



Instandsetzung Hochwasserschutzdeich an der Wipper bei Freckleben

Standsicherheitsnachweis

Auftrag vom: 24.04.2015
Projektnummer: 1237
Auftraggeber: Landesbetrieb für Hochwasserschutz
und Wasserwirtschaft Sachsen-Anhalt
Flussbereich Sangerhausen
Oberröblinger Bahnhofstraße 1
06526 Sangerhausen
Auftragnehmer: C&E Consulting und Engineering GmbH
Fachbereich Geotechnik und Bergbau
Jagdschänkenstraße 52
09117 Chemnitz
Bearbeiter: Dipl.-Ing. J. Aurich
Dipl.-Ing. C. Bonim

Chemnitz, den 07.09.2015

Dipl.-Ing. Th. Fröhner
Fachbereichsleiter

Dipl.-Ing. J. Aurich
Projektingenieur



Inhaltsverzeichnis

1. Ausgangsunterlagen	3
2. Aufgabenstellung	5
3. Eingangsparameter	6
4. Berechnungsgrundlagen	7
4.1. Deiche und Verwallungen.....	7
4.2. Gabionenwand	9
5. Standsicherheitsnachweis	12
5.1. Deiche und Verwallungen.....	12
5.2. Gabionenwand	15
5.3. Hinweise zur Bauausführung.....	18
6. Zusammenfassung	20

Anlagenverzeichnis

Anlage 1	Nachweise Deiche BS-P
Anlage 2	Nachweise Deiche BS-A
Anlage 3	Standortsicherheitsberechnung Gabionenwand BS-P
Anlage 4	Standortsicherheitsberechnung Gabionenwand BS-T
Anlage 5	Standortsicherheitsberechnung Gabionenwand BS-A



1. Ausgangsunterlagen

- U 1** Ingenieurvertrag zum BV Instandsetzung Hochwasserschutzdeich an der Wipper bei Freckleben
LHW Sachsen-Anhalt, Sangerhausen, 24.04.2015

- U 2** Angebot zur Erarbeitung von Standortsicherheitsberechnungen zum BV Instandsetzung Hochwasserschutzdeich an der Wipper bei Freckleben
C&E Consulting und Engineering GmbH, Chemnitz, 06.03.2015

- U 3** Planungsunterlagen Vorplanung Hochwasserschutz Freckleben entlang der Wipper zwischen Fluss-km 27+000,00 und 28+500,00
C&E Consulting und Engineering GmbH, Chemnitz, Stand 06/2015

- U 4** Baugrundgutachten zum BV Instandsetzung Hochwasserschutzdeich an der Wipper bei Freckleben
C&E Consulting und Engineering GmbH, Chemnitz, 01.09.2015

- U 5** DIN EN 1997-1:2009-09
Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln

- U 6** DIN EN 1997-1/NA:2010-12
Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln

- U 7** DIN 1054:2010-12
Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1

- U 8** DIN EN 1998-1/NA:2010-08
Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbau

- U 9** DIN 19712:2013-01
Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern

- U 10** Merkblatt DWA-M 507-1
Deiche an Fließgewässern - Teil 1: Planung, Bau und Betrieb
Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (Hrsg.), Hennef, 2011

- U 11** DIN EN 1990:2002-10
Eurocode: Grundlagen der Tragswerkplanung



- U 12** Ziegler, Martin: Geotechnische Nachweise nach EC 7 und DIN 1054 - Einführung mit Beispielen, 3. überarbeitete Auflage
Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2012
- U 13** Türke, Henner: Statik im Erdbau, 2., überarbeitete Auflage
Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1990
- U 14** Merkblatt über Stützkonstruktionen aus Betonelementen, Blockschichtungen und Gabionen
FGSV - Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Ausgabe 2003
- U 15** BAW Merkblatt
Anwendung von Regelbauweisen für Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen (MAR)
BAW Bundesanstalt für Wasserbau (Hrsg.), Ausgabe 2008



2. Aufgabenstellung

Der Landesbetrieb für Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft Sachsen-Anhalt plant die Umsetzung von Hochwasserschutzmaßnahmen an Gewässern 1. Ordnung. In der Ortslage Freckleben bei Aschersleben im Salzlandkreis betrifft dies die Wipper, für die auf einer Länge von ca. 1,5 km verschiedene Maßnahmen umzusetzen sind /U 2/.

Im Zuge der Entwurfs- und Genehmigungsplanung sind Standortsicherheitsberechnungen für die herzustellenden Deiche, Hochwasserschutzwände sowie die Böschungssicherung mittels Gabionenwand auszuführen. Die Nachweisführung erfolgt dabei auf Grundlage der Planungsunterlagen /U 3/ mit der aktuellen Wasserspiegelberechnung und anhand der im Baugrundgutachten /U 4/ festgelegten bodenmechanischen Kennwerte für den Untergrund.

3. Eingangsparameter

Für die Kennwerte des Deichmaterials werden die in der Entwurfs- und Genehmigungsplanung /U 3/ geforderten Parameter berücksichtigt. Aus dem Baugrundgutachten /U 4/ wurden die Eingangsparameter der anstehenden Bodenschichten entnommen.

Die bodenmechanischen Kennwerte werden wie folgt angesetzt:

Tab. 1: Bodenmechanische Kennwerte der vorhandenen und neu aufgetragenen Schichten

Schicht	Wichte γ [kN/m ³]	Reibungswinkel φ [°]	Kohäsion c [kN/m ²]	Durchlässigkeit k_f [m/s]
Schottertragschicht	19	37,5	0	1,0E-04
Deichkörper	20	22,5	5	1,0E-08
Auffüllungen	19	27,5	0	1,0E-06
Auelehm	19	27,5	2,5	5,0E-08
Flussskies	20	30	0	5,0E-03
Felszersatz	21	27,5	5	1,0E-09
Gabionenaufleger Beton (bewehrt)	25	55	10	-
Massepolster	20	40	0	5,0E-03
verpresster Untergrund	23	32,5	10	1,0E-10

Für die Gabionenwand werden entsprechend des Querprofils /U 3/ eine Füllung aus Natursteinbruch (z.B. Rhyolith) mit einer Wichte von 19,5 kN/m³ und ein Reibungsbeiwert zwischen den Gabionenkörben von $\mu = 0,75$ angesetzt.

Das Auflager aus Stahlfaserbeton wird mit einer Dicke von 0,3 m angenommen. Die aus der Gabionenwand auftretenden Lasten werden darüber in den mit Zementsuspension stabilisierten/verpressten Untergrund abgetragen.

4. Berechnungsgrundlagen

4.1. Deiche und Verwallungen

Aufgrund der lokalen Verhältnisse im Bereich des geplanten Bauvorhabens ist gemäß /U 10/ bezüglich der Schutzwürdigkeit die Objektkategorie „Landwirtschaftlich genutzte Flächen“ zu wählen. Das Schadenspotenzial ist demnach als gering einzustufen. Nach /U 9/ und /U 10/ sind die Deiche mit Deichhöhen von $1,5 \text{ m} > h > 0,0 \text{ m}$ und Böschungsneigungen von 1:3 der Klasse III zuzuordnen (entsprechend geotechnische Kategorie GK 1). Damit ist eine weitergehende geotechnische Untersuchung auf Versagen durch Gelände- oder Böschungsbruch entbehrlich.

Da es zur Schädigung der Deiche und Verwallungen infolge eines Hochwasserereignisses kommen kann, wird die Durchsickerung als konventioneller Ansatz bei den weiteren Nachweisführungen berücksichtigt. Als Bemessungshochwasserstand im Endzustand werden sowohl das $H_{Q_{100}}$ bzw. der Einstau bis zum Freibord als auch der Kroneneinstau angesetzt.

Die Ermittlung der Sickerlinie erfolgt mit dem FEM-Programm Plaxis für die Ermittlung einer Grundwassersickerlinie ohne Fußdrainage am Böschungsfuß und undurchlässigem Untergrund nach der Vorgehensweise in /U 13/. Das Prinzip ist nachfolgend dargestellt.

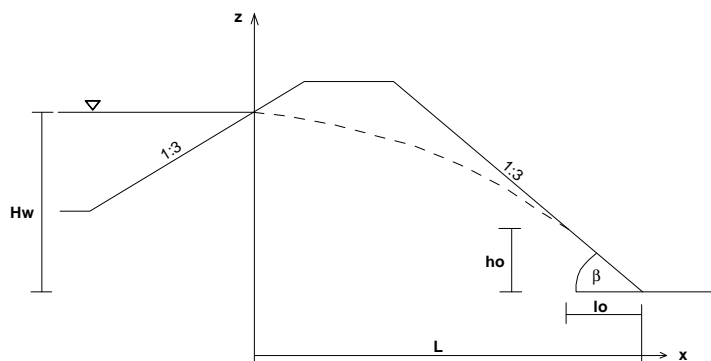


Abb. 1: Prinzip Sickerlinienberechnung

Die Sickerlinie berechnet sich nach folgender Formel:

$$z^2 = H_w^2 - (2 \cdot h_o \cdot \tan\beta) \cdot x$$

Die Austrittshöhe h_o der Sickerlinie an der luftseitigen Böschung wird wie folgt ermittelt:

$$h_o^2 - (2 \cdot L \cdot \tan\beta) \cdot h_o + H_w^2 = 0$$

Der Standort der Baumaßnahme befindet sich nach /U 8/ in der Erdbebenzone 0. Eine Bodenbeschleunigung ist in den Berechnungen demnach nicht anzusetzen.

Die erforderlichen Standsicherheitsberechnungen werden entsprechend den Unterlagen zum Eurocode 7 /U 5/, /U 6/ und /U 7/ nach dem Teilsicherheitskonzept geführt. Die für Hochwasserschutzanlagen durchzuführenden Nachweise lassen sich nach /U 9/ untergliedern in:

- Nachweise der Unterschreitung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit,
- Nachweise der Unterschreitung des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit und
- Nachweise der Erosionssicherheit.

Die charakteristischen Werte der Einwirkungen auf die HW-Schutzanlage lassen sich wie folgt einordnen:

Ständige Einwirkungen

- Eigenlasten,
- Erddruck

Veränderliche Einwirkungen

- Beanspruchungen aus dem Bemessungshochwasser (BHW)

Außergewöhnliche Einwirkungen

- bordvoller Wasserstand (Kroneneinstau)

Die Einwirkungen sind nach /U 11/ zu Einwirkungskombinationen zusammenzufassen und für den Tragfähigkeitsnachweis den folgenden Bemessungssituationen zuzuordnen.

Ständige Bemessungssituation (BS-P)

- Eigenlasten gemeinsam mit Wasserdruck- und Strömungskräften bei BHW (HQ₁₀₀ bzw. Einstau bis Freibord)

Außergewöhnliche Bemessungssituation (BS-A)

- Eigenlasten gemeinsam mit Wasserdruck- und Strömungskräften bei bordvollem Einstau

Zur Ermittlung der Bemessungswerte in Abhängigkeit der Bemessungssituation sind die Teilsicherheitsbeiwerte nach /U 7/ anzusetzen.

Für die Deiche sind zum Nachweis des Unterschreitens des Grenzzustandes der Tragfähigkeit die folgenden geotechnischen Nachweise zu führen:

- Nachweise der lokalen Standsicherheit:
Spreizsicherheit am Deichfuß, Gleitsicherheit Deichsohle
- Nachweise der Lagesicherheit:
Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch, Aufschwimmen

Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit der Deiche sind zu ermitteln:

- Setzungen in der Deichkrone
- Oberflächenerosion

Die Nachweise der Sicherheit gegen Materialtransport in den Deichen beinhalten:

- Erosionsgrundbruch am landseitigen Böschungsfuß
- Beständigkeit gegen Suffosion und Kontakterosion

Für die Ermittlung der Bemessungswerte der Einwirkungen und Widerstände werden die Teilsicherheitsbeiwerte nach /U 9/ angesetzt mit:

Tab. 2: Teilsicherheitsbeiwerte zur Bestimmung der Sicherheit gegen Materialtransport nach /U 10/

Hydraulisches Kriterium	Teilsicherheitsbeiwerte			
	Einwirkungen			Widerstände
	$\gamma_{H,vorh}$			
BS-P	BS-T	BS-A	$\gamma_{H,krit}$	
Kontakterosion	1,35	1,2	1,1	1,1
Suffosion	1,35	1,2	1,1	1,5
Erosionsgrundbruch	1,35	1,2	1,1	1,1

4.2. Gabionenwand

Die zur Böschungssicherung in Bauabschnitt 4 geplante Gabionenwand wird auf einer Länge von ca. 40 m entlang des Steilufers hergestellt und hat nach /U 3/ eine Höhe von max. 2,5 m. Im Modell werden 5 Gabionenreihen unterschiedlichen Querschnitts berücksichtigt. Für die Gründungssohle wird eine Neigung von 2 % ($\sim 1,1^\circ$) angesetzt. Die einzelnen Reihen sind versetzt angeordnet, woraus sich eine generelle Neigung der Wand von ca. 45 - 50° an der Luftseite ergibt. Die Rückseite der Stützwand schließt an die vorhandene Böschung an und weist eine Neigung von etwa 12° zur Senkrechten auf.

Die erforderlichen Standsicherheitsberechnungen werden entsprechend den Unterlagen zum Eurocode 7 /U 5/, /U 6/ und /U 7/ nach dem Teilsicherheitskonzept geführt. Die für den Geländesprung durchzuführenden Nachweise lassen sich nach /U 7/ untergliedern in:

- Nachweise der Unterschreitung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit und
- Nachweise der Unterschreitung des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit.

Die charakteristischen Werte der Einwirkungen auf die Stützwand lassen sich wie folgt einordnen:

Ständige Einwirkungen

- Eigenlasten,
- Erddruck
- ständige Lasten auf der Böschung mit $p_s = 10 \text{ kN/m}^2$

Veränderliche Einwirkungen

- Beanspruchungen aus dem Bemessungshochwasser (BHW) HQ_{100}

Außergewöhnliche Einwirkungen

- Einstau bis Freibordhöhe

Die Einwirkungen sind nach /U 11/ zu Einwirkungskombinationen zusammenzufassen und für den Tragfähigkeitsnachweis den folgenden Bemessungssituationen zuzuordnen.

Ständige Bemessungssituation (BS-P)

- Eigenlasten

Vorübergehende Bemessungssituation (BS-T)

- Eigenlasten gemeinsam mit Wasserdruck- und Strömungskräften bei BHW

Außergewöhnliche Bemessungssituation (BS-A)

- Eigenlasten gemeinsam mit Wasserdruck- und Strömungskräften bei Einstau bis Freibordhöhe

Zur Ermittlung der Bemessungswerte in Abhängigkeit der Bemessungssituation sind die Teilsicherheitsbeiwerte nach /U 7/ anzusetzen.

Einwirkungen und Beanspruchungen:

	BS-P	BS-T	BS-A
Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit (EQU)			
Ungünstige ständige Einwirkungen $\gamma_{G,dst}$	1,10	1,05	1,00
Günstige ständige Einwirkungen $\gamma_{G,stb}$	0,90	0,90	0,95
Ungünstige veränderliche Einwirkungen γ_Q	1,50	1,25	1,00
Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen, Baugrund (GEO-2)			
Beanspruchung aus ständigen Einwirkungen γ_G	1,35	1,20	1,10
Beanspruchung aus veränderlichen Einwirkungen γ_Q	1,50	1,30	1,10
Grenzzustand des Versagens durch Verlust der Gesamtstandsicherheit (GEO-3)			
Reibungswinkel $\tan \varphi$ γ_φ	1,25	1,15	1,10
Kohäsion c γ_c	1,25	1,15	1,10

Widerstände:

Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen, Baugrund (GEO-2)

Erdwiderstand $\gamma_{R,e}$	1,40	1,30	1,20
Grundbruchwiderstand $\gamma_{R,v}$	1,40	1,30	1,20
Gleitwiderstand $\gamma_{R,h}$	1,10	1,10	1,10

Der Nachweis gegen Versagen der Gabionenwände durch Geländebruch (GEO-3) erfolgt mit dem Programm STABILITY von GGU-Software unter Ansatz ebener Gleitflächen nach JANBU. Zusätzlich wird das Versagen des Böschungssystems durch Böschungsbruch (GEO-3) in der tiefen Gleitfuge unter Ansatz von Gleitkreisen nach BISHOP überprüft.

Entsprechend /U 14/ werden für die äußere Standsicherheit der Böschungsfußsicherung diese als Monolith betrachtet, an dessen „Gründungssohle“ die Nachweise einer Flachgründung im



Grenzzustand GEO-2 geführt werden: Grundbruch, Gleiten. Der Nachweis gegen Gleiten erfolgt dabei in der Gründungssohle (Sohlfuge) sowie in der Auflagerfuge der untersten Gabionenreihe auf dem Fundament. Für den Nachweis gegen Grundbruch wird zum einen die Gründung des Betonfundamentes im Auelehm und zum anderen die Gründung auf einem Massepolster, das bis in die mit Zementsuspension verpressten Schichten reicht, betrachtet.

Ferner werden der Nachweis der Lagesicherheit (GZ EQU - Kippen) sowie der Nachweis der inneren Tragfähigkeit der Gabionenwand (Ausmitte, klaffende Fuge) geführt.



5. Standsicherheitsnachweis

5.1. Deiche und Verwallungen

Untersucht werden die aus der Planung vorliegenden Querprofile für den Bauabschnitt 1

- QP 1 (Fluss-km 27+000,000)
- QP 2 (Fluss-km 27+100,000)
- QP 3 (Fluss-km 27+280,000)

sowie für den Bauabschnitt 3

- QP 12 (Fluss-km 28+200,000)
- QP 13 (Fluss-km 28+300,000)
- QP 14 (Fluss-km 28+400,000)
- QP 15 (Fluss-km 28+500,000)

Die Protokolle zu den hydraulischen Nachweisen für die Bemessungssituationen BS-P und BS-A sind als Anlage 1 und 2 beigelegt.

Standortsicherheit gegen Böschungsbruch

Mit der Einordnung der Deichbauwerke in die Klasse III und geotechnische Kategorie GK 1 sind weitergehende geotechnische Untersuchungen zum Versagen durch Böschungsbruch entbehrlich.

Abgleiten in der Auflagerfuge

Für die Gleitsicherheit in der Sohle des HW-Schutzdeiches (BA 1) wurde ein Ausnutzungsgrad von max. $\mu = 0,08 \leq 1,00$ ermittelt. Bei der geplanten Ausführung des Deichkörpers ist eine ausreichende Sicherheit für den Bemessungshochwasserstand (BS-P) sowie den bordvollen Einstau (BS-A) vorhanden.

Für die Gleitsicherheit in der Sohle der Verwallung (BA 3) wurde ein Ausnutzungsgrad von max. $\mu = 0,43 \leq 1,00$ ermittelt. Bei der geplanten Ausführung ist ein ausreichendes Sicherheitsniveau vorhanden.

Spreizsicherheit am Deichfuß

Für den Nachweis gegen Versagen durch Spreizwirkung am wasserseitigen Böschungsfuß ergibt sich im Hochwasserfall (BS-P) der Ausnutzungsgrad zu max. $\mu = 0,50 \leq 1,00$. Die Berechnungswerte für den Kroneneinstau liegen unterhalb. Es kann angenommen werden, dass unzutragliche Rissbildungen an der wasserseitigen Böschung infolge von nach außen gerichteten Spannungen nicht auftreten.



Hydraulischer Grundbruch

Die Bestimmung der Deichdurchsickerung sowie das Untergrundverhalten erfolgt mit dem Programm PLAXIS Version 7.2 der Fa. PLAXIS BV. Im Ergebnis werden die Sickerlinie und das Strömungsverhalten dargestellt. Die berechnete maximale Strömungsgeschwindigkeit am luftseitigen Böschungsfuß wird für die weitere Berechnung übernommen.

Die größte Durchströmung wurde für das Querprofil 13 im Falle des bordvollen Einstaus (BS-A) mit einer max. Fließgeschwindigkeit von $v_{\max} = 2,1 \cdot 10^{-8}$ m/s ermittelt. Damit ergibt sich ein Ausnutzungsgrad von $\mu = 0,54 \leq 1,00$. Für die anderen Querprofile liegen die ermittelten Ausnutzungsgrade deutlich darunter. Eine ausreichende Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch ist damit gewährleistet.

Aufschwimmen

Eine ausreichende Sicherheit der oberflächennahen gering durchlässigen Schichten auf der Luftseite der Verwallung im Bauabschnitt 3 gegen Aufschwimmen ist für die Fälle BHW (BS-T) und bordvollem Einstau (BS-A) mit maximalen Ausnutzungsgraden von $\mu = 0,83 \leq 1,00$ bzw. $\mu = 0,84 \leq 1,00$ gegeben.

Die Sicherheit gegen Aufschwimmen der oberflächennahen gering durchlässigen Schichten im Graben auf der Luftseite des Deiches im 1. Bauabschnitt ist für die Bereiche bei QP 1 und 2 ebenfalls gegeben. Der maximale Ausnutzungsgrad wurde mit $\mu = 0,76 \leq 1,00$ (BS-P) ermittelt.

Im Querprofil 3 kann der Nachweis mit einem Ausnutzungsgrad von $\mu = 1,29 > 1,00$ (BS-P) bzw. $\mu = 1,77 > 1,00$ (BS-A) nicht erbracht werden, da die Mächtigkeit der gering durchlässigen Deckschicht mit 0,5 m (entsprechend der Erkundung /U 4/) in diesem Bereich zu gering ist. Zur Gewährleistung einer ausreichenden Standsicherheit wäre rechnerisch der Auftrag einer Aufschüttung von ca. 0,8 m (s. Anlage 2.3) erforderlich.

Setzungen in der Deichkrone

Die Setzungen des Deiches wurden mit dem FEM-Programm Plaxis ermittelt. Für die Eigensetzungen wurden in der Deichkrone Werte von bis zu ca. 2 mm berechnet, welche zum großen Teil schon während der Bauzeit eintreten. Unter Berücksichtigung einer Verkehrslast von 33 kN/m² auf der Deichkrone betragen die Setzungen zwischen 10 mm an den Böschungskanten und 20 mm in der Fahrbahnmitte.

Da die Deiche als homogene Bauwerke aufgebaut werden, ist die Möglichkeit eines unterschiedlichen Verformungsverhaltens verschiedener Deichzonen von vornherein nicht gegeben.

Für die homogen ausgebildeten, nicht befahrenen Verwallungen liegen die ermittelten Setzungsbeträge ebenfalls bei etwa 1 - 2 mm an der Oberkante.



Oberflächenerosion

Grundsätzlich kann anhand der Begutachtung der vorliegenden Unterlagen für die Deiche und Verwallungen mit Böschungsneigungen von 1:3 auf der Luft- und Wasserseite das Erosionsverhalten als sicher eingestuft werden.

Erosionsgrundbruch am luftseitigen Böschungsfuß

Anhand der Gegenüberstellung des vorhandenen hydraulischen Gradienten mit dem kritischen Kontrollgradienten nach CHUGAEV ergibt sich für den Deich in BA 1 ein Ausnutzungsgrad von maximal $\mu = 0,61 \leq 1,00$ (BS-A). Unter Annahme eines homogen hergestellten Deichkörpers (hinsichtlich Materialzusammensetzung, Verdichtung und Durchlässigkeit) sowie eines weitgehend homogenen Deichuntergrundes ist damit eine ausreichende Sicherheit gegen die Aktivierung von Erosionsvorgängen vorhanden.

Für die Verwallung kann in fast allen Bereichen eine ausreichende Sicherheit gegen die Aktivierung von Erosionsvorgängen nachgewiesen werden. Nur für die Verwallung im Querprofil 12 ist die ermittelte Sicherheit gegen Erosionsgrundbruch im Falle des bordvollen Einstaus (BS-A) mit einem Ausnutzungsgrad von $\mu = 1,18 > 1,00$ nicht ausreichend. Dies ist auf eine Verringerung der Deichbreite zur Anpassung an die geneigte Geländeoberkante und somit nicht ausreichende Sickerstrecke in diesem Falle zurückzuführen. Für die Einstauhöhe von ca. 1,2 m wurde im Grenzzustand eine rechnerisch notwendige Breite der Aufstandsfläche von mindestens 8,0 m ermittelt (s. Anlage 2.4), um die erforderliche Sicherheit zu gewährleisten. Die Entwurfsplanung wird entsprechend angepasst.

Beständigkeit gegen Suffosion und Kontakterosion

Es kann angenommen werden, dass für die homogen hergestellten Deichkörper und Verwallungen (hinsichtlich Materialzusammensetzung, Verdichtung und Durchlässigkeit) eine ausreichende Beständigkeit gegen innere Suffosionsvorgänge vorhanden ist.

Materialtransport durch Kontakterosion an Schichtgrenzen könnte lediglich im Falle des bordvollen Einstaus bei den befahrbaren Deichen (BA 1 und 2) an der Kontaktgrenze zwischen dem Deichkörper und der Schottertragschicht auftreten, die ca. 0,4 m unterhalb der Deichkrone verläuft. Aufgrund des geringen hydraulischen Gefälles an dieser Stelle ist allerdings anzunehmen, dass mögliche Erosionserscheinungen im verträglichen Rahmen liegen.

5.2. Gabionenwand

Die Protokolle zu den Standortsicherheitsnachweisen für die Gabionenwand für die einzelnen Bemessungssituationen sind als Anlagen 3 bis 5 beigelegt.

Ständige Bemessungssituation (BS-P)

Für das entsprechend den o.g. Angaben berechnete Modell wird für den Geländebruchnachweis ein Ausnutzungsgrad von $\mu = 0,76 \leq 1,00$ ermittelt. Ein ausreichendes Sicherheitsniveau gegen Versagen durch Böschungsbruch ist mit $\mu = 0,65 \leq 1,00$ ebenfalls gewährleistet.

Bei der Standortsicherheitsberechnung gegen Versagen durch Gleiten auf der Auflagerfläche (Sauberkeitsschicht) wurde ein Ausnutzungsgrad von $\mu = 0,79 \leq 1,00$ in der Sohlfuge bzw. von $\mu = 0,69 \leq 1,00$ in der Auflagerfuge ermittelt. Das erforderliche Standortsicherheitsniveau wird damit eingehalten.

Der Nachweis der Sicherheit gegen Versagen durch Kippen am äußeren Fußpunkt der Mauer wird mit $\mu = 0,36 \leq 1,00$ erbracht.

Zum Nachweis der Sicherheit gegen Versagen durch Grundbruch wurde der Bemessungswert der Vertikalkräfte V_d aus Erddruck und den Eigenlasten der Mauer dem Grundbruchwiderstand $R_{n,d}$ gegenübergestellt. Für den Fall einer Gründung im Auelehm ohne Gründungspolster wird das erforderliche Sicherheitsniveau mit einem Ausnutzungsgrad von $\mu = 1,41 > 1,00$ nicht erreicht. Mit Berücksichtigung eines Massepolsters von 0,5 m Dicke wird der Ausnutzungsgrad mit $\mu = 0,74 \leq 1,00$ ermittelt; die Standortsicherheit ist damit gewährleistet.

Der Lastangriff der Sohldruckresultierenden aus charakteristischen Einwirkungen liegt mit $e_b = 0,36 \text{ m} < 0,67 \text{ m} = b/3$ innerhalb der 2. Kernweite bezüglich der Mauerbreite an der Unterkante. Die wirksame Mauerbreite b' beträgt damit $b' = b - 2 \cdot e_b = 1,29 \text{ m}$. Die Verteilung der Sohlnormalspannung ist dreieckförmig und wurde mit einem Maximalwert von $\max \sigma_0 = 65 \text{ kN/m}^2$ pro lfd. Meter ermittelt. Nach /U 8/ kann angenommen werden, dass keine unzutraglichen Verdrehungen des Bauwerkes auftreten. Auftretende Setzungen werden bei ordnungsgemäßer Ausführung der Gründungsarbeiten mit ca. 2 - 4 cm abgeschätzt und klingen zum Großteil während der Bauausführung ab.

Unter Vernachlässigung der Bodenreaktion an der Stirnseite des Bauwerkes kann der Nachweis gegen unzutragliche Verschiebungen in der Sohlfuge mit $\mu = 0,69 \leq 1,00$ erbracht werden.

Vorübergehende Bemessungssituation (BS-T)

Bei Ansatz des Bemessungshochwasserstandes mit HQ_{100} wird für den Geländebruchnachweis ein Ausnutzungsgrad von $\mu = 0,78 \leq 1,00$ ermittelt. Ein ausreichendes Sicherheitsniveau gegen Versagen durch Böschungsbruch ist mit $\mu = 0,65 \leq 1,00$ ebenfalls gewährleistet.

Bei der Standortsicherheitsberechnung gegen Versagen durch Gleiten auf der Auflagerfläche (Sauberkeitsschicht) wurde ein Ausnutzungsgrad von $\mu = 0,81 \leq 1,00$ in der Sohlfuge bzw. von

$\mu = 0,62 \leq 1,00$ in der Auflagerfuge ermittelt. Das erforderliche Standsicherheitsniveau wird damit eingehalten.

Der Nachweis der Sicherheit gegen Versagen durch Kippen am äußeren Fußpunkt der Mauer wird mit $\mu = 0,28 \leq 1,00$ erbracht.

Zum Nachweis der Sicherheit gegen Versagen durch Grundbruch wurde der Bemessungswert der Vertikalkräfte V_d aus Erddruck und den Eigenlasten der Mauer dem Grundbruchwiderstand $R_{n,d}$ gegenübergestellt. Für den Fall einer Gründung im Auelehm ohne Gründungspolster wird das erforderliche Sicherheitsniveau mit einem Ausnutzungsgrad von $\mu = 1,53 > 1,00$ nicht erreicht. Mit Berücksichtigung eines Massepolsters von 0,5 m Dicke wird der Ausnutzungsgrad mit $\mu = 0,83 \leq 1,00$ ermittelt; die Standsicherheit ist damit gewährleistet.

Der Lastangriff der Sohldruckresultierenden aus charakteristischen Einwirkungen liegt mit $e_b = 0,43 \text{ m} < 0,67 \text{ m} = b/3$ innerhalb der 2. Kernweite bezüglich der Mauerbreite an der Unterkante. Die wirksame Mauerbreite b' beträgt damit $b' = b - 2 \cdot e_b = 1,14 \text{ m}$. Die Verteilung der Sohlnormalspannung ist dreieckförmig und wurde mit einem Maximalwert von $\max \sigma_0 = 45 \text{ kN/m}^2$ pro lfd. Meter ermittelt. Nach /U 8/ kann angenommen werden, dass keine unzutraglichen Verdrehungen des Bauwerkes auftreten.

Unter Vernachlässigung der Bodenreaktion an der Stirnseite des Bauwerkes kann der Nachweis gegen unzutragliche Verschiebungen in der Sohlfuge mit $\mu = 0,62 \leq 1,00$ erbracht werden.

Außergewöhnliche Bemessungssituation (BS-A)

Unter Ansatz eines Einstaus bis zur Böschungsoberkante wird für den Geländebruchnachweis ein Ausnutzungsgrad von $\mu = 0,69 \leq 1,00$ ermittelt. Ein ausreichendes Sicherheitsniveau gegen Versagen durch Böschungsbruch ist mit $\mu = 0,58 \leq 1,00$ ebenfalls gewährleistet.

Bei der Standsicherheitsberechnung gegen Versagen durch Gleiten auf der Auflagerfläche (Sauberkeitsschicht) wurde ein Ausnutzungsgrad von $\mu = 0,73 \leq 1,00$ in der Sohlfuge bzw. von $\mu = 0,54 \leq 1,00$ in der Auflagerfuge ermittelt. Das erforderliche Standsicherheitsniveau wird damit eingehalten.

Der Nachweis der Sicherheit gegen Versagen durch Kippen am äußeren Fußpunkt der Mauer wird mit $\mu = 0,23 \leq 1,00$ erbracht.

Zum Nachweis der Sicherheit gegen Versagen durch Grundbruch wurde der Bemessungswert der Vertikalkräfte V_d aus Erddruck und den Eigenlasten der Mauer dem Grundbruchwiderstand $R_{n,d}$ gegenübergestellt. Für den Fall einer Gründung im Auelehm ohne Gründungspolster wird das erforderliche Sicherheitsniveau mit einem Ausnutzungsgrad von $\mu = 1,15 > 1,00$ nicht erreicht. Mit Berücksichtigung eines Massepolsters von 0,5 m Dicke wird der Ausnutzungsgrad mit $\mu = 0,63 \leq 1,00$ ermittelt; die Standsicherheit ist damit gewährleistet.

Der Lastangriff der Sohldruckresultierenden aus charakteristischen Einwirkungen liegt mit $e_b = 0,42 \text{ m} < 0,67 \text{ m} = b/3$ innerhalb der 2. Kernweite bezüglich der Mauerbreite an der Unterkante. Die wirksame Mauerbreite b' beträgt damit $b' = b - 2 \cdot e_b = 1,16 \text{ m}$. Die Verteilung der Sohlnormalspannung ist dreieckförmig und wurde mit einem Maximalwert von $\max \sigma_0 = 41 \text{ kN/m}^2$ pro

lfd. Meter ermittelt. Nach /U 8/ kann angenommen werden, dass keine unzutraglichen Verdrehungen des Bauwerkes auftreten.

Unter Vernachlässigung der Bodenreaktion an der Stirnseite des Bauwerkes kann der Nachweis gegen unzutragliche Verschiebungen in der Sohlfuge mit $\mu = 0,54 \leq 1,00$ erbracht werden.

Zusammenfassung

Die Berechnungsergebnisse für die untersuchten Bemessungssituationen werden in nachfolgender Tabelle zusammengefasst:

Tab. 3: Berechnungsergebnisse

Nachweis der Sicherheit gegen	Einwirkung / Beanspruchung	Widerstand	Ausnutzungsgrad μ
ständige Bemessungssituation (BS-P)			
Geländebruch	$H_{Gi,d} = 91,3 \text{ kNm/m}$	$H_{Ti,d} = 119,5 \text{ kNm/m}$	0,76
Böschungsbruch	$M_{Gi,d} = 531,6 \text{ kNm/m}$	$M_{Ti,d} = 820,6 \text{ kNm/m}$	0,65
Gleiten (Sohlfuge)	$T_d = 50,2 \text{ kN/m}$	$R_{n,d} = 63,3 \text{ kN/m}$	0,79
Gleiten (Auflagerfuge)	$T_d = 41,83 \text{ kN/m}$	$R_{n,d} = 60,8 \text{ kN/m}$	0,69
Kippen	$M_{G,d,dst} = 24,5 \text{ kNm/m}$	$M_{G,d,stab} = 68,5 \text{ kNm/m}$	0,36
Grundbruch (ohne Gründungspolster)	$V_d = 112,1 \text{ kN/m}$	$R_{n,d} = 79,4 \text{ kN/m}$	1,41
Grundbruch (mit Gründungspolster)	$V_d = 112,1 \text{ kN/m}$	$R_{n,d} = 151,5 \text{ kN/m}$	0,74
Ausmitte	$e_b = 0,36 \text{ m}$	$b_M = 2,0 \text{ m}$	$e \leq b / 3$
Verschiebung	$H_d = 41,83 \text{ kN/m}$	$R_{n,d} = 60,8 \text{ kN/m}$	0,69
vorübergehende Bemessungssituation (BS-T)			
Geländebruch	$H_{Gi,d} = 68,7 \text{ kNm/m}$	$H_{Ti,d} = 87,6 \text{ kNm/m}$	0,78
Böschungsbruch	$M_{Gi,d} = 199,8 \text{ kNm/m}$	$M_{Ti,d} = 307,7 \text{ kNm/m}$	0,65
Gleiten (Sohlfuge)	$T_d = 31,7 \text{ kN/m}$	$R_{n,d} = 38,9 \text{ kN/m}$	0,81
Gleiten (Auflagerfuge)	$T_d = 27,7 \text{ kN/m}$	$R_{n,d} = 44,7 \text{ kN/m}$	0,62
Kippen	$M_{G,d,dst} = 17,5 \text{ kNm/m}$	$M_{G,d,stab} = 62,9 \text{ kNm/m}$	0,28
Grundbruch (ohne Gründungspolster)	$V_d = 61,3 \text{ kN/m}$	$R_{n,d} = 40,1 \text{ kN/m}$	1,53
Grundbruch (mit Gründungspolster)	$V_d = 61,3 \text{ kN/m}$	$R_{n,d} = 73,9 \text{ kN/m}$	0,83
Ausmitte	$e_b = 0,43 \text{ m}$	$b_M = 2,0 \text{ m}$	$e \leq b / 3$
Verschiebung	$H_d = 27,7 \text{ kN/m}$	$R_{n,d} = 44,7 \text{ kN/m}$	0,62

Nachweis der Sicherheit gegen	Einwirkung / Beanspruchung	Widerstand	Ausnutzungsgrad μ
außergewöhnliche Bemessungssituation (BS-A)			
Geländebruch	$H_{Gi,d} = 57,3 \text{ kNm/m}$	$H_{Ti,d} = 83,7 \text{ kNm/m}$	0,69
Böschungsbruch	$M_{Gi,d} = 199,7 \text{ kNm/m}$	$M_{Ti,d} = 343,9 \text{ kNm/m}$	0,58
Gleiten (Sohlfuge)	$T_d = 26,7 \text{ kN/m}$	$R_{n,d} = 36,7 \text{ kN/m}$	0,73
Gleiten (Auflagerfuge)	$T_d = 23,1 \text{ kN/m}$	$R_{n,d} = 42,6 \text{ kN/m}$	0,54
Kippen	$M_{G,d,dst} = 15,1 \text{ kNm/m}$	$M_{G,d,stab} = 65,3 \text{ kNm/m}$	0,23
Grundbruch (ohne Gründungspolster)	$V_d = 52,9 \text{ kN/m}$	$R_{n,d} = 46,0 \text{ kN/m}$	1,15
Grundbruch (mit Gründungspolster)	$V_d = 52,9 \text{ kN/m}$	$R_{n,d} = 84,6 \text{ kN/m}$	0,63
Ausmitte	$e_b = 0,42 \text{ m}$	$b_M = 2,0 \text{ m}$	$e \leq b / 3$
Verschiebung	$H_d = 23,1 \text{ kN/m}$	$R_{n,d} = 42,6 \text{ kN/m}$	0,54

5.3. Hinweise zur Bauausführung

Deiche und Verwallungen

Bei der Bauausführung ist sicherzustellen, dass die Gründung der Bauwerke im Auelehm fußt, um Erosions- und Suffosionserscheinungen in der Auflagerfläche und damit einhergehende Unterspülungen zu verhindern. Vorhandene Auffüllungen sind daher vollständig bis in den gewachsenen Auelehm auszuheben. Ferner sind die Deichkörper und Verwallungen von Strauch- und Baumbewuchs freizuhalten, um eine Auflockerung des Korngerüstes und somit eine Oberflächenerosion zu vermeiden.

Die Deiche und Verwallungen sind mit einer Böschungsneigung von 1:3 an der Luft- und Wasserseite herzustellen. Es ist in der Planung eine ausreichende Breite der Aufstandsflächen vorzusehen, um eine Aktivierung von Suffosionsvorgängen im Untergrund zu vermeiden.

Der in allen Aufschlüssen /U 4/ erkundete, oberflächennah anstehende Auelehm weist generell eine ausreichende Mächtigkeit von mind. 1,2 m auf, um dem Aufschwimmen der Deckschichten am luftseitigen Böschungsfuß entgegen zu wirken. Für lokale Bereiche, in denen die Mächtigkeit der Deckschicht geringer ist, ist in der Bauausführung durch Aufschüttung aus gering durchlässigem Material eine Mindeststärke von 1,2 m sicherzustellen. Vorhandene offene Gräben (z.B. im Querprofil 3 bei ca. Fluss-km 27+280,000) sind an diesen Stellen als Verrohrung auszuführen.



Gabionenwand

Im Bereich des Steilufers (Bauabschnitt 4) ist der Untergrund bis in den anstehenden Felsersatz mit einer Zementsuspension im Niederdruckverfahren nach DIN 18 321 zu verpressen. Durch den so hergestellten Dichtungsschleier werden ein weiteres Ausspülen (Erosion und Sulfosion) der Bodenschichten und damit ein Nachrutschen der Böschung in dem kritischen Böschungsbereich verhindert.

Die Stützwand aus Gabionenelementen im oberen steileren Böschungsbereich ist mit einer Höhe von maximal 2,5 m und einer Breite von 2,0 m am Mauerfuß herzustellen. Die Gründung erfolgt auf einem mit Stahlfasern bewehrtem Betonfundament mit einer Dicke von 0,3 m und einem Massepolster von mindestens 0,5 m Mächtigkeit. Das Massepolster ist bis in die mit Zementsuspension verpressten Flusskiese einzubauen um den Lastabtrag in den tragfähigen Untergrund zu gewährleisten. Zur Vermeidung von Erosionserscheinungen hinter der Gabionenwand wird der Einbau eines Geotextil empfohlen.

Die wasserseitige Böschung vor der Stützwand ist nach BAW-Merkblatt /U 15/ mittels vollverklammerter Wasserbausteine LMB 40/200 bis zur Gewässersohle zu befestigen.

Des Weiteren sind die Hinweise zur Bauausführung aus dem Baugrundgutachten /U 4/ zu beachten.



6. Zusammenfassung

Der Landesbetrieb für Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft Sachsen-Anhalt plant die Umsetzung von Hochwasserschutzmaßnahmen auf einer Länge von ca. 1,5 km an der Wipper in der Ortslage Freckleben bei Aschersleben im Salzlandkreis. Im Rahmen der Entwurfs- und Genehmigungsplanung waren Standortsicherheitsnachweise nach dem Teilsicherheitskonzept für die geplanten Deiche und Verwallungen in den Bauabschnitten 1 - 3 sowie das Stützbauwerk in Bauabschnitt 4 auszuführen.

Mit den durchgeführten Nachweisen für die Hochwasserschutzbauwerke werden die Bedingungen der Tragfähigkeit erfüllt. Des Weiteren werden die Forderungen der Gebrauchstauglichkeit und Erosionssicherheit eingehalten. Zur Gewährleistung eines ausreichenden Sicherheitsniveaus gegen Versagen durch Aufschwimmen ist in den Bereichen, in denen die Mächtigkeit der gering durchlässigen Auelehmschicht geringer ist als 1,2 m bzw. der wasserseitigem Böschungsfuß tiefer liegt als der luftseitige (Grabenbereiche), eine Mächtigkeit der Deckschicht von mind. 1,2 m sicherzustellen. Im luftseitigen Hinterland des Deiches sollte daher ggf. die Mächtigkeit der anstehenden Auelehmschicht im Rahmen der Bauausführung überprüft werden. Ferner ist in der Planung eine hinreichende Breite der Aufstandsfläche vorzusehen, um eine ausreichende Sicherheit gegen Versagen durch Erosionsgrundbruch zu gewährleisten.

Die Standortsicherheitsnachweise für die Gabionenwand wurden für den Endzustand unter Beachtung der auftretenden Wasserstände ausgeführt. Die relevanten mechanischen Einwirkungen auf die Mauer resultierten aus den Eigenlasten der Böschung, dem Wasserdruck und den Verkehrslasten. Die Berechnungen wurden an einem repräsentativen Querschnitt für eine Mauerhöhe von 2,5 m durchgeführt. Für die Gründung der Stützmauer wurde ein mit Stahlfasern bewehrtes Betonfundament mit einer Dicke von 0,3 m und ein Massepolster von 0,5 m Mächtigkeit, bis in die mit Zementsuspension verpressten Flusskiese reicht, angesetzt. Im Ergebnis der Untersuchung konnte für alle Berechnungen das erforderliche Standortsicherheitsniveau ermittelt werden.

Der Bericht darf nur in seiner Gesamtheit verwendet werden. Es wird darauf verwiesen, dass die Standortsicherheitsnachweise unter Ansatz der o.g. Randbedingungen und Materialkennwerte geführt wurden. Sollte anhand örtlicher Erkenntnisse eine Abweichung von den dargestellten Bedingungen vermutet werden, sind die Bearbeiter zu informieren.

Für Rückfragen stehen die Bearbeiter gern zur Verfügung.