsperre: Z_V	27
3.3.5	Vorsperre: Z_{H2} / Hautsperre: Z_V ; Verlängerung der Einbindelänge der Dichtwand um 50 m verglichen mit Abschnitt 3.3.3	28
3.4	Zusammenfassung	28

TABELLEN

Tabelle 2-1:	Charakteristische Kennwerte für das Lockergestein (Dammmaterial), gem. [1]	3
--------------	---	---

Tabelle 2-2:	Charakteristische Kennwerte für das Festgestein/Fels, vgl. [3]	4
Tabelle 2-3:	Charakteristische Kennwerte für das Deckwerk	5
Tabelle 2-4:	Wesentliche Stauziele der Vor- und Hauptsperre	6
Tabelle 2-5:	Definition der Lastfälle für die Standsicherheitsberechnungen am Staudamm der Sösetalsperre entsprechend DIN 19700 (grau hinterlegte Einwirkungen/Lastfälle werden hier nicht betrachtet)	8
Tabelle 2-6:	Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen, gem. DIN 1054:2010-12	9
Tabelle 2-7:	Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände, gem. DIN 1054:2010-12	9
Tabelle 2-8:	Ist-Zustand, vereinfacht: Export der Berechnungsschritte aus Plaxis	10
Tabelle 2-9:	Ist-Zustand, vereinfacht: Ergebnisse der Standsicherheitsberechnung Laststellung 1	11
Tabelle 2-10:	Ist-Zustand, vereinfacht: Ergebnisse der Standsicherheitsberechnung Laststellung 2	11
Tabelle 2-11:	Bauzustand: Export der Berechnungsschritte aus Plaxis	12
Tabelle 2-12:	Bauzustand: Ergebnisse der Standsicherheitsberechnung Laststellung 1	12
Tabelle 2-13:	Endzustand: Export der Berechnungsschritte aus Plaxis	13
Tabelle 2-14:	Endzustand: Ergebnisse der Standsicherheitsberechnung Laststellung 1	14
Tabelle 2-15:	Experimentell ermittelter Koeffizient K_D in Abhängigkeit verschiedener Deckschichtblöcke, [9]	18
Tabelle 2-16:	Standardklassen für Wasserbauschüttsteine gem. DIN EN 13383, [10]	18
Tabelle 3-1:	Wesentliche Stauziele der Vor- und Hauptsperre	22

ABBILDUNGEN

Abbildung 2-1:	Körnungsband: Luftseitige Dammbörse, vgl. [1]	3
Abbildung 2-2:	Prinzipskizze Verteilung der Durchlässigkeitsbeiwerte	5
Abbildung 2-3:	Geometrisches Modell für die Untersuchung der Gesamtstandsicherheit des Staudamms im Bereich des alten Grundablasses	6
Abbildung 2-4:	Prinzipskizze Verkehrslast q_k auf Dammkrone	7
Abbildung 2-5:	Damm im Istzustand: Maßgebender Gleitkörper in BS-P	11
Abbildung 2-6:	Damm im Bauzustand: Maßgebender Gleitkörper in BS-T	13
Abbildung 2-7:	Damm im Endzustand: Maßgebender Gleitkörper in BS-P	14
Abbildung 2-8:	Damm im Endzustand: Maßgebender Gleitkörper im Lastfall „Schneller Wasserspiegelabsenk in der Vorsperre“, BS-T	15

- Abbildung 3-1: Baugrundaufbau im Bereich des südlichen Hanges der
Hauptsperre in der Nähe des Staudamms gem. [5] 22
- Abbildung 3-2: Modellansatz in Draufsicht und Querschnitt mit
schematischer Darstellung der Stauziele zur
Bestimmung der Sickerströmung im südlichen Hang 23

LITERATUR

- [1] ISM: Ingenieurgeologische Untersuchungen an der Vorsperre des Söse-
stausees, Stand: 01.09.2014
- [2] ISM: Stellungnahme, Dichtwand im Bereich linkes Widerlager, Modellrech-
nung IMS, Stand: 08.07.2014
- [3] ISM: Sösetalsperre – Generalüberholung Vorsperre: Ingenieurgeologische
Beratung; Nachtrag Nr. 2 zum Gutachten vom 01.09.2014; Stand:
14.11.2014
- [4] ISM: Sösetalsperre – Generalüberholung Vorsperre; Seitliche Umströmung
der Bohrpfahlwand im Bereich des linken Widerlagers, Stand: 20.10.2014
- [5] E-Mail von ISM an IMS, Betreff: Söse-Vorsperre: Felshorizont linkes Wider-
lager, E-Mail vom 30.09.2014
- [6] HWW: Sösetalsperre, Vorsperre – Damm, Querprofile, Bestandsplan, Plan
Nr. 11-10-13-1-1-002-7, Stand: 18.09.2006
- [7] HWW: Wasserstandsmessstellen im Staudamm; Messwerte von 1999 bis
2014
- [8] IMS: Sösetalsperre – Generalüberholung der Vorsperre; Abstimmung der
Genehmigungsfähigkeit mit dem NLWKN, Besprechungsprotokoll von der
Besprechung am 16.02.2015 beim NLWKN Braunschweig
- [9] HWW: Sösetalsperre: Neue Freibordbemessung der Vorsperre; Stand:
19.05.2015
- [10] Die Küste, Heft 65, Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutz-
werken (EAK) durch den Ausschuss für Küstenschutzwerke der Deutschen
Gesellschaft für Geotechnik e.V. und der Hafenbautechnischen Gesellschaft
e.V., (2002, korrigierte Ausgabe 2007), S. 1-589
- [11] TU Delft: Bed, Bank and Shoreline Protection – Standard classes for rock,
[http://ocw.tudelft.nl/courses/hydraulic-engineering/bed-bank-and-
shoreline-protection/readings/additional-papers](http://ocw.tudelft.nl/courses/hydraulic-engineering/bed-bank-and-shoreline-protection/readings/additional-papers), letzter Zugriff:
22.06.2015
- [12] Knieß, H.-G.: Bemessung von Schüttsteindeckwerken im Verkehrswasser-
bau, Teil 1: Lose Steinschüttungen, Mitt.-Bl. Nr. 42 der Bundesanstalt für
Wasserbau, Karlsruhe, 1977

- [13]BAW: Merkblatt Anwendung von Kornfiltern an Bundeswasserstraßen (MAK), Ausgabe 2013
- [14]Ramboll IMS: Generalüberholung der Sösetalvorsperre - Entwurfsplanung mit Kombibauwerk, Dokument 02/1, Sicherheitsüberprüfung Hochwassersicherheit und Betriebseinrichtungen, Bericht Nr. 0086-28, Stand: 04.10.2016
- [15]Ramboll IMS: Generalüberholung der Sösetalvorsperre – Entwurfsplanung mit Kombibauwerk, Dokument 02/2, Sicherheitsüberprüfung Standsicherheit des Dammbauwerkes, Bericht Nr. 0086-30-Rev.01, Stand: 29.09.2017

1. Einleitung

Zur Überprüfung der Standsicherheit des Dammbauwerks Sösetalvorsperre im Rahmen der Generalüberholung sind die Standsicherheit des Staudamms sowie die seitliche Einbindung der Dichtwand nachzuweisen. Das vorliegende Dokument stellt die Ergebnisse der Entwurfsplanung zusammen. Für detaillierte Berechnungsergebnisse wird auf die Entwurfsunterlage Dokument 02/2, Sicherheitsüberprüfung Standsicherheit des Dammbauwerkes, [15] verwiesen.

2. Staudamm

2.1 Berechnungsgrundlagen Staudamm

2.1.1 Regelwerke und Nachweise

Für die Standsicherheitsberechnungen des Staudamms sind folgende Regelwerke zu beachten:

- DIN 19700-10
Stauanlagen – Teil 10: Gemeinsame Festlegungen, Stand: Juli 2004
- DIN 19700-11:
Stauanlagen – Teil 11: Talsperren, Stand Juli 2004
- ATV-DVWK-M 502:
Berechnungsverfahren für Staudämme – Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Untergrund, Stand: März 2002

Tragsicherheitsuntersuchungen für den Staudamm umfassen gemäß ATV-DVWK-M 502 folgende Einzelschritte:

- Berechnungen zur Durch-, Um- und Unterströmung
- Erdstatische Nachweise für die maßgeblichen Lastfälle inkl. Rissicherheit
- Untersuchungen zum Risiko von Erosion und Suffosion.

2.1.2 Baugrund

Die Sösetalsperre befindet sich nicht in einem erdbebengefährdeten Gebiet, vgl. [3].

Der Baugrund ist im Bericht zu den ingenieurgeologischen Untersuchungen [1] beschrieben. Dort wird zwischen Lockergestein und Festgestein/Fels unterschieden. Der Staudamm wurde aus Lockergestein auf einem felsigen Untergrund geschüttet.

Lockergestein:

In [1] wird der Staudamm in Zonen eingeteilt, die sich in ihren Bodenkennwerten unterscheiden. Die charakteristischen Kennwerte für das Dammmaterial sind in Tabelle 2-1 zusammengestellt. Die Geometrie der Zoneneinteilung wird nach Vorgabe von [1] im Berechnungsmodell übernommen.

Dem Dammmaterial wird unabhängig von der Zonierung ein einheitlicher Durchlässigkeitsbeiwert zugewiesen. In [1] wird für die Durchlässigkeit des Dammmaterials eine Spanne von 10^{-4} m/s bis 10^{-3} m/s angegeben.

Im Sinne einer Risikobetrachtung ist mit dem ungünstigen und damit auf der sicheren Seite liegenden Durchlässigkeitsbeiwert des Dammmaterials zu rechnen.

Die Standsicherheitsuntersuchungen werden nachfolgend für den unteren Wert des Durchlässigkeitsbeiwerts geführt ($k_f = 10^{-4}$ m/s):

Die Ermittlung der Wasserstände im Damm für den Lastfall „Schneller Wasserspiegelabsink in der Vorsperre“ erfolgt auf Grundlage einer instationären Strömungsberechnung. Für die Standsicherheitsberechnung ist eine möglichst langsame Entwässerung des Dammkörpers maßgebend. Der Durchlässigkeitsbeiwert wird daher zu $k_f = 10^{-4}$ m/s gewählt, was der unteren Grenze des Schwankungsbereichs entspricht.

Tabelle 2-1: Charakteristische Kennwerte für das Lockergestein (Dammmaterial), gem. [1]

	γ	γ'	ϕ'	c'	E_s	k_f
	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[m/s]
Dammzone 1 (wasserseitige Dammzone)	19	10	32,5	5	25	10^{-3} bis 10^{-4}
Dammzone 2 (mittlere Dammzone, Dichtungskern)	19	11	30	2,5	25	10^{-3} bis 10^{-4}
Basis Dammzone 2 (untere 3 m Dichtungskern)	19	11	37,5	0	80	10^{-3} bis 10^{-4}
Dammzone 3 (luftseitige Dammzone zwischen Dichtungskern und Berme)	19	11	37,5	0	30	10^{-3} bis 10^{-4}
Dammzonen 1 und 3, oberer Bereich (Bereich zwischen OK Dammkrone und OK Dichtungskern)	19	11	37,5	10	30	10^{-3} bis 10^{-4}
Dammzone 4 (luftseitige Dammzone zwischen Berme und Böschungfuß)	20	12	37,5	2,5	60	10^{-3} bis 10^{-4}

Der Bericht zu den Ingenieurgeologischen Untersuchungen [1] enthält drei Körnungsbänder aus unterschiedlichen Bereichen des Staudammquerschnitts. Alle Körnungen sind weit gestuft und unterscheiden sich nur geringfügig voneinander. In Abbildung 2-1 ist exemplarisch ein Körnungsband von Dammmaterial aus dem Bereich der luftseitigen Dammbërme dargestellt.

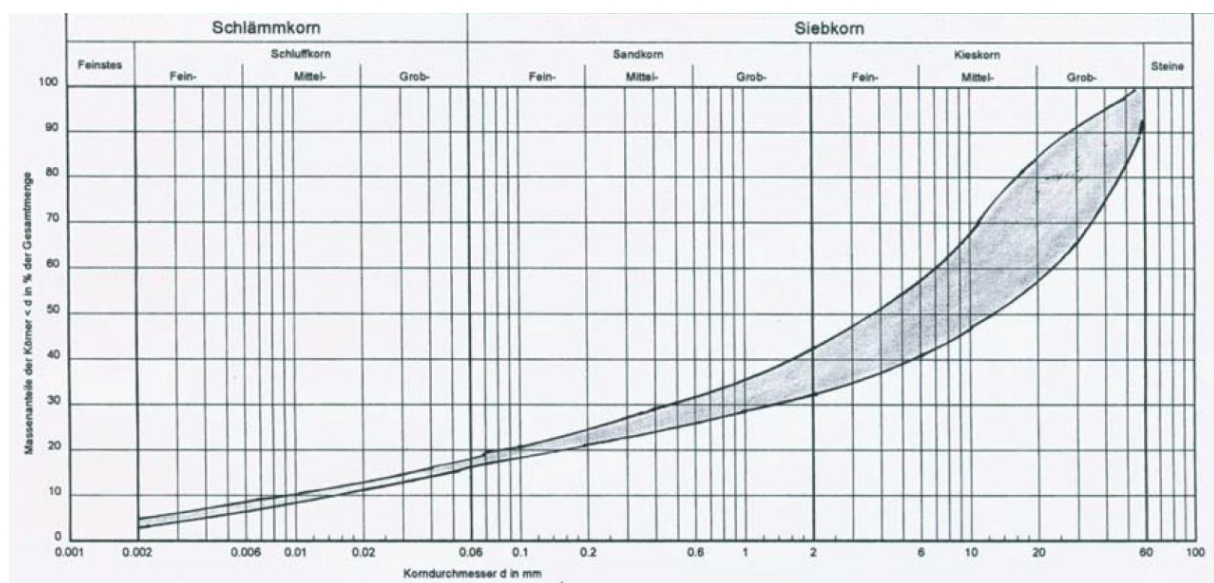


Abbildung 2-1: Körnungsband: Luftseitige Dammbërme, vgl. [1]

Festgestein:

Im Bericht zu den ingenieurgeologischen Untersuchungen [1] wird das Festgestein in Tonschiefer und Grauwacke unterschieden. Vereinfachend wird für die erdstatischen Berechnungen die Wechselfolge der Festgesteine zu einer homogenen Schicht zusammengefasst und mit den in Tabelle 2-2 aufgeführten Werten im Modell berücksichtigt.

In Abstimmung mit dem Baugrundgutachter kann angenommen werden, dass eine Durchströmung des zerklüfteten Festgesteins unterhalb des Dammbauwerks bzw. unterhalb des Fußpunktes der Dichtwand zu keiner Erhöhung der Durchlässigkeit des zerklüfteten Festgesteins führt.

Eine Unterscheidung der Durchlässigkeitsbeiwerte in horizontaler und vertikaler Richtung muss nach Angaben des Baugrundgutachters nicht vorgenommen werden, vgl. [1].

Tabelle 2-2: Charakteristische Kennwerte für das Festgestein/Fels, vgl. [3]

	γ	γ'	φ'	c'	E_s	k_f
	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°]	[kN/m ²]	[MN/m ²]	[m/s]
Festgestein (Fenster von OK Fels bis 10 m unter Dichtwand-UK)	24	14	35	10	3.000	10 ⁻⁵
Festgestein (darunter)	24	14	35	10	3.000	10 ⁻¹⁰

Dichtung:

Die bestehende Kerndichtung ist nach Angaben des Baugrundgutachters nicht mehr intakt. Der Durchlässigkeitsbeiwert, der für den Bereich der Kerndichtung angegeben wird, entspricht dem des übrigen Dammmaterials.

Im Rahmen der Generalüberholung der Vorsperre wird eine neue Dichtung in Form einer Dichtwand hergestellt. Im Modell wird die Dichtwand als vollkommen dicht angenommen. Dieser Ansatz liegt für die Betrachtung der Unterströmung der Dichtwand auf der sicheren Seite.

Es wird erwartet, dass für die Dichtwand eine Systemdurchlässigkeit von ca. $1 \cdot 10^{-7}$ m/s erreicht werden kann. Damit ist die Dichtwand um 3 bis 4 Zehnerpotenzen dichter als das Locker- bzw. das Festgestein. Vergleichsberechnungen haben gezeigt, dass bei Unterschieden in den Durchlässigkeitsbeiwerten in dieser Größenordnung der Ansatz einer dichten Wand zu gleichen Ergebnissen in der Standsicherheit des Staudamms führt. Die getroffene Annahme (Dichtwand = vollkommen dicht) ist somit vertretbar.

Abbildung 2-2 zeigt als Prinzipskizze die Verteilung der Durchlässigkeitsbeiwerte im Berechnungsmodell.

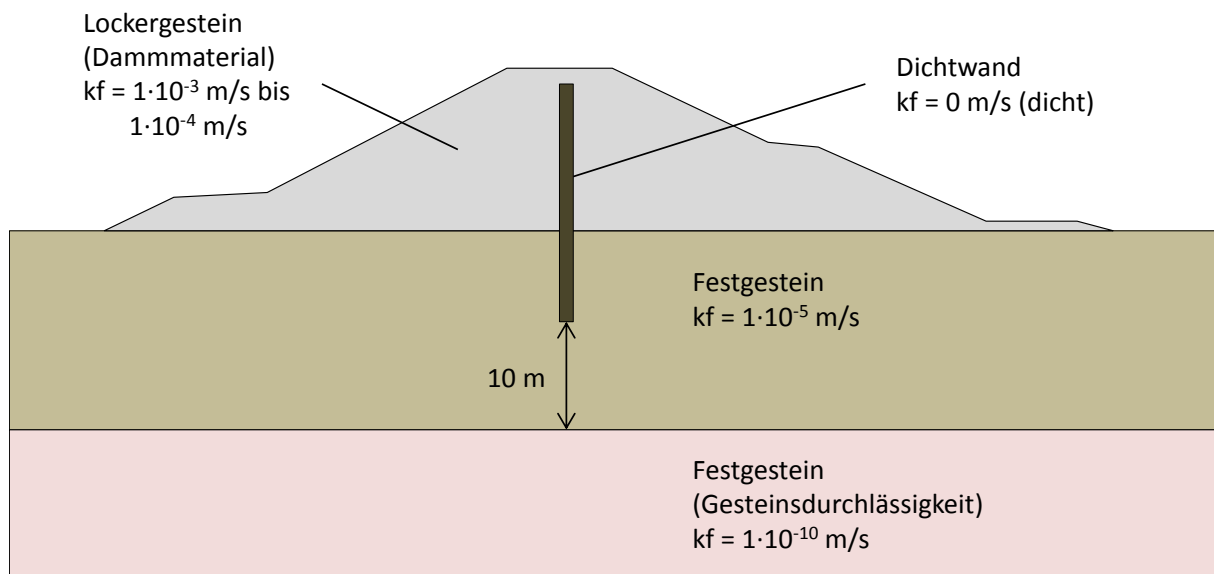


Abbildung 2-2: Prinzipskizze Verteilung der Durchlässigkeitsbeiwerte

Deckwerk:

Nach dem Rückbau der Betonplattendichtung wird auf der Vorsperrenseite ein Schüttsteindeckwerk aus CP 63/180 auf einem Zweistufenfilter eingebaut. Die Herleitung der erforderlichen Steingrößen für das Deckwerk ist in Abschnitt 2.4 beschrieben. In den Standsicherheitsberechnungen wird das Deckwerk vereinfachend als eine Schicht mit den in Tabelle 2-3 aufgeführten Erfahrungswerten berücksichtigt.

Tabelle 2-3: Charakteristische Kennwerte für das Deckwerk

	γ	γ'	φ'	c'	E_s	k_f
	[kN/m³]	[kN/m³]	[°]	[kN/m²]	[MN/m²]	[m/s]
Deckwerk CP 63/180 auf 2-Stufen-Filter	16	10	35	0	25	10^{-1}

2.1.3 Geometrie

Der Nachweis der Dammstandsicherheit erfolgt an der Stelle mit größter Dammhöhe und größtmöglichen Wasserspiegelunterschieden zwischen Vor- und Hauptsperre am Dammfuß. Dieser größte Wasserspiegelunterschied tritt im näheren Bereich des alten Grundablasses, d.h. ungefähr in Dammmitte auf.

Die Geometrie des Damms wird den Bestandsunterlagen des Staudamms bei Station 7+152 (Bestandskilometrierung des Damms) entnommen, vgl. [6]. Abbildung 2-3 zeigt die in den Berechnungen berücksichtigte Geometrie für die Untersuchung der Gesamtstandsicherheit des Staudamms.

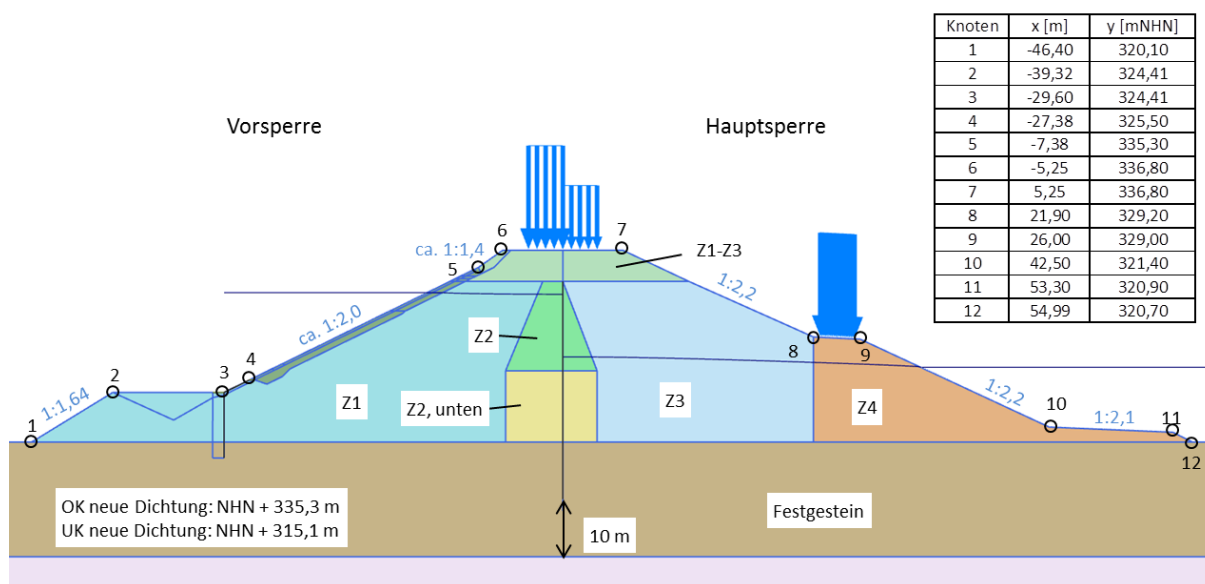


Abbildung 2-3: Geometrisches Modell für die Untersuchung der Gesamtstandsicherheit des Staudamms im Bereich des Grundablasses

Im betrachteten Querschnitt liegt die Oberkante der Dichtwand auf NHN +335,3 m, die Unterkante der Dichtwand liegt dort auf NHN +315,1 m. Der sich luftseitig an den Dammfuß anschließende Hang wird im Berechnungsmodell zur Bestimmung der Gesamtstandsicherheit vernachlässigt. Es wird vereinfachend angenommen, dass die Oberkante des Festgesteins horizontal verläuft. Am Hang steht Festgestein mit einer Deckschicht an. Mit Schäden infolge Sickerwasserströmung ist hier nicht zu rechnen.

Die Standsicherheitsberechnungen werden für den geplanten Zustand nach Rückbau der Betonplattenabdichtung und Herstellung eines Deckwerks zum Schutz der vorsperrenseitigen Dammböschung geführt. Zur Dimensionierung des Deckwerks wird auf Abschnitt 2.4.1 verwiesen. Der Rückbau der Betonplatten erfolgt bis zur untersten Horizontalfuge bei ca. NHN +325,50 m, der am Dammfuß angeordnete Betonsporn bleibt auch zukünftig vorhanden.

2.1.4 Stauziele der Vor- und Hauptsperre

Die für die Standsicherheit des Staudamms wesentlichen Stauziele in Vor- und Hauptsperre nach Abschluss der Generalüberholung sind in Tabelle 2-4 zusammengefasst.

Tabelle 2-4: Wesentliche Stauziele der Vor- und Hauptsperre

	Vorsperre	Hauptsperre
Vollstau Z_v [mNHN]	333,10	326,60
Stauziel im Hochwasserbemessungsfall 1 ZH1 [mNHN]	334,31	327,11
Stauziel im Hochwasserbemessungsfall 2 ZH2 [mNHN]	334,55	327,24

Ein schnelles Ablassen des Wassers aus der Haupt- oder der Vorsperre bis auf ein minimales Stauziel wird als unplanmäßiger Betriebszustand nach DIN 19700 behandelt.

Ein schnellstmögliches Absenken des Wasserspiegels in der Vorsperre von Vollstau $Z_v = \text{NHN} + 333,10 \text{ m}$ auf $\text{NHN} + 327,75 \text{ m}$ kann über den neuen Grundablass in einer Zeit von ca. 11,5 h erfolgen (d.h.i.M. $0,4652 \text{ m/h}$), vgl. [14].

- *Hinweis: Die Unterkante der neuen Grundablassöffnung liegt bei $\text{NHN} + 326,50 \text{ m}$, die Oberkante der Öffnung ist bei $\text{NHN} + 327,75 \text{ m}$ angeordnet. Beim Absenken der Vorsperre über die neue Grundablassöffnung erfolgt der Abfluss bis zum Erreichen der Öffnungsoberkante bei $\text{NHN} + 327,75 \text{ m}$ zunächst als Druckabfluss. Sinkt der Wasserspiegel in der Vorsperre weiter, so stellt sich ein Freispiegelabfluss ein. Der Vorsperrenwasserspiegel sinkt beim Freispiegelabfluss langsamer als beim Druckabfluss. Daher ist die Zeit bis zum Erreichen der Oberkante Grundablassöffnung für die Betrachtung „Schneller Wasserpiegelabfluss“ maßgebend.*

Eine Untersuchung der Auswirkung des schnellstmöglichen Wasserspiegelabsinks auf die Standsicherheit des Staudamms wird nur für die Vorsperrenseite des Damms vorgenommen.

2.1.5 Verkehrslasten

Auf dem Staudamm verläuft die Bundesstraße B 498. Entsprechende Lasten aus dem Straßenverkehr werden in den Berechnungen berücksichtigt.

Die Verkehrslasten auf der Dammkrone werden gemäß DIN EN 1991-2/NA: 2012-08, NCI zu 4.9.1 (1) Anmerkung 2, wie für Hinterfüllungen und Widerlager auf eine Ersatzfläche von $3,00 \text{ m} \times 5,00 \text{ m}$ verteilt. Dies ergibt den Ansatz der Vertikallasten nach Abbildung 2-4 in den Fahrstreifen mit Breiten von je 3 m nebeneinander. Die Anordnung der Fahrstreifen 1 und 2 wird im Dammquerschnitt variiert in:

Laststellung 1: Fahrstreifen 1 vorsperrenseitig,
Laststellung 2: Fahrstreifen 1 hauptsperrenseitig.

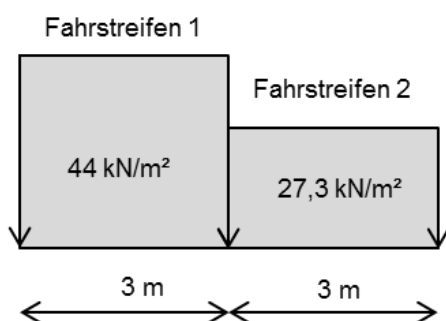


Abbildung 2-4: Prinzipskizze Verkehrslast q_k auf Dammkrone

Die hauptsperrenseitige Berme wird nach der Grundsanierung für Unterhaltungszwecke genutzt werden. Die Bermenbreite lässt Begegnungsverkehr von Fahrzeugen nicht zu. In den Standsicherheitsberechnungen wird eine Flächenverkehrslast von $q_k = 44 \text{ kN/m}^2$ auf einer Breite von 3 m angesetzt (vgl. Abbildung 2-4). Der Randabstand der Last zur Bermenaußenkante beträgt mindestens $0,5 \text{ m}$.

Die Standsicherheit des Damms unter Sonderlasten, welche z.B. beim Einsatz von besonders schweren Baumaschinen bei Arbeiten am Damm hervorgerufen werden, muss im Rahmen der Ausführungsplanung der jeweiligen Maßnahmen durch den AN unter Berücksichtigung der tatsächlichen Einsatzgewichte, Abmessungen und Arbeitsbedingungen nachgewiesen werden.

2.1.6 Bemessungssituationen

Gemäß DIN 19700-11 sind für die Standsicherheitsberechnungen bei Staudämmen die in Tabelle 2-5 aufgeführte Lastfälle zu untersuchen. Die Tabelle wurde auf die Situation des Staudamms der Sösetalsperre nach der Generalüberholung angepasst. Alle Einwirkungen bzw. Lastfälle, für die ein Nachweis der Standsicherheit entfallen kann, sind grau hinterlegt worden.

Weiter werden in DIN 19700-11 Gesamtsicherheiten für das Bauwerk definiert. Diese beziehen sich auf das globale Sicherheitskonzept und entsprechen dort den üblichen Sicherheiten für Böschungs-/Geländebruch.

Das globale Nachweiskonzept wurde nach Veröffentlichung der Talsperren-Norm in 07/2004 durch die bauaufsichtliche Einführung des Eurocodes mit Nachweisverfahren nach dem Teilsicherheitskonzept abgelöst. Nach Stand der Technik sind daher Standsicherheitsnachweise nach dem Teilsicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN 1054 zu führen. Dem wird hier Folge geleistet. Das Vorgehen ist mit dem NLWKN abgestimmt, vgl. [8]. Auf vergleichende Nachweise nach dem globalen Sicherheitskonzept wird verzichtet.

Tabelle 2-5: Definition der Lastfälle für die Standsicherheitsberechnungen am Staudamm der Sösetalsperre entsprechend DIN 19700 (grau hinterlegte Einwirkungen/Lastfälle werden hier nicht betrachtet)

	1a	(1b ¹)	2a	2b	(2c)	3a	(3b)
Eigenlast	X	(X)	X	X	(X)	X	(X)
Verkehrs- und Auflasten	X	(X)	X	X	(X)	X	(X)
Wasserdruck, Strömungsdruck und Auftriebskraft bei Vollstau Z _v	X				(X)		
Wasserdruck, Strömungsdruck und Auftriebskraft bei höchstem Stauziel Z _{H1}			X				
Außerplanmäßige Betriebszustände (Nachweis nur für Vorsperrenseite) <i>hier: Schnellstmögliche Absenkung Vorsperren-WSP auf NHN +327,75 m</i>				X ²			
Betriebserdbeben (entfällt, keine Erdbebengefährdungszone)					(X)		
Wasserdruck, Strömungsdruck und Auftriebskraft bei höchstem Stauziel Z _{H2}						X	
Sicherheitserdbeben (entfällt, keine Erdbebengefährdungszone)							(X)
¹ Bau und Konsolidierungszustände bis zum ersten Einstau (entfällt, kein Neubau des Staudamms)							
² beginnend vom Vollstau							

\\ramthaf10\data\10-projekte\0086_sösetalsperre_generalüberholung\07-zwi-erg\kombibauwerk\83-plangenehmigung\0086-41_standsicherheit_dammbauwerk\0086-41_standsicherheit_dammbauwerk.docx

Der Begriff der Lastfälle (LF) ist mit Einführung des Eurocodes durch den Begriff der Bemessungssituation (BS) ersetzt worden. Es gilt:

- BS-P entspricht LF 1
- BS-T entspricht LF 2
- BS-A entspricht LF 3

Der Grenzzustand der Tragfähigkeit des Dammbauwerks wird im Grenzzustand GEO-3 nachgewiesen. Es sind folgende Teilsicherheitsbeiwerte anzusetzen:

Tabelle 2-6: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen, gem. DIN 1054:2010-12

GEO-3: Grenzzustand des Versagens durch Verlust der Gesamtstandsicherheit	Zeichen	BS-P	BS-T	BS-A
Ständige Einwirkungen	γ_G	1,00	1,00	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,30	1,20	1,00

Tabelle 2-7: Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände, gem. DIN 1054:2010-12

GEO-3: Grenzzustand des Versagens durch Verlust der Gesamtstandsicherheit	Zeichen	BS-P	BS-T	BS-A
Reibungsbeiwert $\tan \phi'$ des drainierten Bodens	$\gamma_{\phi'}$	1,25	1,15	1,10
Kohäsion c' des drainierten Bodens	$\gamma_{c'}$	1,25	1,15	1,10

Die Standsicherheitsnachweise werden für den Endzustand mit den vorsperrenseitigen Stauzielen nach erfolgter Generalüberholung mit Bau des Kombibauwerks geführt.

Anzusetzende Stauziele für die Standsicherheitsberechnung

Die Stauziele der Vorsperre werden wie folgt angesetzt:

- LF 1 / BS-P $Z_v =$ NHN +333,10 m
- LF 2 / BS-T $Z_{H1} =$ NHN +334,31 m
- LF 3 / BS-A $Z_{H2} =$ NHN +334,55 m.

Bauzeitlich darf der Wasserstand in der Vorsperre auf ca. NHN +331,20 m abgesenkt werden. Nach dem Rückbau der Betonplattendichtung wird das Deckwerk auf der vorsperrenseitigen Dammböschung bei diesem abgesenkten Wasserstand hergestellt. Die Situation wird als BS-T eingestuft.

Die Stauziele der Hauptsperre werden zwischen Vollstau $Z_v =$ NHN +326,60 m und einer bis auf den Dammfuß geleerten Hauptsperre mit Stauziel NHN +320,10 m variiert. Die in Tabelle 2-4 angeführten höheren Stauwasserstände der Hauptsperre sind für die durchzuführenden Standsicherheitsberechnungen des Vorsperrendamms nicht maßgebend.

2.1.7 Verwendete Programme

Für die Strömungs- und Standsicherheitsberechnungen im Staudamm wird ein Finite-Elemente-Modell aufgestellt. Hierzu wird das Programm Plaxis 2D 2016 mit dem Zusatztool 2D PlaxFlow eingesetzt.

In der Berechnung werden Strömungen und Standsicherheitsbetrachtungen gekoppelt miteinander durchgeführt.

2.2 Standsicherheitsberechnungen Staudamm

In Plaxis erfolgt eine sukzessive Reduktion der Scherparameter, bis ein Bruch eintritt (ϕ -c'-Reduktion). Das Vorgehen entspricht dem Nachweisverfahren nach EC 7 im Grenzzustand GEO-3. Ausgegeben wird der Faktor, bei dessen Abminderung der Scherparameter ein Versagen eintritt. Sofern der Faktor größer als der nach EC 7 bzw. DIN 1054 geforderte Teilsicherheitsbeiwert ist, gilt der Standsicherheitsnachweis als mit ausreichender Sicherheit erbracht.

Es wurden die in Tabelle 2-13 aufgelisteten Berechnungsschritte ausgeführt. Insgesamt wurden sechs unterschiedliche Wasserstandskombinationen von Vor- und Hauptsperre untersucht, vgl. Abschnitt 2.1.6. Die verschiedenen Wasserstände der Bemessungssituationen wurden jeweils vom Anfangszustand aus eingestellt. Die Umströmung der Dichtwand wurde stationär unter Berücksichtigung von geschlossenen Modellrändern berechnet.

Weiter wurde die Laststellung der Verkehrslast auf dem Staudamm variiert, vgl. Abschnitt 2.1.5.

Für die detaillierten Berechnungsergebnisse wird auf die Anlagen 1 bis 4 in [15], verwiesen.

2.2.1 Damm im Ist-Zustand unter Vernachlässigung der Betonplattenabdichtung

Bei der Nachrechnung des Ist-Zustands bleiben die auf der Vorsperrenseite des Damms aufgetragenen Betonplatten unberücksichtigt. Statt der Betonplatten wird Dammmaterial angenommen. Dieser Ansatz liegt sowohl für die Strömungsberechnung als auch für die Standsicherheitsbetrachtung des Damms für die planmäßigen Betriebszustände auf der sicheren Seite.

Der Nachweis der Dammstandsicherheit für den Lastfall „Schneller Wasserspiegelabsink auf der Vorsperrenseite“ wird für den geplanten Endzustand geführt, vgl. Abschnitt 2.1.6.

Tabelle 2-8: Ist-Zustand, vereinfacht: Export der Berechnungsschritte aus Plaxis

	Phase	ID	Start from phase	Calculation type	Pore pressure calculation type
	Initial Phase	Initial phase	N/A	Gravity loading	Phreatic
WSP HS NHN+326,6m	1	1_VS 333,1 / HS 326,6	Initial phase	Plastic	Steady state groundwater flow
	2	1_Safety	Phase_1	Safety	Use pressures from previous phase
	3	2_VS 334,31 / HS 326,6	Initial phase	Plastic	Steady state groundwater flow
	4	2_Safety	Phase_3	Safety	Use pressures from previous phase
	5	3_VS 334,55 / HS 326,6	Initial phase	Plastic	Steady state groundwater flow
	6	3_Safety	Phase_5	Safety	Use pressures from previous phase
WSP HS NHN+320,1m	7	4_VS 333,1 / HS 320,1	Initial phase	Plastic	Steady state groundwater flow
	8	4_Safety	Phase_7	Safety	Use pressures from previous phase
	9	5_VS 334,31 / HS 320,1	Initial phase	Plastic	Steady state groundwater flow
	10	5_Safety	Phase_9	Safety	Use pressures from previous phase
	11	6_VS 334,55 / HS 320,1	Initial phase	Plastic	Steady state groundwater flow
	12	6_Safety	Phase_11	Safety	Use pressures from previous phase

Die Ergebnisse der Dammstandsicherheitsberechnungen sind für Laststellung 1 in Tabelle 2-9 und für Laststellung 2 in Tabelle 2-10 zusammengestellt. Abbildung 2-5 zeigt den maßgebenden Gleitkörper im Ist-Zustand für Berechnung Nr. 1 im Lastfall BS-P.

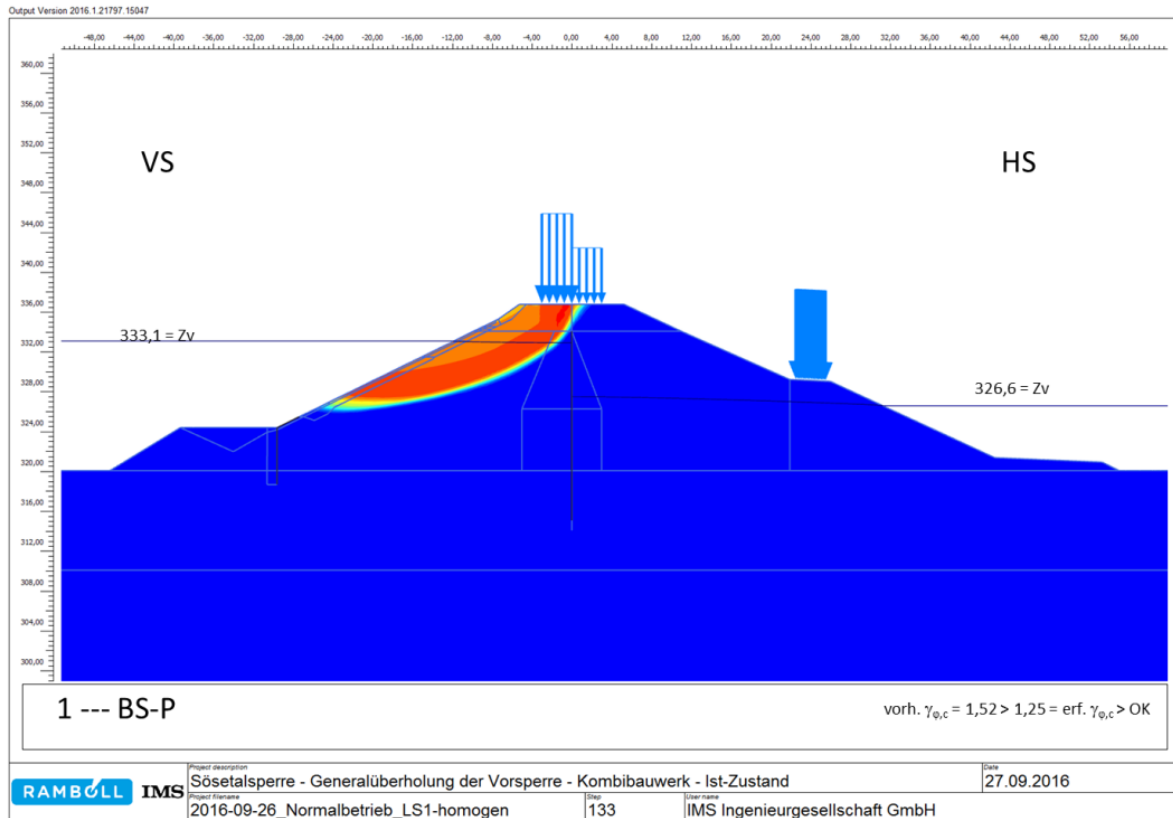


Abbildung 2-5: Damm im Istzustand: Maßgebender Gleitkörper in BS-P

Tabelle 2-9: Ist-Zustand, vereinfacht: Ergebnisse der Standsicherheitsberechnung Laststellung 1

Nr.		Stauziel VS / Stauziel HS	vorh. $\gamma_{\phi,c}$		erf. $\gamma_{\phi,c}$	Bewertung
1	BS-P	Zv / Zv	1,52	>	1,25	OK
2	BS-T	ZH1 / Zv	1,57	>	1,15	OK
3	BS-A	ZH2 / Zv	1,63	>	1,10	OK
4	BS-P	Zv / GOK	1,53	>	1,25	OK
5	BS-T	ZH1 / GOK	1,59	>	1,15	OK
6	BS-A	ZH2 / GOK	1,65	>	1,10	OK

Tabelle 2-10: Ist-Zustand, vereinfacht: Ergebnisse der Standsicherheitsberechnung Laststellung 2

Nr.		Stauziel VS / Stauziel HS	vorh. $\gamma_{\phi,c}$		erf. $\gamma_{\phi,c}$	Bewertung
1	BS-P	Zv / Zv	1,57	>	1,25	OK
2	BS-T	ZH1 / Zv	1,64	>	1,15	OK
3	BS-A	ZH2 / Zv	1,68	>	1,10	OK
4	BS-P	Zv / GOK	1,58	>	1,25	OK
5	BS-T	ZH1 / GOK	1,64	>	1,15	OK
6	BS-A	ZH2 / GOK	1,70	>	1,10	OK

Bewertung der Ergebnisse:

Die Standsicherheit des Damms ist in allen untersuchten Bemessungssituationen gegeben. Das Sicherheitsniveau der Berechnungen der Laststellung 1 ist geringfügig kleiner als das der Berechnungen der Laststellung 2. In den folgenden Berechnungen wird daher nur noch Laststellung 1 betrachtet.

2.2.2 Damm im Bauzustand

Es ist geplant, die Betonplattendichtung rückzubauen, die vorsperrenseitige Dammböschung zu profilieren und anschließend ein Deckwerk zur Sicherung des Dammkörpers herzustellen. Während der Bauzeit darf der Wasserstand in der Vorsperre auf ca. NHN +331,20 m abgesenkt werden. Die Dammstandssicherheit im Bauzustand wird für den profilierten Damm vor dem Einbau des Deckwerks nachgewiesen.

Tabelle 2-11: Bauzustand: Export der Berechnungsschritte aus Plaxis

	Phase	ID	Start from phase	Calculation type	Pore pressure calculation type
	Initial Phase	Initial phase	N/A	Gravity loading	Phreatic
WSP HS NHN+326,6m	1	BZ_VS 333,1 / HS 326,6	Initial phase	Plastic	Steady state groundwater flow
	2	BZ_VS 331,2 / HS 326,6	1	Plastic	Steady state groundwater flow
	3	BZ_Safety	2	Safety	Use pressures from previous phase

Die Ergebnisse der Dammstandssicherheitsberechnungen sind für den Bauzustand in Tabelle 2-12 zusammengestellt. Abbildung 2-6 zeigt den maßgebenden Gleitkörper im Bauzustand.

Tabelle 2-12: Bauzustand: Ergebnisse der Standsicherheitsberechnung Laststellung 1

Nr.		Stauziel VS / Stauziel HS	vorh. $\gamma_{\phi,c}$		erf. $\gamma_{\phi,c}$	Bewertung
1	BS-T	331,20 / Zv	1,41	>	1,25	OK

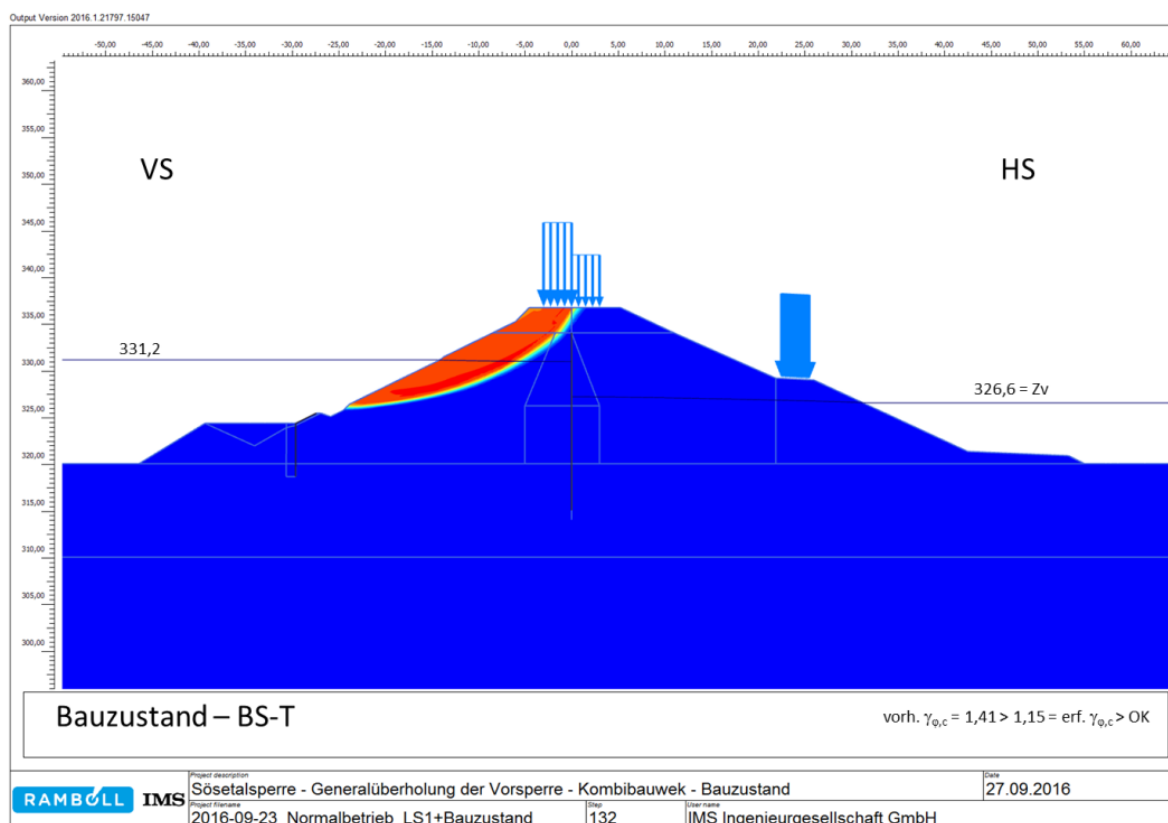


Abbildung 2-6: Damm im Bauzustand: Maßgebender Gleitkörper in BS-T

Bewertung der Ergebnisse:

Die Standsicherheit des Damms ist im Bauzustand gegeben.

2.2.3 Damm im Endzustand mit geplantem Deckwerk

Die Nachrechnung des Damms im Endzustand erfolgt für die in Abbildung 2-3 dargestellte Dammgeometrie.

Tabelle 2-13: Endzustand: Export der Berechnungsschritte aus Plaxis

	Phase	ID	Start from phase	Calculation type	Pore pressure calculation type	End time
	Initial Phase	Initial phase	N/A	Gravity loading	Phreatic	0,00 h
WSP HS NHN+326,6m	1	1_VS 333,1 / HS 326,6	Initial phase	Plastic	Steady state groundwater flow	0,00 h
	2	1_Safety	Phase_1	Safety	Use pressures from previous phase	0,00 h
	3	2_VS 334,31 / HS 326,6	Initial phase	Plastic	Steady state groundwater flow	0,00 h
	4	2_Safety	Phase_3	Safety	Use pressures from previous phase	0,00 h
	5	3_VS 334,55 / HS 326,6	Initial phase	Plastic	Steady state groundwater flow	0,00 h
	6	3_Safety	Phase_5	Safety	Use pressures from previous phase	0,00 h
WSP HS NHN+320,1m	7	4_VS 333,1 / HS 320,1	Initial phase	Plastic	Steady state groundwater flow	0,00 h
	8	4_Safety	Phase_7	Safety	Use pressures from previous phase	0,00 h
	9	5_VS 334,31 / HS 320,1	Initial phase	Plastic	Steady state groundwater flow	0,00 h
	10	5_Safety	Phase_9	Safety	Use pressures from previous phase	0,00 h
	11	6_VS 334,55 / HS 320,1	Initial phase	Plastic	Steady state groundwater flow	0,00 h
	12	6_Safety	Phase_11	Safety	Use pressures from previous phase	0,00 h
WSP HS NHN+326,6m	13	7_VS 333,1 / HS 326,5 (Ausgang WSP-Absenk)	Initial phase	Plastic	Steady state groundwater flow	0,00 h
	14	7_Absenken VS 327,75 / HS 326,5	Phase_13	Fully coupled flow-d	Fully coupled flow-d	11,50 h
	15	7_Safety	Phase_14	Safety	Use pressures from previous phase	11,50 h

Die Ergebnisse der Dammstandsicherheitsberechnungen sind für Laststellung 1 in Tabelle 2-14 zusammengestellt. Die maßgebende Versagensfigur für die Berechnung Nr. 1 in der Bemessungssituation BS-P ist in Abbildung 2-7 darge-

stellt. Auf der Vorsperrenseite schert das Deckwerk etwa auf Höhe des Vorsperrenwasserspiegels ab. Es handelt sich hierbei um einen lokal begrenzten Gleitkörper innerhalb des Deckwerks.

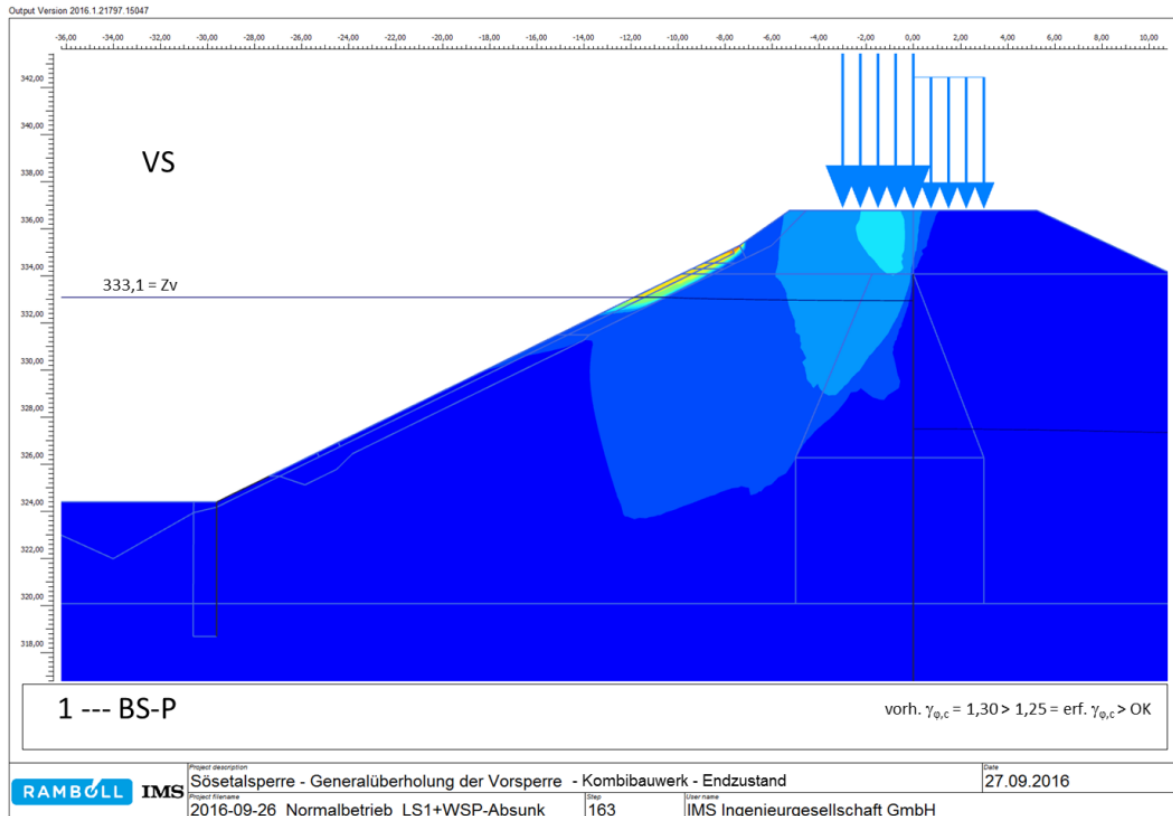


Abbildung 2-7: Damm im Endzustand: Maßgebender Gleitkörper in BS-P

Tabelle 2-14: Endzustand: Ergebnisse der Standsicherheitsberechnung Laststellung 1

Nr.		Stauziel VS / Stauziel HS	vorh. $\gamma_{\phi,c}$		erf. $\gamma_{\phi,c}$	Bewertung
1	BS-P	Zv / Zv	1,30	>	1,25	OK
2	BS-T	ZH1 / Zv	1,32	>	1,15	OK
3	BS-A	ZH2 / Zv	1,33	>	1,10	OK
4	BS-P	Zv / GOK	1,31	>	1,25	OK
5	BS-T	ZH1 / GOK	1,32	>	1,15	OK
6	BS-A	ZH2 / GOK	1,33	>	1,10	OK

Lastfall Schneller Wasserspiegelabsunk

Die Vorsperre wird im Dauerstau betrieben. Dennoch ist mit dem schnellstmöglichen Wasserspiegelabsunk ein Betriebszustand nach DIN 19700 nachzuweisen. Der maßgebende Sunklastfall ergibt sich hierbei aus dem angestrebten schnellen Wasserspiegelabsunk über dem neuen Grundablass. Die Absenkgeschwindigkeit ergibt sich aus der hydraulischen Leistungsfähigkeit des neuen Grundablasses, vgl. Abschnitt 2.1.4.

Der Nachweis der Standsicherheit der Böschung im Lastfall 2b (Schneller Wasserspiegelabsunk) wird für die Lösung mit Rückbau der Betonplattenabdeckung

bis zur untersten Horizontalfuge bei ca. NHN +325,5 m geführt. Es wird das System mit Deckwerksaufbau untersucht.

Vor Rückbau der Betonplattenabdichtung werden die Sedimente von den Betonplatten geräumt. Nach dem Ausbau der Betonplatten wird der freigelegte Damm profiliert und mit einem Deckwerk gesichert. Unterhalb der Abbruchgrenze an der untersten Horizontalfuge bleibt der Betonsporn erhalten.

Für den Lastfall 2b ist die Standsicherheit durch

$$\text{vorh. } \gamma_{\phi,c} = 1,30 \geq 1,15 = \text{erf. } \gamma_{\phi,c}$$

nachgewiesen. Der maßgebende Gleitkörper ist lokal stark eingegrenzt bzw. ist ein oberflächennaher Gleitkörper im Deckwerk, siehe Abbildung 2-8.

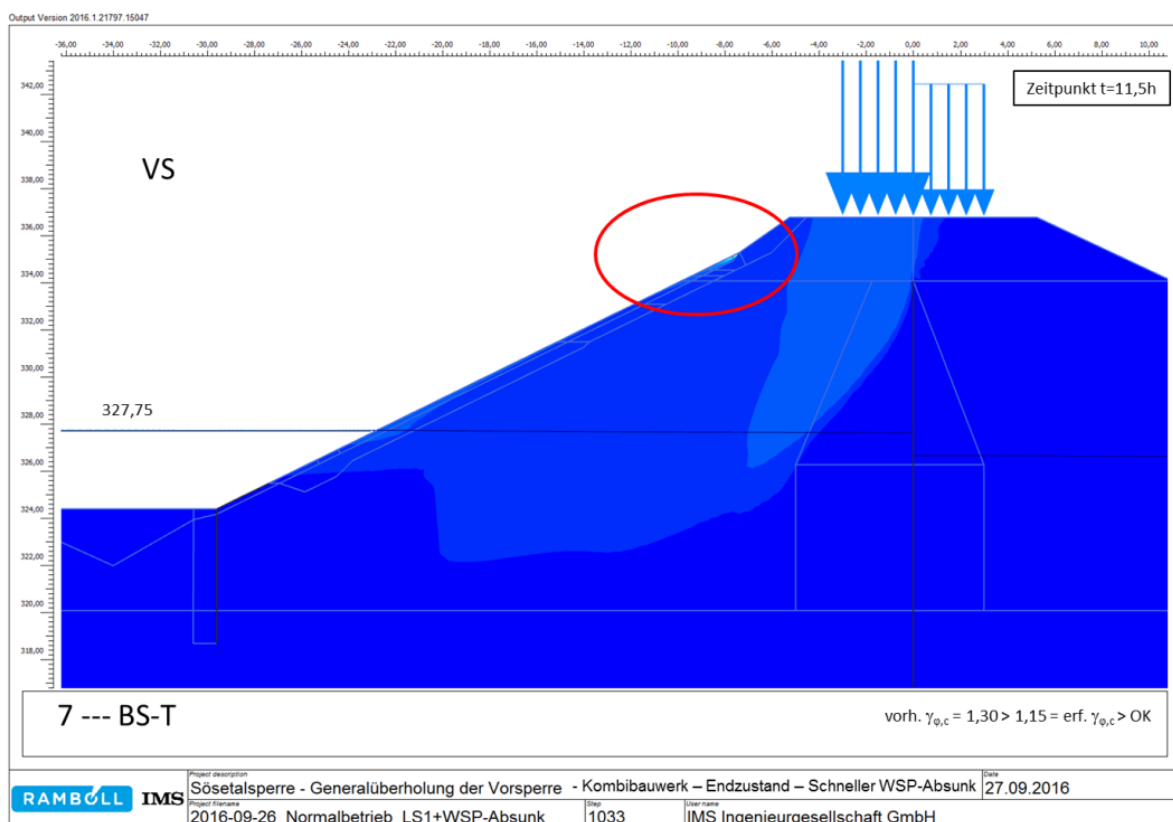


Abbildung 2-8: Damm im Endzustand: Maßgebender Gleitkörper im Lastfall „Schneller Wasserspiegelabsunk in der Vorsperre“, BS-T

Bewertung der Ergebnisse:

Die Standsicherheit des Damms ist in allen untersuchten Bemessungssituationen gegeben.

Bei den Berechnungen im Ist-Zustand bildet sich ein globaler Gleitkörper auf der Vorsperrenseite aus, vgl. Abbildung 2-5. In der Bemessungssituation BS-P ergibt sich $\text{vorh. } \gamma_{\phi,c} = 1,52 > \text{erf. } \gamma_{\phi,c} = 1,25$. Der Nachweis der Gesamtstandsicherheit des Damms ist damit erbracht.

Im Vergleich zum Ist-Zustand ergibt sich für den geplanten Endzustand ein niedrigeres Sicherheitsniveau (vorh. $\gamma_{\phi,c} = 1,30 > \text{erf. } \gamma_{\phi,c} = 1,25$ für BS-P). Der maßgebende Gleitkörper im Endzustand entspricht einem lokalen Abscheren des Deckwerks auf Höhe des Vorsperren-Wasserstands, vgl. Abbildung 2-7. Da die für das Deckwerk angesetzten Bodenparameter ungünstiger als die des Dammmaterials sind, stellt sich der maßgebende Gleitkörper im Deckwerk statt im Dammkörper ein. Das Sicherheitsniveau ist jedoch ausreichend, so dass kein Versagen eintreten wird. Die Gesamtstandsicherheit des Damms ist mit der Nachrechnung des Istzustands nachgewiesen worden.

2.3 Suffosion (innere Erosion)

Der Staudamm wurde vor ca. 80 Jahren aus weit gestuftem Material gebaut. Materialien dieser Art neigen – bei entsprechender hydraulischer Belastung – zu Suffosion.

Die maximale Strömungsbelastung auf das Dammmaterial infolge Sickerwasserströmung tritt in den Situationen auf, in denen der Wasserstand in der Hauptsperre niedrig ist. Das Sickerwasser tritt in diesen Fällen im Bereich des Dammfußes aus.

Im Bestand sind keine Schäden infolge Suffosion festgestellt worden. Durch den Einbau der Dichtwand wird die Situation am Böschungsfuß grundsätzlich verbessert, da der Sickerweg verlängert wird. Die Strömungsgeschwindigkeit des Sickerwassers am Böschungsfuß wird reduziert.

Es wird empfohlen, zunächst keine Maßnahmen zur Sicherung des luftseitigen Dammfußes gegen innere Erosion zu ergreifen. Vielmehr sollte hier die Beobachtungsmethode angewandt werden. Diese umfasst eine regelmäßige Begutachtung des Böschungsfußes und Untersuchung auf Quellbildung und Schäden mit ggf. Probenahmen von Dammmaterial aus dem Bereich des Dammfußes und Untersuchung der Proben daraufhin, ob sich die Körnungslinien des Dammmaterials signifikant verändert haben. Sollte dies wider Erwarten der Fall sein, wird empfohlen, den Dammfuß mit einem Auflastfilter gegen weiteres Austragen von Feinkornanteilen aus dem Dammkörper zu sichern.

Im Festgestein der Dammbasis muss laut Aussage des Baugrundsachverständigen nicht mit weiterer Suffosion gerechnet werden, vgl. Abschnitt 2.1.2.

2.4 Äußere Erosion

2.4.1 Sicherung der Dammböschung zur Vorsperre

Nach Rückbau der Betonplattendichtung muss die vorsperrenseitige Außenhaut des Staudamms vor Erosion geschützt werden. Nachfolgend wird der Deckwerksaufbau hergeleitet.

Steingewicht

Als Bemessungsgrundlage des Deckwerks werden Wellenhöhen aus der Freibordbemessung der Vorsperre aus 2015 [9] herangezogen. Die signifikante Wellenhöhe im Hochwasserbemessungsfall 1 beträgt $h_{we} = 0,26$ m.

Die Wellenhöhe im Hochwasserbemessungsfall 1 ist größer als die Wellenhöhe des Hochwasserbemessungsfalls 2 und wird damit zur Bemessung der erforderlichen Steingröße zur Sicherung der Böschung maßgebend.

Nach HUDSON berechnet sich das erforderliche Gewicht W_{erf} eines Einzelblocks der Deckschicht zu, vgl. [10]:

$$W_{\text{erf}} = \frac{\rho_s \cdot g \cdot H_{\text{bem}}^3}{K_D \cdot \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3 \cdot n}$$

Darin bedeuten:

W_{erf} = erforderliches Gewicht eines Einzelblockes/Steins in der Deckschicht in [kN]

ρ_s = Dichte des Steins in [t/m³]; Hier Annahme: $\rho_s = 2,65 \text{ t/m}^3$

ρ_w = Dichte des Wassers in [t/m³]; Hier: $\rho_w = 1,00 \text{ t/m}^3$

g = Erdbeschleunigung in [m/s²]; $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

H_{bem} = Bemessungswellenhöhe in [m]; Hier: $H_{\text{bem}} = 0,26 \text{ m}$

K_D = dimensionsloser, experimentell ermittelter Koeffizient [-]; Hier: $K_D = 4$

Der Koeffizient K_D wurde experimentell für verschiedene Deckschichtblöcke entwickelt, vgl. Tabelle 2-15. Für nicht brechende Wellen bei einer Deckschicht aus scharfkantigen Bruchsteinen kann demnach $K_D = 4,0$ angenommen werden.

$$W_{\text{erf}} = \frac{2,65 \cdot 9,81 \cdot 0,26^3}{4 \cdot \left(\frac{2,65}{1,0} - 1\right)^3 \cdot 2} = 1,3 \cdot 10^{-3} \text{ t} = 1,3 \text{ kg}$$

Tabelle 2-15: Experimentell ermittelter Koeffizient K_0 in Abhängigkeit verschiedener Deckschichtblöcke, [10]

Deckschicht-block	$\cot \alpha$	Anzahl der Lagen n	P [%]	k_A	Wellenbrecherflanken k_f		Wellenbrecherkopf k_p	
					brechende Wellen	nicht brechende Wellen	brechende Wellen	nicht brechende Wellen
Naturstein, glatt	1,5	2	38	1,02	1,2	2,4	1,1	1,9
Bruchsteine, scharfkantig	1,5	2	37	1,15	2,0	4,0	1,9	3,2
Antifer-Block	2,0	2	46	1,02	8	—	—	—
Tetrapoden	1,5	2	50	1,04	7,0	8,0	5,0	6,0
Dolosse	2,0	2	56	0,94	15,8*	31,8*	8,0	16,0
Accropoden®	1,33	1	52	1,3	12**	15**	7,7**	—
Coreloc®	1,33	1	60	1,6	16**	—	13**	—

Steinklasse

Aus dem Steingewicht lässt sich nach BAW-Brief 2/2005 der Durchmesser D50 über folgende Beziehungen berechnen:

$$G = W_{erf} = D_{n50}^3 \cdot \rho_s \Rightarrow D_{n50} = \sqrt[3]{\frac{W_{erf}}{\rho_s}} = \sqrt[3]{\frac{1,3}{2650}} = 0,079 \text{ m} = 7,9 \text{ cm}$$

$$D_{n50} = 0,866 \cdot D_{50} \Rightarrow D_{50} = \frac{D_{n50}}{0,866} = 0,091 \text{ m} = 9,1 \text{ cm}$$

Gewählte Wasserbausteinklasse: CP 63/180, vgl. Tabelle 2-16.

Tabelle 2-16: Standardklassen für Wasserbauschüttsteine gem. DIN EN 13383, [11]

Class name	described in EN13383		D ₅₀ (cm)	D ₈₅ /D ₁₅	D _{n50} (cm)	Layer thickness 1.5 D _{n50} (cm)	Minimal dumping quantity with layer of 1.5 D _{n50} (kg/m²)
	range	range of M ₅₀ for category "A" (kg)					
CP45/125	45/125 mm	0.4-1.2	6.3-9.0	2.8	6.4	20	300
CP63/180	63/180 mm	1.2-3.1	9.0-12.5	2.8	9	20	300
CP90/250	90/250 mm	3.1-9.3	12.5-18	2.8	12.8	20	300
CP45/180	45/200 mm	0.4-1.2	6.3-9.0	4.0	6.4	20	300
CP90/180	90/180 mm	2.1-2.8	11-12	2.0	9.7	20	300
LMA 5-40	5-40 kg	10-20	18-23	1.7	17	25	500
LMA 10-60	10-60 kg	20-35	23-28	1.5	21	32	550
LMA 40-200	40-200 kg	80-120	37-42	1.5	34	52	850
LMA 60-300	60-300 kg	120-190	42-49	1.5	38	57	950
LMA 15-300	15-300 kg	45-135	30-44	2.7	31	46	700
HMA 300-1000	300-1000 kg	450-690	65-75	1.4	59	88	1325
HMA 1000-3000	1-3 ton	1700-2100	103-110	1.4	90	135	2050
HMA 3000-6000	3-6 ton	4200-4800	138-144	1.2	118	177	2700
HMA 6000-10000	6-10 ton	7500-8500	167-174	1.2	144	216	3250

Schichtstärke

Bei einem zweilagigen Aufbau mit Filter- und Deckschicht aus Schüttsteinen sollte aus bautechnischer Sicht jede Schicht beim Einbau unter Wasser eine Mindeststärke von ca. 30 cm besitzen.

Theoretisch könnte ein Einstufenfilter aus einem kiesigen Sand eingebaut werden. Nach MAK [13] soll dieser beim Einbau unter Wasser eine Mindeststärke von 20 cm bei einem $D_{50} \leq 30 \text{ mm}$ aufweisen (hier: $D_{50} < 2 \text{ mm}$).

Wegen der mit Unsicherheiten behafteten Bestimmung der tatsächlich unter den Betonplatten anstehenden Körnung, wird unter der Deckschicht aus CP 63/180 der Einbau eines Zweistufenfilters empfohlen. Beim Einbau unter Wasser soll nach MAK [13] jede Filterstufe in einer Mindeststärke von 20 cm (gesamt 40 cm) eingebaut werden. Beim Einbau über Wasser kann die Mindestdicke je Stufe auf 15 cm (gesamt 30 cm) reduziert werden.

Da eine bauzeitliche Absenkung des Vorsperrenwasserstands auf ca. NHN +331,20 m möglich ist, kann davon ausgegangen werden, dass der Einbau des Filters oberhalb von NHN +331,50 m im Trockenen erfolgen kann.

Die Mindestdicke der Deckschicht aus Wasserbausteinen der Größenklasse CP 63/180 ergibt sich nach Knieß [12] aufgrund der wirkenden Belastung aus Wellen zu:

$$\min d = 1,5 D_{100} = 1,5 \cdot 18 \text{ cm} = 27 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

Gewählter Aufbau Deckwerk:

Filterschicht: 40 cm Zweistufenfilter (unterhalb von NHN +331,50 m)
30 cm Zweistufenfilter (oberhalb von NHN +331,50 m)

Deckschicht: 30 cm Wasserbausteine CP 63/180

Oberkante Deckwerk

Die Oberkante Deckwerk ergibt sich aus dem Stauziel zuzüglich der Wellenaufbauhöhe der brandenden Welle. Die Wellenaufbauhöhen für die Bemessungshochwasserfälle 1 und 2 wurden der Freibordbemessung der Vorsperre in [9] entnommen, die im Zuge der vertieften Sicherheitsüberprüfung von der Talsperrenaufsicht genehmigt wurde.

Bemessungshochwasserfall 1:

$$\begin{aligned} & Z_{H1} + h_{\text{au}2\%, H1} \\ &= \text{NHN} + 334,31 \text{ m} + 1,11 \text{ m} \\ &= \underline{\text{NHN} + 335,42 \text{ m}} \end{aligned}$$

Bemessungshochwasserfall 2:

$$\begin{aligned} & Z_{H2} + h_{\text{au}2\%, H2} \\ &= \text{NHN} + 334,55 \text{ m} + 0,81 \text{ m} \\ &= \underline{\text{NHN} + 335,36 \text{ m}} \end{aligned}$$

Die maximale Summe aus Stauwasserstand und Wellenaufbau tritt im Bemessungshochwasserfall 1 auf.

Die Wellenaufbauhöhen wurden in [9] für eine Böschungsneigung von 1:2 und eine Oberflächenabdeckung aus vergossenen Betonplatten ermittelt. Dieser Ansatz liegt für das geplante Schüttsteindeckwerk auf der sicheren Seite. Die Oberkante Deckwerk wird konstruktiv zu NHN +335,40 m gewählt.

2.4.2 Sicherung der Dammböschung zur Hauptsperre

In den Bereichen, in denen das vorhandene Deckwerk im Zuge der Bauarbeiten mindestens temporär aufgenommen werden muss, ist das Deckwerk nach Abschluss der Arbeiten wiederherzustellen. Zu diesen Bereichen gehören:

- Böschungen im Bereich der bauzeitlichen Arbeitsebenen
- Dammabschnitte, die von Rückbau der alten Bauwerke betroffen sind
- Dammabschnitte im Nahbereich des neuen Kombibauwerks

Die Sicherungsmaßnahmen im Bereich des Auslaufes des Kombibauwerks werden in der zugehörigen Entwurfsmappe behandelt.

An allen anderen Bereichen der Außenhaut des Damms werden auf der Hauptsperrenseite keine Änderungen vorgenommen. Ein Nachweis gegen äußere Erosion entfällt dort.

2.5 Rissicherheit der Dichtung

Risse können in der Dichtung und den Dichtungsanschlüssen eines Staudamms nach DIN 19700-11 z.B. infolge *„ungleichmäßiger Setzungen benachbarter Staudammzonen oder des Staudammuntergrundes, über Talhängen, an Einbauten und im Anschluss an Bauwerke sowie durch Gewölbebildungen oder Schwinden des Dichtungsmaterials entstehen.“*

Da es sich um eine Generalüberholung des Staudamms und nicht um einen Neubau handelt, sind kritische Setzungen im Staudamm aufgrund der bereits langen Standzeit des Bauwerks nicht mehr zu erwarten. Selbst im Anschluss der den Damm tangierenden oder in den Damm eingebauten Bauwerke Grundablass und Hochwasserentlastungsanlage ist aufgrund der Gründung dieser Bauwerke im Festgestein nicht mit großen Setzungsunterschieden zu rechnen.

Die geplante Dichtwand wird im eingestauten Zustand der Vorsperre, d. h. unter nahezu vollem Wasserdruck im stützenden Dammkörper hergestellt. Risse bei Erstbelastung durch Einstau werden so vermieden.

Der Gefahr nicht verträglicher Schwinderscheinungen soll durch die Auswahl eines schwindarmen Materials der Dichtung begegnet werden. Die Wahl des geeigneten Materials der Dichtwand bleibt der Ausführungsplanung vorbehalten.

3. Seitliche Einbindung der Dichtwand

3.1 Nördliches Widerlager

Im nördlichen Anschluss an den Staudamm steigt der Festgesteinshorizont an den Talflanken an. Die Dichtwand wird seitlich soweit geführt, bis sie auf gesamter Höhe vollständig in den Felshorizont einbindet. Schäden infolge seitlicher Umströmung der Dichtwand sind dort nicht zu erwarten.

3.2 Südliches Widerlager

3.2.1 Nachweise der erforderlichen Einbindung

Am südlichen Ende des Staudamms steigt der Felshorizont im näheren Umfeld des Damms nicht auf die erforderliche Höhenkote der Dichtung an. Nach Angaben des Baugrundsachverständigen ist dort eine ca. 3 m mächtige Schicht aus Lockergestein vorhanden, die das Festgestein überlagert. Nachfolgend wird daher nachgewiesen, dass die aus der Sickerwasserströmung resultierende Belastung auf das Korngerüst des Lockergesteins aufgenommen werden kann.

Für die Einbindung der Dichtwand im Bereich des südlichen Widerlagers wird eine seitliche Umströmung der Dichtwand untersucht.

Änderungen an der Böschungsgeometrie werden nicht vorgenommen. Nachweise der Standsicherheit der Hangböschung werden daher nicht geführt. Ein Versagen der Hangböschung ist aufgrund ihrer flachen Neigung nicht zu erwarten.

3.2.2 Baugrund

Der Aufbau des Baugrunds auf der Hauptsperren-Seite des südlichen Hangs wurde vom Baugrundgutachter beschrieben, vgl. [2] und [5]:

Im Hang steht im Wesentlichen Festgestein an, auf dem eine ca. 3,0 bis 3,5 Meter mächtige Schicht aus Lockergestein lagert, vgl. Abbildung 3-1.

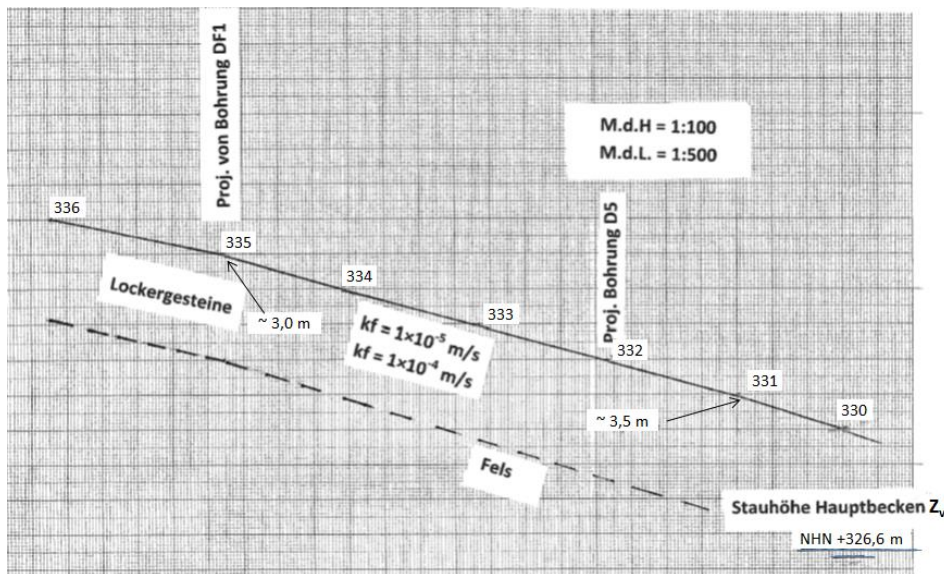


Abbildung 3-1: Baugrundaufbau im Bereich des südlichen Hanges der Hauptsperre in der Nähe des Staudamms gem. [5]

Für das Lockergestein werden Durchlässigkeitsbeiwerte von $1 \cdot 10^{-4}$ m/s bis $1 \cdot 10^{-5}$ m/s genannt. Die Strömungsberechnungen werden nachfolgend mit einem Durchlässigkeitsbeiwert von $1 \cdot 10^{-4}$ m/s durchgeführt. Dieser Ansatz liegt auf der sicheren Seite und bildet die maximale Sickerströmung ab.

Für das Festgestein wird in Abstimmung mit dem Baugrundgutachter ein Durchlässigkeitsbeiwert von $1 \cdot 10^{-5}$ m/s in den Berechnungen berücksichtigt. Dieser Wert entspricht der Durchlässigkeit, die auch für die Unterströmung der Dichtwand angesetzt worden ist, vgl. Abschnitt 2.1.2. Eine größere Dichtigkeit ist im Festgestein gemäß Bericht zur Ingenieurgeologischen Untersuchung [1] erst in größeren Tiefen zu erwarten.

3.2.3 Stauziele / Grundwasserstand im südlichen Hang

Die Sickerströmung im südlichen Hang ist abhängig von den Stauzielen in der Vor- und in der Hauptsperre. Die für die Berechnung der Sickerströmung im südlichen Hang wesentlichen Stauziele in Vor- und Hauptsperre nach Abschluss der Generalüberholung sind in Tabelle 3-1 zusammengefasst.

Tabelle 3-1: Wesentliche Stauziele der Vor- und Hauptsperre

	Vorsperre	Hauptsperre
Stauziel als selten vorliegender Wert aus Pegelbeobachtungen [7]	nicht relevant	315,00
Vollstau Z_v [mNHN]	333,10	326,60
Stauziel im Hochwasserbemessungsfall 2 ZH2 [mNHN]	334,55	327,24

In den Strömungsberechnungen werden die Stauziele in der Vorsperre zwischen NHN +333,10 m und NHN +334,55 m variiert. In der Hauptsperre sind die niedrigen Staupegel zwischen NHN +315,00 m und NHN +326,60 m für die Betrachtung der maßgebenden geohydraulischen Belastungen anzusetzen.

Nach Angaben des Baugrundgutachters [2] ist ein zusammenhängender freier GW-Spiegel innerhalb der Lockergesteinsdecke im südlichen Hang nicht ausgebildet. In niederschlagsreichen Jahreszeiten muss jedoch mit der Ausbildung von Stau und Schichtenwasser gerechnet werden.

3.2.4 Geometrie

Die Geometrie der Böschung wurde vom Baugrundgutachter aus den Höhenlinien des Hanges abgeleitet und Ramboll IMS übergeben, vgl. [5]. Die absoluten Geländehöhen und die Schichtstärke des Lockergesteins sind in Abbildung 3-1 enthalten und werden hier nicht wiederholt.

Bei der seitlichen Umströmung der Dichtwand handelt es sich um ein dreidimensionales System, das zur Berechnung in ein zweidimensionales System überführt wird.

Für die Berechnungen wird angenommen, dass das Gelände im Oberwasser der Vorsperre bis zum jeweils angesetzten Stauziel der Vorsperre vollständig gesättigt ist. Dieser Ansatz liegt insbesondere für den Bemessungshochwasserfall 2 auf der sicheren Seite. Schematisch ist der Ansatz der Stauhöhen in der nachfolgenden Abbildung 3-2 in Draufsicht und Schnitt dargestellt. Die Sickerlinie zwischen den beiden Grundwasserständen wird durch eine Strömungsberechnung ermittelt. Das Modell ist mit dem Baugrundgutachter abgestimmt worden. Die im Modell getroffenen geometrischen Annahmen entsprechen einer seitlichen Einbindung der Dichtwand im Bereich der südlichen Talflanke bis zur Lage der Aufschlussbohrung DF1 (Station 0+000 der Bauachse der Dichtwand).

Eine gleichzeitige Unterströmung der Dichtwand bleibt unberücksichtigt.

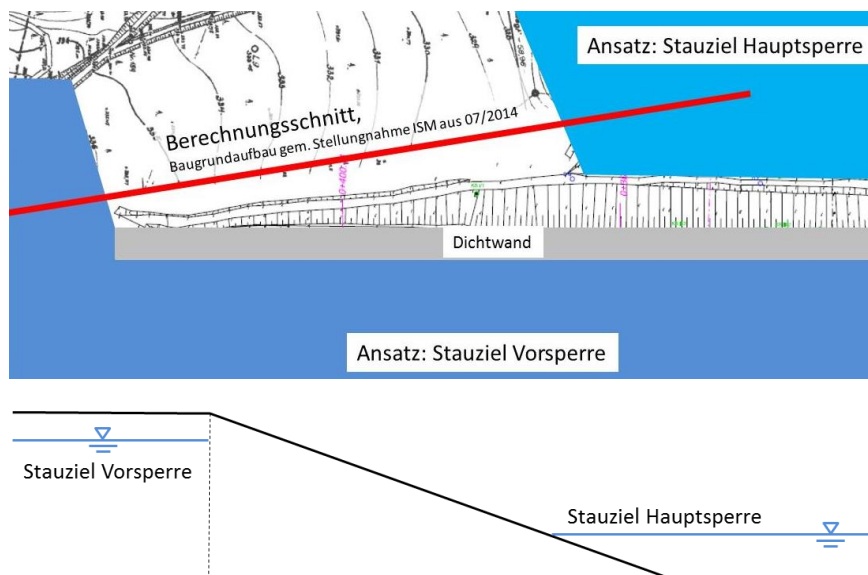


Abbildung 3-2: Modellansatz in Draufsicht und Querschnitt mit schematischer Darstellung der Stauziele zur Bestimmung der Sickerströmung im südlichen Hang

3.2.5 Sensitivitätsprüfung

Die Sensitivität der Einbindelänge der Dichtwand in den südlichen Hang hinein wird durch eine Vergleichsrechnung überprüft. In dieser Vergleichsrechnung wird die Dichtwand in südliche Richtung um 50 m verlängert und die daraus resultierende Auswirkung auf die sich einstellenden Strömungen bzw. die hydraulischen Gradienten bewertet.

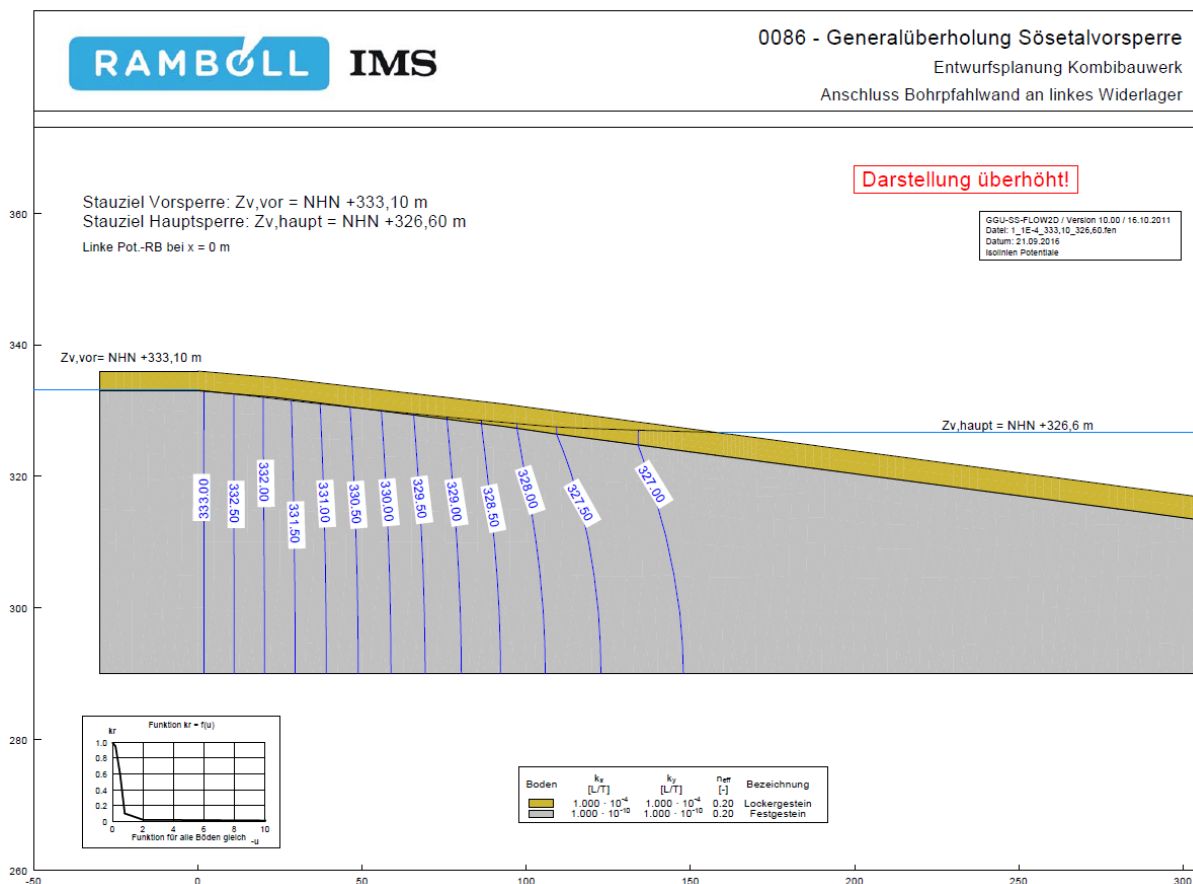
3.2.6 Verwendete Programme

Die Sickerlinie im Bereich des südlichen Widerlagers wird mit dem Programm SS-FLOW 2D von GGU (Version 10.00) berechnet. Das dreidimensionale Problem wird im Modell durch ein ebenes ersetzt.

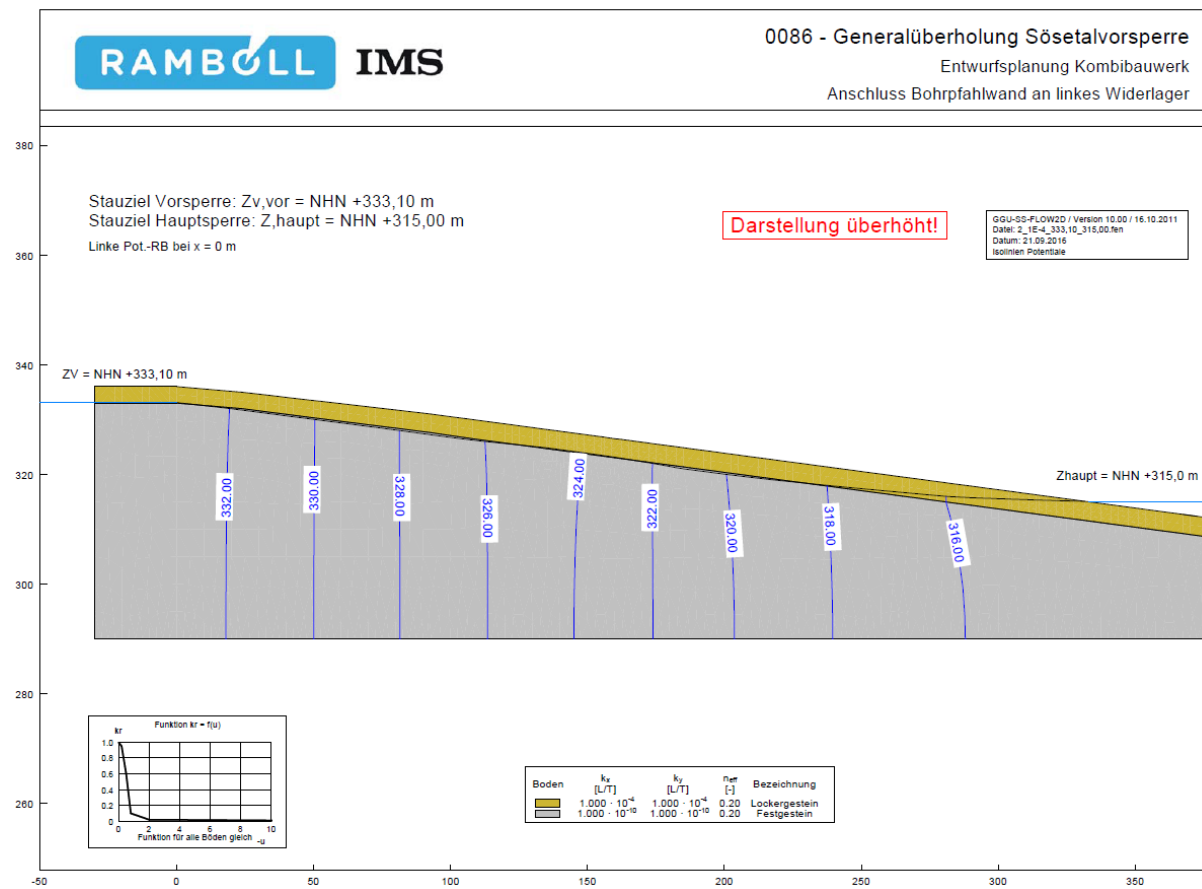
3.3 Berechnungsergebnisse

Nachfolgend sind die berechneten Sickerlinien dargestellt.

3.3.1 Vorsperre: Z_v / Hautsperr: Z_v

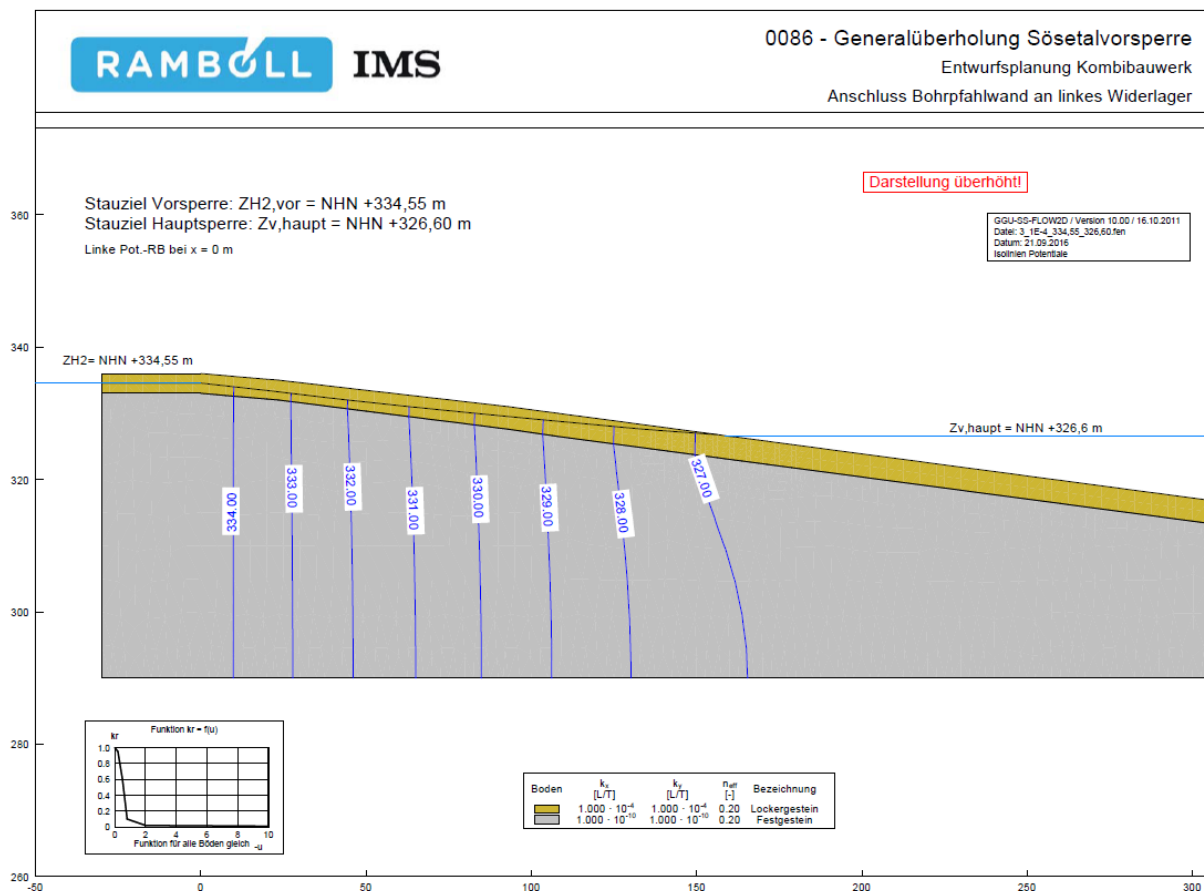


3.3.2 Vorsperre: Z_v / Hautsperr: NHN +315 m

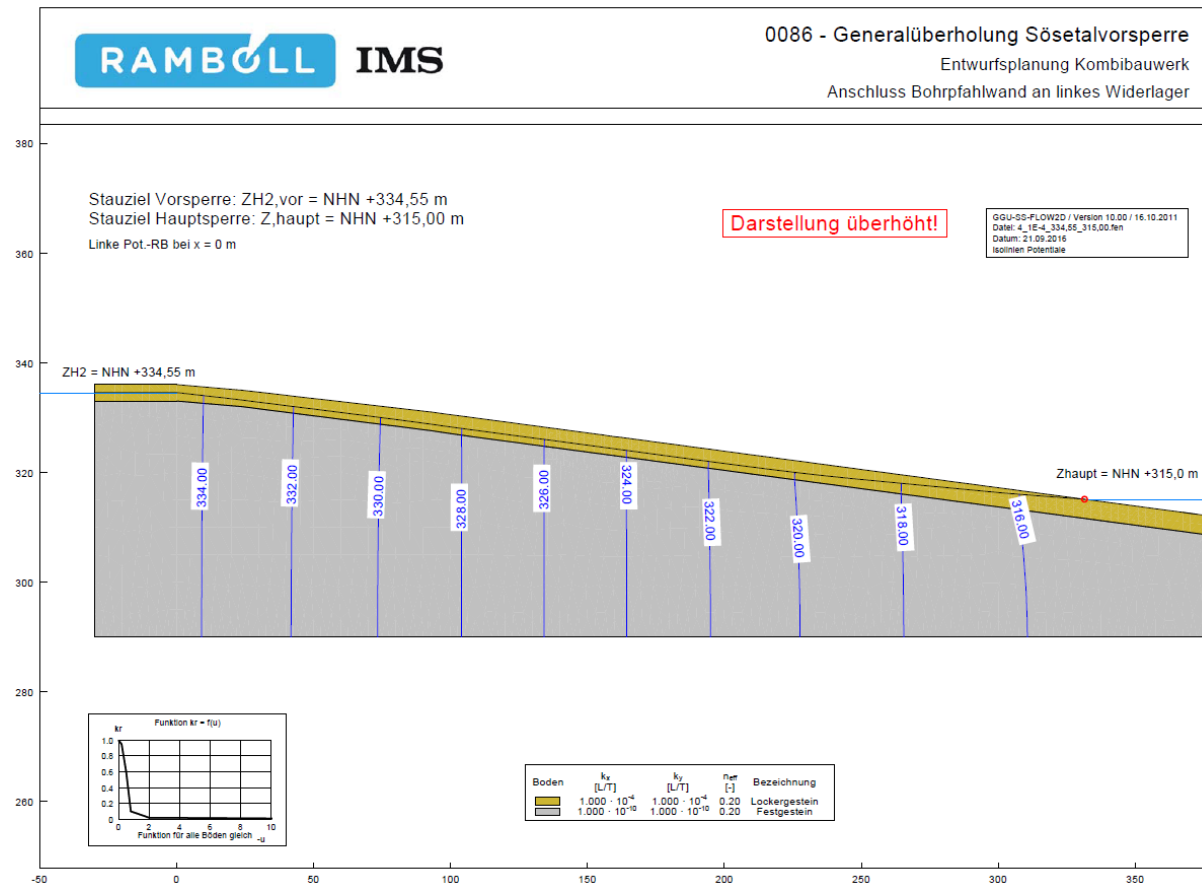


\\ramb\files10\data\10-projekte\0086_sösetalvorsperre_generalüberholung\07_zwi-erg\kombibauwerk\83_plangenehmigung\0086-41_standsicherheit dammbauwerk.docx

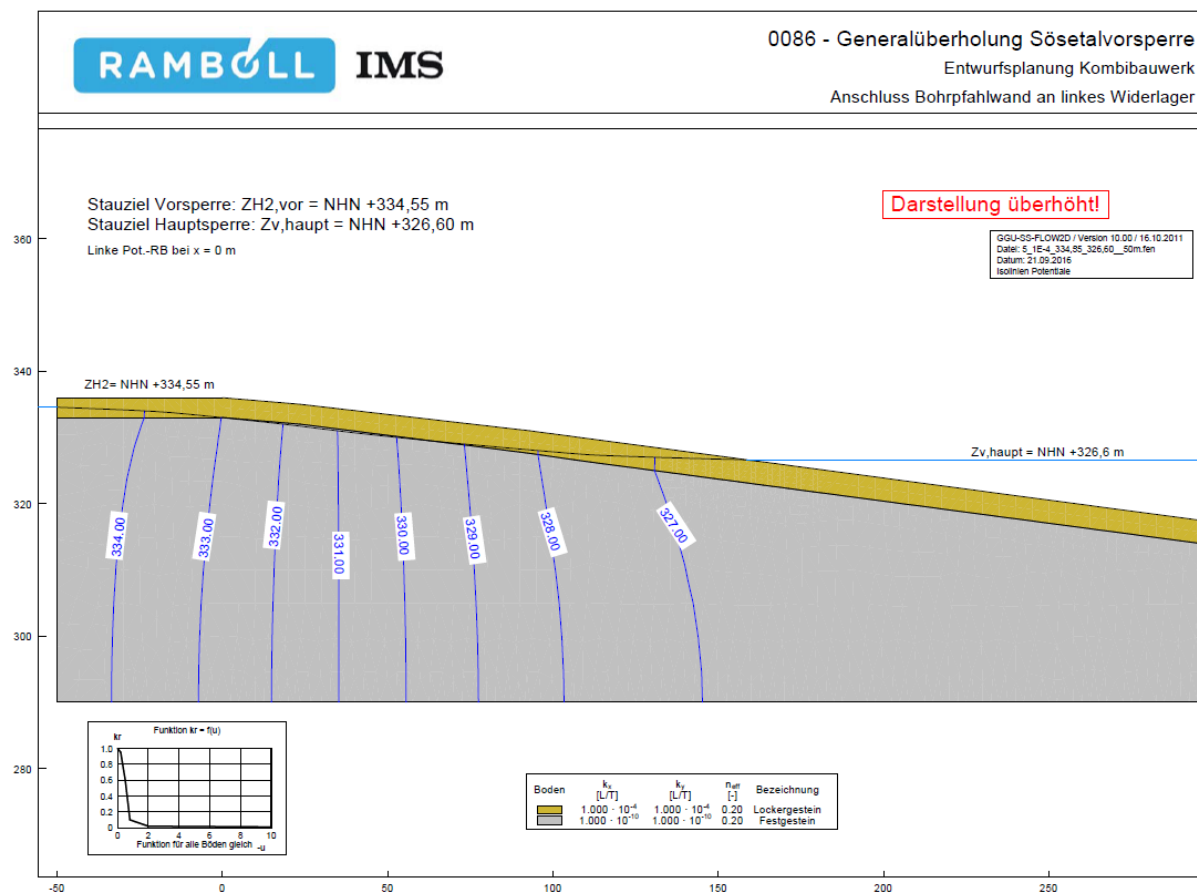
3.3.3 Vorsperre: Z_{H2} / Hautsperr: Z_v



3.3.4 Vorsperre: Z_{H2} / Hautsperr: Z_v



3.3.5 Vorsperre: Z_{H2} / Hautsperre: Z_V ; Verlängerung der Einbindelänge der Dichtwand um 50 m ver- glichen mit Abschnitt 3.3.3



3.4 Zusammenfassung

Die Berechnungen zeigen, dass das Sickerwasser in allen untersuchten Szenarien auf Höhe des Stauziels in der Hauptsperre aus der Hangböschung austritt.

Die berechneten hydraulischen Gradienten in der Lockergesteinsdeckschicht der Böschung liegen für alle untersuchten Schnitte unter $i = 0,1$. Bei einer Vergrößerung der seitlichen Einbindung der Dichtwand um 50 m (exemplarisch siehe Abschnitt 3.3.5) verändern sich die Sickerlinie im Hang sowie der maximale hydraulische Gradient nicht wesentlich.

Die Anordnung einer größeren seitlichen Einbindelänge der Dammdichtung oder eines Filters im Austrittsbereich des Sickerwassers ist nur dann notwendig, wenn für den anstehenden Boden die Gefahr der inneren Erosion (Suffosion) bei den sich einstellenden Sickerströmungen besteht.

In dem Bericht zu den Ingenieurgeologischen Untersuchungen [1] gibt es keinen Hinweis, dass es in der südlichen Talflanke im Bereich des Dammwiderlagers durch die bisher mehr als 80 Jahre andauernde Stauhaltung zu einem Austrag von Feinanteilen gekommen ist. Vielmehr wird dort aufgeführt: „Für

Umläufigkeiten an den Dammwiderlagern ergaben sich im Zuge der durchgeführten Untersuchungen keine Hinweise.“

In Abstimmung mit dem Baugrundgutachter [4] ist bei der berechneten hydraulischen Belastung des Lockergesteins durch die Sickerwasserströmung nicht mit einer Gefährdung der inneren Erosionsstabilität zu rechnen.

Aus oben genannten Gründen wird das Ende der Dichtwandtrasse auf Höhe der Aufschlussbohrung DF1 festgelegt. Sicherungsmaßnahmen auf der Böschung sind nicht erforderlich.

Hamburg, 26. März 2018

Ramboll IMS Ingenieurgesellschaft mbH



Dr. Sören Latte

gez. Sophia Tietge