

Unterlage 5-1-3

Planfeststellungsverfahren

**Ersatzneubau der alten Levensauer Hochbrücke
und
Ausbau des Nord-Ostsee-Kanals
NOK-Km 93,2 – 94,2**

Geotechnischer Bericht (Dammbauwerke)

VORHABENTRÄGER:

**WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMT KIEL-HOLTENAU
SCHLEUSENINSEL 2
24159 KIEL-HOLTENAU**



VERFASSER:

IGB Ingenieurgesellschaft mbH

Stand: 22.01.2015

Kurze Erläuterung

Auf Grundlage von Archivunterlagen und aktuellen ergänzenden Baugrundaufschlüssen sowie dem vorliegenden Planungsstand wurden für die Rampenbauwerke der Levensauer Hochbrücke Untersuchungen zur Standsicherheit nach DIN 4084 durchgeführt. Für die Untersuchungen wurden zunächst die bereits vorliegenden Baugrundbeschreibungen mit den Ergebnissen der ergänzenden Untergrundaufschlüsse konkretisiert und für beide Rampenbauwerke Berechnungsprofile erstellt.

Die Unterlage gliedert sich wie folgt:

Bericht

- Anlagen 1 Berechnungsmodelle
- Anlagen 2 Erdstatische Berechnungen „Nordrampe“
- Anlagen 3 Erdstatische Berechnungen „Südrampe“

Nord-Ostsee-Kanal Ersatzbauwerk Hochbrücke „Levensau“

Dammbauwerke - Untersuchung der Standsicherheit

hier: Zusammenfassender geotechnischer Bericht
(Bearbeitungsstand: 22.01.2015 - Rev.01)

Auftraggeber

Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes
Planungsgruppe für den Ausbau des Nord-Ostsee-Kanals
Schleuseninsel 2
24159 Kiel

Bearbeiter

Herr Dr. Gregor Overbeck
Herr Dipl.-Ing. Rainer Michak

Projektnummer

13-535

Datum

22.01.2015

Anschrift

Neufeldtstraße 10 – 24118 Kiel
Tel.: (04 31) 26 04 10 – 47
eMail: michak@igb-ingenieure.de

INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
1 VORGANG.....	3
2 UNTERLAGEN	4
3 BAUVORHABEN.....	6
4 BAUGRUND	10
4.1 Bodenschichtung des nördlichen Rampenbauwerkes.....	10
4.2 Bodenschichtung des südlichen Rampenbauwerkes	11
4.3 Hydrologische Situation	15
5 CHARAKTERISTISCHE BODENKENNGRÖSSEN	15
6 UNTERSUCHUNGEN DER STANDSICHERHEIT DER BÖSCHUNGEN.....	18
6.1 Nördliches Rampenbauwerk.....	18
6.1.1 Allgemeines.....	18
6.1.2 Aktuelle Standsicherheit - westliche Böschung.....	18
6.1.3 Maßnahme zur Verbesserung der Standsicherheit der westlichen Böschung	20
6.1.4 Kanalseitige Böschung	24
6.1.5 Östliche Böschung.....	24
6.1.6 Grenzzustand der Gesamtstandsicherheit - Montagefläche.....	24
6.1.7 Grenzzustand der Gesamtstandsicherheit - Brückenverschub.....	26
6.2 Südliches Rampenbauwerk	28
6.2.1 Allgemeines.....	28
6.2.2 Aktuelle Standsicherheit - westliche Böschung.....	28
6.2.3 Rückschlüsse für die Standsicherheit der westlichen Böschung.....	29
6.2.4 Kanalseitige Böschung	31
6.2.5 Östliche Böschungen.....	31
6.2.6 Böschungsabschnitt hinter dem Widerlager Süd	38
6.2.7 Grenzzustand der Gesamtstandsicherheit - Brückenverschub.....	38

7 ZUSAMMENFASSUNG	39
ANLAGENVERZEICHNIS.....	43

1 VORGANG

Um dem erhöhten Schiffsaufkommen und der Veränderung der Flottenstruktur gerecht zu werden, plant die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) den Ausbau des Nord-Ostsee-Kanals. Im Zuge dieser Baumaßnahme muss die alte Levensauer Hochbrücke durch einen Neubau ersetzt werden. Das Ersatzbauwerk soll sich weitgehend an der alten Brückenachse ausrichten.

Im Zuge des Brückenneubaus werden auch die beiden Rampen der Hochbrücke überplant. Hierfür ist vorrangig die Standsicherheit der bis zu 19 m hohen Erdbauwerke zu überprüfen und ggf. geotechnische Empfehlungen zu deren Verbesserung zu erarbeiten.

Ebenso ist die Standsicherheit der Erdbauwerke für die Montage und den Verschiebung der Vorlandbrücken sowie das Verschwenken des Bahndamms der DBAG Strecke im südlichen Planungsbereich geotechnisch zu bewerten.

Unsere Ingenieurgesellschaft wurde nach Vorlage von ergänzenden Baugrundaufschlüssen beauftragt, die entsprechenden Standsicherheitsberechnungen für die Bestandsböschung des Erdbauwerkes durchzuführen und auszuwerten. Hierzu liegen für die einzelnen Dammbauwerke bereits geotechnische Berichte (vgl. Unterlagen [U 2], [U 3] und [U 4]) vor. Der vorliegende zusammenfassende geotechnische Bericht fasst den bisherigen Bearbeitungsstand nochmals zusammen.

In der vorliegenden 1. Revision des geotechnischen Gutachtens wurden im Abschnitt 6.2.5 die Setzungsgrößen und Mitnahmesetzungen am benachbarten Dammbauwerk der DBAG anhand der aktuellen Planungsquerschnitte verifiziert bzw. neu aufgenommen.

2 UNTERLAGEN

Für die Bearbeitung der Aufgabenstellungen wurden uns über die WSV-Planungsgruppe für den Ausbau des NOK, Kiel-Holtenau, folgende Unterlagen vom Planungsstand und die ergänzenden Ergebnisse von Untersuchungen des Baugrundes zur Verfügung gestellt:

- [U 1] Ausbau des Nord-Ostsee-Kanals, km 93491 - Levensauer Hochbrücke, Neubau eines Ersatzbauwerkes, Geotechnisches Gutachten zur Gründung der Dammbauwerke (2. Revision), 15.03.2013, IGB Ingenieurgesellschaft mbH,
- [U 2] Nord-Ostsee-Kanal, Ersatzbauwerk Hochbrücke "Levensau", Standsicherheitsuntersuchungen an den Dammbauwerken - nördliches Erdbauwerk, Geotechnischer Bericht (1. Revision), IGB Ingenieurgesellschaft mbH, 08.07.2014,
- [U 3] Nord-Ostsee-Kanal, Ersatzbauwerk Hochbrücke "Levensau", Standsicherheitsuntersuchungen an den Dammbauwerken - südliches Erdbauwerk, Geotechnischer Bericht (1. Revision), IGB Ingenieurgesellschaft mbH, 30.06.2014,
- [U 4] Nord-Ostsee-Kanal, Ersatzbauwerk Hochbrücke "Levensau", Untersuchung und Bewertung des Bahndamms der DBAG für die neue Trassierung (Südseite), Geotechnischer Bericht (1. Revision), IGB Ingenieurgesellschaft mbH, 29.07.2014,
- [U 5] Ausbau des Nord-Ostsee-Kanals, Ersatzbauwerk 1. Hochbrücke Levensau, Gesamtlage - Draufsicht Überbau (Planfeststellung), Maßstab 1:250, Ingenieurgesellschaft 1. Hochbrücke Levensau (WKC Hamburg GmbH/Anwika Consultants Ingenieurgesellschaft mbH), Datum 24.11.2014,
- [U 6] Ausbau des Nord-Ostsee-Kanals, Ersatzbauwerk 1. Hochbrücke Levensau, Gesamtlage - Draufsicht Überbau (Planfeststellung - Vorabzug), Maßstab 1:250, Ingenieurgesellschaft 1. Hochbrücke Levensau (WKC Hamburg GmbH/Anwika Consultants Ingenieurgesellschaft mbH), Datum 15.10.2014,
- [U 7] Ausbau des Nord-Ostsee-Kanals, Ersatzbauwerk 1. Hochbrücke Levensau, Gesamtlage - Längsschnitt in Brückenachse (Schnitt A-A) (Planfeststellung), Maßstab 1:250, Ingenieurgesellschaft 1. Hochbrücke Levensau (WKC Hamburg GmbH/Anwika Consultants Ingenieurgesellschaft mbH), Datum 24.11.2014,
- [U 8] Ersatzbauwerk Levensauer Hochbrücke - Verkehrsplanung, Lageplan, edspannung beratende ingenieure GmbH, Maßstab 1:1000, März 2013,

- [U 9] Ersatzbauwerk Levensauer Hochbrücke - Verkehrsplanung, Querprofil Bau-km 0+632 - Variante 4.4c, eds-planung beratende ingenieure GmbH, März 2013, Maßstab 1:200, Vorplanung,
- [U 10] Ersatzbauwerk Levensauer Hochbrücke - Verkehrsplanung, Querprofil Bau-km 0+752 - Variante 4.4c, eds-planung beratende ingenieure GmbH, März 2013, Maßstab 1:200, Vorplanung 2013,
- [U 11] Ersatzbauwerk Levensauer Hochbrücke - Verkehrsplanung, Querprofil Bau-km 0+872 - Variante 4.4c, eds-planung beratende ingenieure GmbH, März 2013, Maßstab 1:200, Vorplanung 2013,
- [U 12] Ersatzbauwerk Levensauer Hochbrücke - Verkehrsplanung, Querprofil bau-km 1+127,000 - Variante 4.4c, eds-planung beratende ingenieure GmbH, März 2013, Maßstab 1:200, Vorplanung,
- [U 13] Ersatzbauwerk Levensauer Hochbrücke - Verkehrsplanung, Querprofil bau-km 1+337,000 - Variante 4.4c, eds-planung beratende ingenieure GmbH, März 2013, Maßstab 1:200, Vorplanung 2013,
- [U 14] Ersatzbauwerk Levensauer Hochbrücke - Verkehrsplanung, Querprofil bau-km 1+547,000 - Variante 4.4c, eds-planung beratende ingenieure GmbH, März 2013, Maßstab 1:200, Vorplanung 2013,
- [U 15] Nord-Ostsee-Kanal, Datenübersicht der Aufschlusspunkte, WSV Kiel Holtenau, Stand: 10.07.2013,
- [U 16] NOK, Hochbrücke Levensau – Drucksondierungen CPT 731/11, CPT 732/11; CPT-B 711/11, CPT-B 712/11, CPT-B 713/11, CPT 721/11, CPT 722/11; CPT 740/11 bis CPT 747/11 sowie Bohrprofile der Bohrungen BKF 711/11 bis BKF 714/11, Ivers Brunnenbau GmbH, Osterrönfeld, Mai bis September 2012 bzw. Geotechnik Heiligenstadt GmbH, März 2012,
- [U 17] Ausbau des Nord-Ostsee-Kanals, km 93,491 - Levensauer Hochbrücke, Neubau eines Ersatzbauwerkes, Geotechnisches Gutachten zur Gründung der Dammbauwerke (2. Revision), IGB Ingenieurgesellschaft mbH, 15.03.2013,
- [U 18] Ersatzneubau der Hochbrücke Levensau, Nord-Ostsee-Kanal, NOK - km 93,491, Geotechnischer Bericht, BAW, 09.06.2009,

- [U 19] Ersatzbauwerk 1. Hochbrücke Levensau, Verschubbahn, Ingenieurgesellschaft 1. Hochbrücke Levensau (WKC - Anwikar), 25.06.2014,
- [U 20] Bauvorhaben BAB B76 Kiel - Eckernförde; Schnitt Nordseite NOK, Straßenbauamt Mitte, Boden- und Prüfstelle, 08.04.1978
- [U 21] Planausschnitt der geplanten kanalseitigen Böschung, Maßstab 1:250, E-Mail vom 17.12.2014 (WSV),
- [U 22] Sicherungsarbeiten am Südrampenkopf der Prinz-Heinrich-Brücke bei Holtenau, Zentralblatt der Bauverwaltung (Nr. 91), 11.11.1922,
- [U 23] Unterlagen der ergänzenden Baugrunderkundung "Damm Südseite" (Schichtenverzeichnisse, Bohrprofile und Koordinaten), WSV, E-Mail vom 13.11.2014 und
- [U 24] Ersatzbauwerk Levensauer Hochbrücke, Hydrologisches Gutachten, Knabe Enders Dührkop Ingenieure GmbH, Datum: 07/2013.

3 BAUVORHABEN

Das nördliche und südliche Erdbauwerk dient als Rampe für die Gleisanlage der Deutschen Bahn AG (DBAG), Gleis Suchsdorf - Neuwittenbek, und für die Kreisstraße K 27.

Im Bereich des **nördlichen Rampenbauwerkes** reicht der zu bewertende Abschnitt der Rampenböschungen von der Stadtgrenze der Landeshauptstadt Kiel bis zum nördlichen Widerlager des Ersatzbauwerkes. Die Stadtgrenze verläuft ca. auf Höhe des Bau-km 0+550. Das nördliche Widerlager beginnt ca. auf Höhe des Bau-km 0+900.

Im westlichen Bereich der Nordrampe verläuft die Kreisstraße K27 mit dem parallel geführten Geh- und Radweg. Dieser Bereich wird aufgrund der vorliegenden Schäden im Bereich der Böschungsschulter überplant. Des Weiteren ist hier durch eine Anschüttung der Aufbau des Montageplatzes für die nördliche Vorlandbrücke geplant.

Der nachfolgende Planausschnitt zeigt den beschriebenen Planbereich mit der angrenzenden westlichen Rampenböschung.

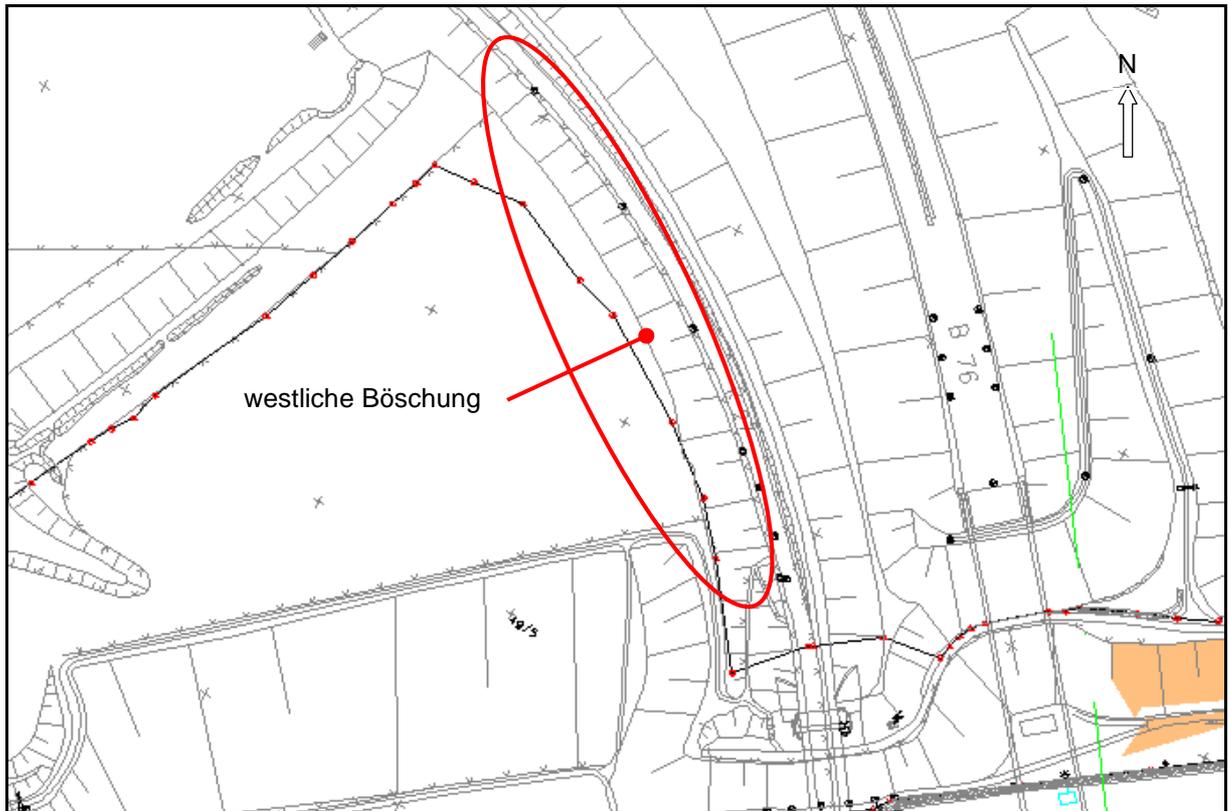


Bild 1: Übersichtsbild des Rampenbauwerkes "Nord" mit der westlichen Böschung

Die westliche Böschung der Nordrampe weist Höhen von bis zu 16,5 m über dem angrenzenden Geländeneiveau auf. Aus vorliegenden Unterlagen (vgl. [U 9] bis [U 11]) können für unterschiedliche Stationen folgende Höhen und Neigungen für die zu untersuchende westliche Böschung entnommen werden:

Bau km	Westböschung (Nordrampe)	
	H, [m]	1 : n
0+632	12,5	1,48
0+752	13,1	1,72
0+872	16,4	1,51

Tabelle 1: Höhe und Neigung des nördlichen Rampenbauwerkes

Aufgrund der im Bereich vorliegenden Schäden sind für den westlichen Rampenbereich geotechnische Untersuchungen zur Bewertung der Standsicherheit durchzuführen.

Im östlichen Bereich der Nordrampe verläuft die DBAG - Trasse Kiel-Eckernförde. Aus diesem Bereich sind keine Schäden oder erhöhte Unterhaltungskosten bekannt. Des Weiteren werden nach dem vorliegenden Planungsstand hier nur geringfügige Veränderungen an der Linienführung und der Gradienten erwartet, so dass durch den geplanten Neubau keine Veränderungen für den Lastabtrag und für die Bestandsböschung zu erwarten sind.

Aus dem vorliegenden Sachverhalt ergeben sich mit heutigem Stand keine Untersuchungen der Standsicherheit für die östliche Böschung der Nordrampe.

Im Bereich des **südlichen Rampenbauwerkes** reicht der zu bewertende Abschnitt der Rampenböschungen vom südlichen Widerlager, ca. Bau-km 1+130 bis Bauende, Bau-km 1+569.

Für die Optimierung der Trassierung der über das Brückenbauwerk verlaufenden Verkehrswege werden auf dem südlichen Rampenbauwerk Änderungen an der Linienführung vorgesehen. Hierbei werden die Achsen der Verkehrswege bis zu 10 m in östliche Richtung verschoben. Der nachfolgende Planauszug zeigt exemplarisch die alte und neue Lage der Verkehrswege im Bereich des Bau-km 1+400.

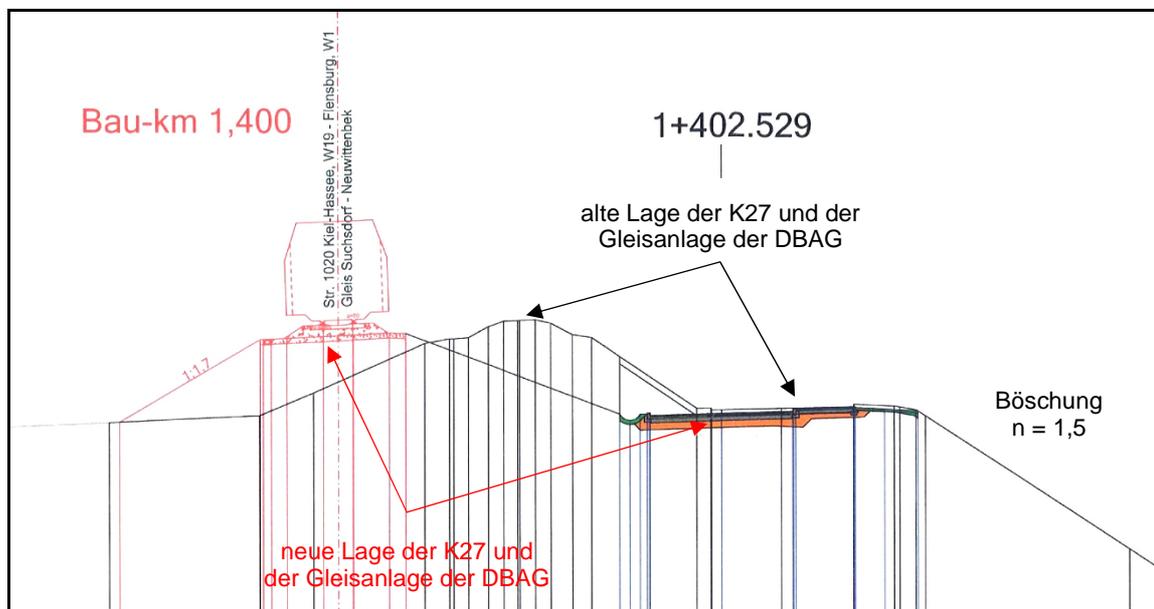


Bild 2: Verkehrsplanung, Querprofil Bau-km 1+400 - Variante 5.4a (Quelle: eds-planung)

Aus den geplanten Bautätigkeiten ergeben sich für die Bauausführung und den Endzustand eine Reihe von notwendigen Untersuchungen zur Standsicherheit.

Im westlichen Bereich der Südrampe ist die Standsicherheit des Erdbauwerkes sowohl für den Endzustand als auch für den Vers Schub der Vorlandbrücke zu untersuchen. Aus vorliegenden Unterlagen (vgl. [U 13] und [U 11]) können für unterschiedliche Stationen folgende Höhen und Neigungen der zu untersuchenden westlichen Böschung entnommen werden:

Bau km	Westböschung (Südrampe)	
	H, [m]	1 : n
1+127,000	18,2	1,54
1+337,000	14,0	1,49
1+370,005	15,5	1,47
1+463,865	11,6	1,54
1+547,000	5,8	1,72

Tabelle 2: Höhe und Neigung des südlichen Rampenbauwerkes

Aufgrund der Änderungen an der Linienführung der Verkehrsanlage schwenkt im östlichen Bereich der Südrampe von Bau-km 1+130 bis Bau-km 1+650 die Gleisachse der DBAG bis zu 10 m von der gegenwärtigen Linienführung ab (vgl. Bild 2). Bedingt durch den hier verlaufenden ca. 5,0 m hohen Damm muss direkt neben der betriebenen Bahnstrecke einerseits ein neues Dammbauwerk aufgesetzt und andererseits die Verbreiterung bzw. die Abflachung eines ca. 17 m hohen Rampenabschnittes vor dem Widerlager untersucht werden.

Im Weiteren ist die Standsicherheit der Rampenböschungen für den geplanten Brückenvers Schub zu überprüfen.

4 BAUGRUND

Für die Bewertung der Standsicherheit der Böschungen kann auf die Baugrundbeschreibung der Unterlagen [U 17] und [U 18] und die im Auftrag des WSV Kiel-Holtenau im Jahr 2011 abgeteufte ergänzenden Drucksondierungen am Böschungsfuß (vgl. Unterlage [U 16]) zurückgegriffen werden.

Maßgebend für die Bewertung der Standsicherheit des Rampenbauwerkes sind die als Rampenbaustoffe verwendeten und die als Basis anstehenden Böden. Nach den vorliegenden Unterlagen setzen sich die Rampenbauwerke aus folgenden Böden zusammen, wobei sich die Bezeichnung der Homogenbereiche überwiegend auf die Unterlage [U 17] beziehen und als Klammerangabe beigefügt sind:

4.1 Bodenschichtung des nördlichen Rampenbauwerkes

Ab Geländeoberkante des Rampenbauwerkes ist zunächst mit mächtigen **älteren Auffüllungen (B2)** zu rechnen. Diese Bodenschicht ist in der Unterlage [U 17] als Homogenbereich B2 - Auffüllungen im Zuge des Kanalbaus und der Rampe „Alte Levensauer Hochbrücke“, überwiegend schluffige Sande mit gemischtkörnigen Einlagerungen - bezeichnet. Nachfolgend wird dieser Homogenbereich unter Berücksichtigung der ergänzenden Untergrundaufschlüsse (vgl. Unterlage [U 16]) beschrieben.

Auf der Krone des nördlichen Rampenbauwerkes, überwiegend im Straßenbereich, sind zunächst mehrere Tragschichten des Verkehrswegebau vorzufinden. Diese Tragschichten weisen eine Mächtigkeit von bis zu 1,2 m auf.

Darunter folgen als nördliches Rampenbauwerk die im Rahmen des Kanalbaus aufgeschütteten Böden. Hierbei handelt es sich überwiegend um schluffige Sande, untergeordnet auch um stark sandig ausgeprägte Schluffe. Die Lagerung der Sande kann nach Auswertung der Drucksondierungen nur mit locker bis ansatzweise mitteldicht ($q_c = 2$ bis 8 MN/m^2) beschrieben werden. Die stark sandig ausgeprägten Schluffe, die nach ihrer Korngrößenzusammensetzung einem sandigen Geschiebemergel entsprechen, weisen eine steife Zustandsform auf und sind überwiegend im unteren Rampenkern vorzufinden.

Die genannten Böden stehen bis zur Basis des Rampenbauwerkes an. Nach Auswertung von Archivunterlagen und den vorliegenden Untersuchungsergebnissen liegt dieses

Niveau bei ca. + 13 m NHN¹ und steigt in Richtung des NOK kontinuierlich auf ca. + 28 m NHN an (vgl. Unterlage [U 18]).

Vor dem westlichen Böschungsfuß des nördlichen Erdbauwerkes wurden durch die ergänzenden Untergrundaufschlüsse (vgl. Unterlagen [U 16] und [U 20]) überwiegend gemischtkörnige Böden mit einer Mächtigkeit von 10 m bis 16 m erkundet. Hierbei handelt es sich um **ältere Auffüllungen (B4)** einer alten Verbringungsfläche, die für Erdarbeiten nicht geeignete Böden aufnahm (vgl. Unterlagen [U 20] und [U 22]). Bei den Böden treten die sandig ausgeprägten Schluffe in den Vordergrund. Die Konsistenz dieser Böden ist mit weich bis steif und steif zu beschreiben.

Als sogenannter gewachsener Boden stehen unter der Rampenbasis und den angrenzenden großflächigen Auffüllungen **Geschiebeböden (D)** an. Diese setzen sich aus weich bis steifen Geschiebelehmen und Geschiebemergeln sowie mitteldicht gelagerten sandigen Ablagerungen zusammen. Eine klare Schichtung kann aus den vorliegenden Untergrundaufschlüssen nur schwer abgeleitet werden. Hier ist von einer durch Gletscher üblichen Schichtverwerfung auszugehen. Im kanalnahen Bereich wurde das Schichtpaket zum Teil nicht vorgefunden (vgl. BK 6/10 und BK 8/10). Dagegen weitet es sich mit steigender Entfernung vom Kanal auf mehrere Meter auf.

Aufgrund der nicht klaren Schichtung in dem beschriebenen Horizont werden in den erdstatischen Berechnungen ausschließlich die ungünstigeren Bodenkennwerte der Geschiebelehme herangezogen.

Unterlagert werden die Ablagerungen des Geschiebebodens durch **Beckensedimenten (E)** und den **unteren eiszeitlichen Sanden (F)**. Diese Böden beeinflussen die Standsicherheit des Rampenbauwerkes nicht und werden im Folgenden nicht berücksichtigt.

Einen Überblick der oben beschriebenen Bodenschichtung gibt die Anlage 1.1 - Schematischer Querschnitt "Rampe Nord".

4.2 Bodenschichtung des südlichen Rampenbauwerkes

Das Rampenbauwerk besteht aus den im Rahmen des Kanalbaus Ende des 19. Jahrhunderts aufgebauten **älteren Auffüllungen (B)**. Die Basis dieses Auffüllungshorizonts

¹ NHN - – Normalnull im System DHNN 92 (gültiges Höhensystem in Deutschland)

liegt bei ca. + 22,0 m NHN und steigt nach Süden leicht an. Dieses Niveau entspricht der ursprünglichen Höhe des Urgeländes.

Als Rampenkronen sind im Bereich der Straße mehrere Tragschichten vorzufinden. Diese Tragschichten weisen mindestens eine Mächtigkeit von 1,0 m auf. Die Tragschichten werden in den Berechnungen auf der sicheren Seite liegend der Bodenschicht der Rampe (B1) zugeordnet.

Parallel zur Straße verläuft die DBAG - Trasse über ein aufgesetztes Dammbauwerk. Detaillierte Angaben über den Dammaufbau sind in der Unterlage [U 4] dargestellt. Die **Auffüllung des aufgesetzten Dammes (B2)** besteht überwiegend aus schluffigen Sanden mit schwach kiesigen Nebenbestandteilen. Die Sande sind locker bis mitteldicht (DPL: $n_{10} = 4$ bis 8; DPH: $n_{10} = 1$ bis 3) gelagert.

Bei der darunter folgenden Rampenauffüllung handelt es sich um die **Auffüllungen im Zuge des Kanalbaus (B1)**. Bis ca. 5,0 m unter Rampenkronen handelt es sich hier um schwach schluffige bis schluffige Sande, welche zur Tiefe überwiegend durch stark sandige Schluffe mit schwach tonigen und schwach kiesigen Nebenbestandteilen (Auffüllung von sandigem Geschiebemergel) unterlagert werden. Die Auffüllungen von sandigem Geschiebemergel sind unregelmäßig mit Einlagerungen von Sanden durchsetzt. Diese sind als Lagen, Linsen und Schichten ausgebildet. Eine zusammenhängende Schichtung kann aus den vorliegenden Erkundungsergebnissen aber nicht abgeleitet werden.

Für die Sande des Auffüllungshorizontes konnte mit den vorliegenden Drucksondierungen nur eine lockere Lagerung ($q_c < 7,5 \text{ MN/m}^2$) nachgewiesen werden.

Die als aufgefüllte sandige Geschiebemergel anzusprechenden schluffigen Böden weisen nach Feld- und Laboransprache überwiegend eine steife Konsistenz auf. Die abgeteufte Drucksondierungen und schweren Rammsondierungen zeigen für die aufgefüllten gemischtkörnigen Böden geringe Eindringwiderstände auf. Die aufgezeichneten Spitzendrücke liegen für den sandigen Geschiebemergel in einer Größenordnung zwischen $q_c \sim 1 \text{ MN/m}^2$ bis 4 MN/m^2 .

Als sogenannter gewachsener Boden stehen unter der Rampenbasis in einer sehr unregelmäßigen Schichtung **Geschiebeböden (D)** an. Diese setzen sich aus weich bis steifen Geschiebelehmen und Geschiebemergeln sowie mitteldicht gelagerten sandigen Ab-

lagerungen zusammen. Eine klare Schichtung ist mit den vorliegenden Untergundaufschlüssen für das gesamte Baufeld nur schwer abzuleiten. Hier ist von einer durch Gletscher üblichen Schichtverwerfung auszugehen. Aufgrund der nicht klaren Schichtung in dem beschriebenen Horizont werden in den erdstatischen Berechnungen zunächst die ungünstigeren Bodenkennwerte der Geschiebelehme herangezogen.

Die Gesamtmächtigkeit der Geschiebeböden wurde mit den vorliegenden Untergundaufschlüssen zwischen ca. 3 m und 7 m erkundet. Nach Süden weitet sich der Bodenhorizont auf. Hier liegen erkundete Schichtmächtigkeiten von 12 m vor.

Unterlagert werden die Ablagerungen des Geschiebebodens durch **Beckensedimente (E)**. Hierbei handelt es sich um Beckensande und Beckenschluffe. Diese Böden wurden mit den in Unterlage [U 17] genannten Untergundaufschlüssen nicht durchteuft und beeinflussen die Standsicherheit des Rampenbauwerkes nicht. Aus diesem Grund findet der Schichthorizont im Folgenden keine Berücksichtigung.

Einen Überblick der oben beschriebenen Bodenschichtung gibt die Anlage 1.2 - Schematischer Querschnitt "Rampe Süd".

Abweichend von der oben beschriebenen Schichtung wurden im Bereich Bau-km 1+500 bis Bauende durch die Drucksondierungen CPT 747/11 in einer Tiefenlage von 4,5 m unter GOK (ca. + 27,5 m NHN) über eine Mächtigkeit von 2,5 m Spitzenwiderstände von $q_c \sim 0,5$ bis 1,0 und einem Reibungsindex zwischen $R_f = 4$ bis 6 aufgezeichnet.

Diese Werte lassen gemäß der DIN 4094², Anhang C, auf einen Ton bzw. nach unseren Erfahrungen auf organisch durchsetzte Böden schließen. Da diese Böden für die Bewertung der Standsicherheit des Erdbauwerkes von Bedeutung sind, wurde im Oktober 2014 eine ergänzende Baugrunderkundung am Böschungsfuß durchgeführt.

Die nachfolgende Widerstandslinie zeigt den entsprechenden Kurvenverlauf.

² DIN 4094 Felduntersuchungen, Teil 1: Drucksondierungen

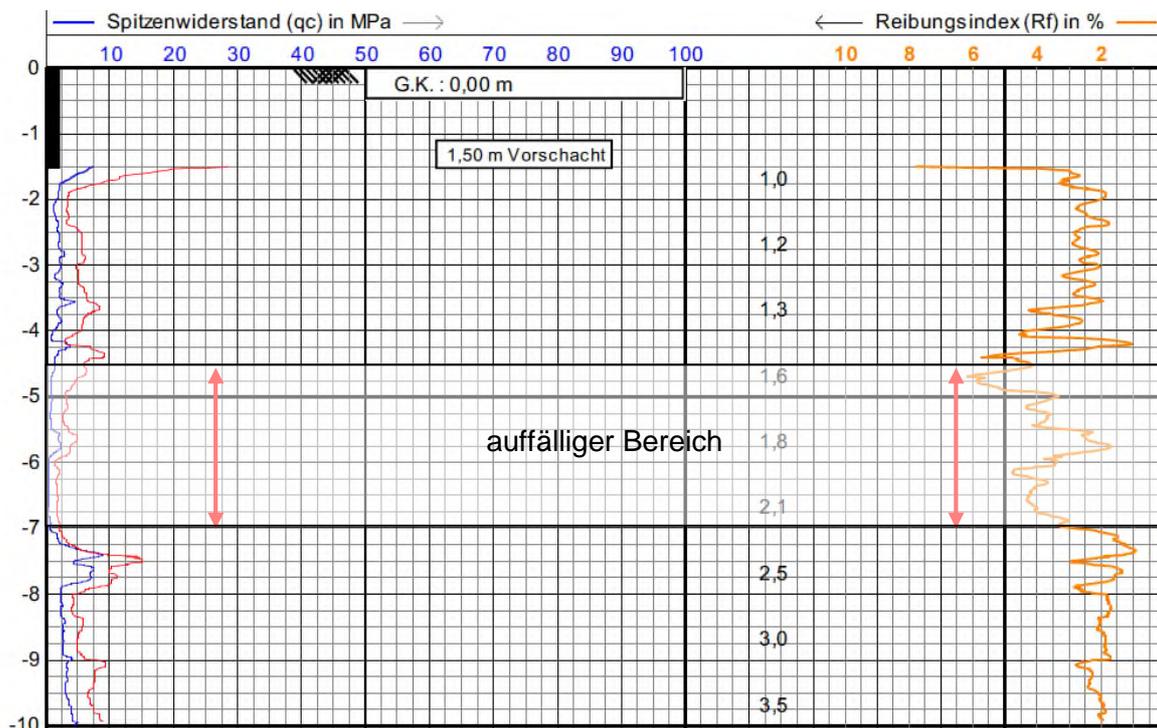


Bild 3: Widerstandslinie der CPT 747/11 (Quelle [U 16])

Aufgrund der vorliegenden Archivunterlagen und der Aufgabenstellung wurden hierzu drei Kleinrammbohrungen nach EN ISO 22475-1:2006(D)³ (siehe dort Tabelle 2: Durchgehende Gewinnung von Böden mittels Bohrverfahren - Zeile 9) bis 5,0 m unter Geländeoberkante abgeteuft.

In dem Bereich wurden am Böschungsfuß zwischen 3,1 m bis 4,5 m unter Geländeoberkante und Rampenbasis ausschließlich aufgefüllte gemischtkörnige Böden angetroffen. Die Unterkante des Auffüllungshorizontes liegt hiernach zwischen + 21,59 m NHN und + 22,23 m NHN.

Unterlagert werden die Auffüllungen durch den bereits oben beschriebenen Geschiebebodenhorizont, welcher durch die 5,0 m tiefen Untergrundaufschlüsse nicht durchteuft wurden.

Weitere Details zu den Resultaten der ergänzenden Baugrunderkundung können den Unterlagen [U 23] entnommen werden.

³ EN ISO 22475-1:2006 Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Probenentnahmeverfahren und Grundwassermessungen, Teil 1: Technische Grundlagen der Ausführung

4.3 Hydrologische Situation

Mit den vorliegenden Untergundaufschlüssen wurde im Rampenkörper als auch in dem Dammbauwerk der DBAG kein Wasser angetroffen. Es wird davon ausgegangen, dass anfallendes Oberflächenwasser überwiegend seitlich über die Böschungen und durch den Dammkörper langsam versickert bzw. über die bestehenden Regenwasserleitungen abgeleitet wird.

Ein Aufstauen von versickerndem Oberflächenwasser wurde durch die Erkundungsarbeiten nicht festgestellt, es ist aber aufgrund der hier anstehenden gemischtkörnigen Böden lokal nicht auszuschließen. Diese Wässer sind nach der Unterlage [U 24] als 1. Grundwasserhorizont zu bezeichnen. Detailliert ist die hydrologische Situation in der Unterlage [U 24] beschrieben.

5 CHARAKTERISTISCHE BODENKENNGRÖSSEN

Die nachfolgenden charakteristischen Bodenkenngößen wurden nach Auswertung der ergänzenden Baugrunderkundung und den vorliegenden Archivunterlagen [U 2], [U 3], [U 4] und [U 18] festgelegt. Die charakteristischen Bodenkenngößen können in erdstatischen Berechnungen gemäß DIN EN 1997-1⁴ bzw. EAU 2004⁵ in Ansatz gebracht werden (vgl. Tabelle 3). Weiter sind in der Tabelle die Böden gemäß DIN 18196⁶ klassifiziert.

⁴ DIN EN 1997-1 - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln

⁵ EAU - Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen (Ausgabe Jan. 2005)

⁶ DIN 18196 – Erd- und Grundbau – Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke

Bodenart	Boden- gruppe DIN 18196	Lagerungs- dichte und Zustands- form	Wichte		Steifemodul $E_{s,k}$ [MN/m ²]	Scherfestigkeit	
			feucht γ [kN/m ³]	unter Auftrieb γ' [kN/m ³]		Reibungs- winkel φ'_k [°]	Kohäsion c'_k [kN/m ²]
- NORDRAMPE							
Tragschichten der Verkehrs- wege	GW, SW	dicht	19,0	11,0	120	37,5	0
B2 - Auffüllung von Sand (Rampe)	SU*, (SU)	locker	17,5	9,5	25	32,5	0 ²⁾
B4 - Auffüllung der Verbringungs- fläche	UL, UM,	weich - steif	20,0	10,0	5 - 10	25,0	2,5
D - Geschiebebo- den, hier: Ge- schiebelehm ¹⁾	UL, UM	weich - steif	20,5	10,5	10	25,0	5,0
- SÜDRAMPE							
Tragschichten der Verkehrs- wege	GW, SW	dicht	19,0	11,0	120	37,5	0
B1 - Auffüllung von Geschiebe- mergel, sandig (Rampe)	UL, UM, TL (SU*)	steif	22,0	12,0	15,0	27,5	7,5
B2 - Auffüllung DBAG Damm	SU, SU*	locker	17,5	9,5	30	32,5	0 ²⁾
D - Geschiebebo- den, hier: Ge- schiebelehm ¹⁾	UL, UM	weich - steif	20,5	10,5	10	25,0	5,0

Tabelle 3: Charakteristische Bodenkenngrößen

- 1) Aufgrund der nicht klaren Schichtung sind zunächst die genannten Böden mit ihren ungünstigeren Bodenkennwerten für erdstatische Berechnungen heranzuziehen.
- 2) Ansatz der scheinbaren Kohäsion c_c im nicht bindigen Boden in Anlehnung an die EAU 2004, Abschnitt 2.2, bereichsweise möglich.

Nach den Ergebnissen der vorliegenden Baugrunderkundungen ist der vorhandene schluffige Sand im Rampenkern weder ausgetrocknet noch durchnässt. Nur im oberflächennahen Bereich ist mit einer Austrocknung zu rechnen. Aufgrund dieser Voraussetzungen wurde in den Berechnungen dem nicht bindigen Boden eine Kapillarkohäsion von $c_c = 2,5 \text{ kN/m}^2$ zugewiesen.

Diese Größe liegt mit Blick auf die Angaben der EAU 2012⁷, Abschnitt 2.3, Tabelle E3-1: Charakteristische Werte der scheinbaren Kohäsion für die Mittel- und Feinsande ($c_c = 4$ bis 8 kN/m^2) auf der sicheren Seite. Im oberflächennahen Bereich, bis 1,0 m unter GOK, wurde aufgrund der möglichen Austrocknungsprozesse die scheinbare Kohäsion in den Berechnungen nicht zum Ansatz gebracht.

In der nachfolgenden Tabelle sind die oben genannten Bodenarten entsprechend der Durchführung von Erdarbeiten gemäß DIN 18300⁸ und bezüglich der Frostempfindlichkeit gemäß der ZTV E-StB 09⁹ klassifiziert.

Bodenart	Klassifikation nach DIN 18186	Frostempfindlichkeit nach ZTV E-StB 2009	Klassifikation nach DIN 18300
Tragschichten der Verkehrswege	GW, SW	F1	3
Auffüllung von schluffigem Sand	SU*, SU	F2 - F3	3, 4
Auffüllung von Geschiebeboden und der Verbringungsfläche	UL, UM, ST*, SU*	F3	4
Geschiebeboden hier: Geschiebelehm ¹⁾	UL, UM, ST*, SU*	F3	4

Tabelle 4: Klassifikation der Bodenarten

⁷ EAU 2012 - Empfehlungen des Arbeitskreises „Ufereinfassungen“

⁸ DIN 18300 - Allgemeine technische Vertragsbedingungen – Erdarbeiten

⁹ ZTV E-StB 09 - Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau

6 UNTERSUCHUNGEN DER STANDSICHERHEIT DER BÖSCHUNGEN

6.1 Nördliches Rampenbauwerk

6.1.1 Allgemeines

Mit der oben beschriebenen und auf Anlage 1.1 dargestellten Baugrundsichtung sowie den charakteristischen Bodenkenngößen (vgl. Tabelle: 3 - Nordrampe) ist die Standsicherheit der westlichen Böschung des nördlichen Erdbauwerkes für unterschiedliche Lastsituationen zu überprüfen. Hierzu wird auf die Nachweisverfahren der Böschungs- und Geländebruchberechnungen nach der DIN 4084:2009-01¹⁰ zurückgegriffen.

Grundlage für die Berechnungen sind die Sicherheitsvorgaben der DIN EN 1997-1 (EC 7), wonach das Nachweisverfahren GEO3 - Grenzzustand des Versagens durch Verlust der Gesamtstandsicherheit - maßgebend ist.

In das Berechnungsprofil wurde entsprechend der DIN 4084:2009-01³ Absatz 7.1.6 für die oberflächennahen Bodenschichten ein höherer Bemessungswert des Reibungswinkels eingeführt. Mit diesem Ansatz wird der Vegetationszone und den üblicherweise in den Berechnungen auftretenden ungünstigen oberflächennahen Gleitlinien Rechnung getragen.

6.1.2 Aktuelle Standsicherheit - westliche Böschung

GRENZZUSTAND DER GESAMTSTANDSICHERHEIT

Die Gesamtstandsicherheit des nördlichen Dammbauwerkes wurde mit den oben genannten Berechnungsansätzen für die derzeit vorliegende steilste Böschungsneigung von $n = 1,5$, einer maximalen Höhe von $h = 16,4$ m und mit den gegenwärtigen Verkehrsbelastungen berechnet.

Das Berechnungsergebnis liegt als Anlage 2.1.1 dem Geotechnischen Bericht bei und weist für die Bemessungssituation BS-P (Endzustand) einen Ausnutzungsgrad von $\mu = 1,06$ auf. Somit erfüllt die vorhandene Böschung nicht die gemäß dem aktuellen Regelwerk DIN EN 1997-1 (EC 7) geforderte Sicherheit.

¹⁰ DIN 4084:2009-01 Baugrund – Geländebruchberechnung

Im Weiteren wurde die genannte Böschung anhand der Vorgaben für die Bemessungssituation BS-T (Bauzustand) mit den gleichen Eingabedaten überprüft. Die Berechnungen liegen als Anlage 2.1.2 dem Bericht bei. Hiernach liegt für die Bemessungssituation ein Ausnutzungsgrad von $\mu = 0,97$ vor.

Aus den Berechnungsergebnissen kann die Schlussfolgerung gezogen werden, dass die westliche Böschung der Nordrampe zwar nicht die heutigen Sicherheitsanforderungen (Bemessungssituation BS-P - Ausnutzungsgrad $\mu \leq 1,0$) erfüllt, aber für die Böschung keine unmittelbare Gefahr eines Versagens vorliegt.

Diese Aussage steht im Widerspruch zu den im Radweg und im Randbereich vorhandenen Verformungen und Rutschungen, die deutlich auf ein Versagen der Böschung hindeuten. Die nachfolgenden Bilder 4 und 5 verdeutlichen den gegenwärtigen Zustand.



Bild 4



Bild 5

Anhand der Bilder ist gut ersichtlich, dass sich die Bruchkante der Böschungen ca. 0,5 m bis 1,0 m hinter der Böschungskante einstellen. Für die Bewertung der Standicherheit in diesem Bereich wurden die vorgelegten Querprofile (vgl. Unterlagen [U 9] bis [U 11]) bezüglich der Böschungsneigung ausgewertet. Hierbei wurde festgestellt, dass im oberen Böschungsbereich, wohl durch die Verbreiterung der Dammkrone für

den Radweg, ein deutlich steilerer Böschungsabschnitt vorliegt. Aus den genannten Unterlagen kann für die entsprechenden Böschungsabschnitte eine Neigung von teilweise $n < 1,3$ nachgewiesen werden. Das nachfolgende Bild 6 zeigt einen entsprechenden Ausschnitt aus der Unterlage [U 10]:

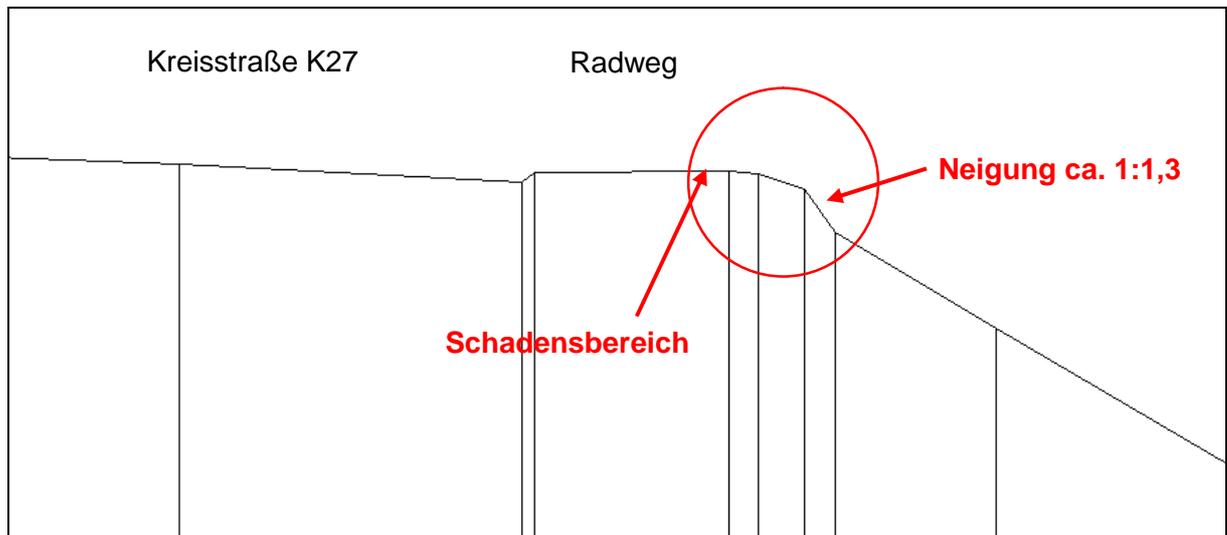


Bild 6: Ausschnitt aus dem Querprofil Bau-km 0+745 (Bestandsböschung), [U 10]

Die dargestellte Situation ist als nicht standsicher zu bewerten und wird als Ursache für die Schäden am Radweg angesehen.

Zur Realisierung einer ausreichenden Standsicherheit der westlichen Rampenböschung unter Beibehaltung bzw. Verbreiterung der Dammkrone sind aus der beschriebenen Situation zusätzliche verbessernde Maßnahmen notwendig.

6.1.3 Maßnahme zur Verbesserung der Standsicherheit der westlichen Böschung

Die Standsicherheit der westlichen Böschung des nördlichen Widerlagers kann aufgrund der Randbedingungen wie dem bereits vorliegenden Grundbesitz, der Baufreiheit und der zu erstellenden Montagefläche für den Brückenneubau mit einer Abflachung der Böschungsneigung verbessert werden. Der rechnerische Nachweis der Gesamtstandsicherheit kann mit dem heutigen Sicherheitskonzept bei

Neigungen von $n \geq 1,8$

erbracht werden. Die grafische Darstellung der Berechnung liegt als Anlage 2.2 dem Zusammenfassenden geotechnischen Bericht bei.

Eine Abflachung der Böschung auf 1:1,8 würde am Böschungsfuß eine Verbreiterung der Rampengrundfläche von 4,6 m bedeuten. Im oberen Bereich würde sich dieser Bereich deutlich verjüngen. Für eine ausführungssichere Umsetzung der Abflachung der Böschung sollte sich daher auf eine **Böschungsneigung von 1 : 2,0** orientiert werden.

Unabhängig von der endgültigen Böschungsneigung sollten bei der Umsetzung - Abflachung der Böschung - folgende bautechnische Hinweise beachtet werden:

- GRÜNDUNG DER DAMMVERBREITERUNG

Im Bereich der Basis der Verbreiterungsfläche stehen in einer Mächtigkeit von ca. 10 m unter GOK Auffüllungen einer alten Verbringungsfläche an. Diese Böden wurden Anfang des 20. Jahrhunderts aufgrund der fehlenden Eignung für Erdarbeiten hier abgelagert und weisen eine geringe Scherfestigkeit und Steifigkeit auf.

Für die Gründung der Dammverbreiterung sind zur Verbesserung der Stand- und Ausführungssicherheit zusätzliche stabilisierende Maßnahmen im Bereich der Gründungsebene einzuplanen. Aufgrund der Erdbaustelle bietet sich hier die Durchführung einer partiellen Baugrundsanie rung an. Es wird vorgeschlagen, die Gründungsfläche inklusive einer 45°-igen Lastausbreitung bis 1,0 m unter Geländeoberkante mit einem Kiessand ersatzboden zu verbessern.

Hierzu sind vor Beginn der Arbeiten alle Gewächse und Gehölze sowie Unrat aus dem Gründungsbereich der Verbreiterungsfläche des Erdbauwerkes zu entfernen.

Die aufgefüllte Oberbodenschicht ist vollständig und die dann folgenden Auffüllungen bis mindestens 1,0 m unter GOK abzutragen. Das Planum ist profilgerecht und eben sowie mit einem entsprechenden Quergefälle von mindestens 2,5 % nach außen anzulegen.

Als Gründungsebene sind mindestens steife gemischtkörnige Böden oder mitteldicht gelagerte Sande zulässig. Die Gründungsebene ist durch einen Baugrundgutachter fachlich zu beurteilen. Schwachstellen im Gründungsbereich können im Rahmen der Baugrubenabnahme ggf. lokalisiert und mit einem weiteren Bodenaustausch bis 1,5 m unter GOK beseitigt werden.

Vor dem Einbau des Ersatzbodens ist die Fläche der Baugrundsanie rung zu entwässern und nachzuverdichten sowie auf seine Tragfähigkeit zu überprüfen. Als Zielwert für die

Verdichtung der Sanierungsebene des Erdbauwerkes sollte für den mineralisch sauberen Boden ein Verdichtungsgrad von $D_{pr} \geq 97\%$ angestrebt werden.

Als Ersatzboden sind Böden des Gruppensymbols SE, Bodenklasse 3, zu verwenden. Dieses Material dient für den Endzustand als Filterschicht zum Fassen und druckfreiem Ableiten von Sickerwasser. Die Ersatzbodenschicht ist an ein begleitendes Grabensystem mit einer entsprechend gesicherten Vorflut anzuschließen.

Die Arbeiten der partiellen Baugrundsanie rung sind so auszuführen, dass die Standsicherheit der bestehenden Nordrampe nicht beeinträchtigt wird. Die entsprechenden Nachweise sind im Rahmen der Ausführungsplanung zu erstellen. Ggf. sind die Arbeiten abschnittsweise auszuführen oder entsprechende Sicherungsmaßnahmen (z. B. Spundbohlen, Verbaukästen o. ä.) einzuplanen.

- AUFBAU DER BÖSCHUNGSVERBREITERUNG

Anschließend kann nach Rückbau der Oberbodenschicht im Böschungsbereich mit dem lagenweisen Aufbau der neuen Rampenbauwerke begonnen werden. Der Rückbau der Oberbodenschicht sollte entsprechend dem Baufortschritt in mehreren Abschnitten erfolgen.

Bei dem Aufbau der Rampenverbreiterung ist eine entsprechende Verzahnung mit dem bestehenden Erdbauwerk zu realisieren. Die Schüttlagen sollten 0,5 m nicht übersteigen. Die Arbeiten sind unter ständiger Wahrung der Böschungssicherheit auszuführen. Die zu erstellende Verzahnung ist an die Einbaulagen anzupassen und sollte nicht über 0,9 m liegen.

Um das Aufstauen von Oberflächenwasser zu vermeiden, ist eine ausreichende Entwässerung im Verzahnungsbereich sicherzustellen. Hierfür ist unter Beachtung der vorliegenden, gering wasserdurchlässigen Böden des alten Rampenbauwerkes ein nach außen geneigtes Quer- und Längsgefälle anzulegen.

- SCHÜTTSTOFFE UND VERDICHTUNGSANFORDERUNGEN

Das nördliche Rampenbauwerk der alten Levensauer Hochbrücke setzt sich überwiegend aus Böden mit dem Gruppensymbol SU* (Feinkornanteil $D_{<0,06\text{ mm}} \sim 20\%$) zusammen. Für die Abflachung der Böschung sollte ein Boden mit ähnlichen bzw. besseren

bautechnischen Eigenschaften als in der Hauptrampe vorhanden verwendet werden. Es wird empfohlen, für die Verbreiterung des Rampenbauwerkes bis zur Unterkante des Straßenoberbaus Böden der Bodengruppen

GW, GI, GE, SW, SI, GU, GT, SU und ST

zu verwenden. Die zu wählenden Schüttstoffe müssen eine gleichwertige Verdichtungsfähigkeit, Scherfestigkeit und Steifigkeit sowie Filterstabilität gegenüber den angrenzenden Böden und Frostsicherheit (Frostempfindlichkeitsklasse F1 gemäß der ZTV E-StB 09) aufweisen. Ebenso sind die Vorsorgewerte der BBodSchV ¹¹ einzuhalten.

Somit wird mit der Abflachung der Rampenböschung ein homogener Dammaufbau gewährleistet, da diese Böden gegenüber dem Bestand verbesserte, zumindest aber ähnliche Verdichtungs- und Konsolidierungseigenschaften aufweisen¹². Des Weiteren kann bei Verwendung der genannten Böden das Oberflächenwasser schadlos zur Basis des Rampenbauwerkes versickern, ein Aufstau von Sickerwasser im Kern des Dammes wird vermieden.

Das Dammbauwerk ist lagenweise bis zur Unterkante des Straßenoberbaus aufzubauen. Hierbei ist durchgängig eine einfache Proctordichte von $D_{pr} \geq 100 \%$ nachzuweisen. Nachweise mit einem indirekten Prüfverfahren (Dynamische Plattendruckversuche nach TP BF-StB Teil B8.3¹³, Prüfung der Lagerungsdichte mit der Leichten Rammsondierung) sind nach deren Kalibrierung möglich.

Auf dem Planum der Rampenverbreiterung ist abschließend ein Verformungsmodul von $E_{v2} \geq 100 \text{ MN/m}^2$ nachzuweisen. Auf das Planum ist der Oberbau der Straße gemäß der RSTO 12¹⁴ aufzubauen.

Aufgrund der zunächst fehlenden Begrünung sind bei der genannten Böschungsneigung von $n \geq 1,8$ nach deren Herstellung einzelne Schalenbrüche (Gleitlinien im oberflächennahen Bereich) nicht gänzlich auszuschließen. Zur Minimierung sollten auf der Oberfläche biologische Sicherungsmaßnahmen eingeplant werden.

¹¹ BBodSchV - Bundes-Bodenschutz- und Altlastenverordnung, 1999

¹² ZTVE - Kommentar mit Kompendium Erd- und Felsbau, Kirschbaum Verlag

¹³ TP BF-StB Teil B8.3 - Technische Prüfvorschrift für Boden und Fels im Straßenbau

¹⁴ RSTO 12 - Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen, 2012

6.1.4 Kanalseitige Böschung

Unter dem kanalseitigen Widerlager der Brücke soll der hier vorliegende Geländesprung von ca. 25 m mittels einer Böschung mit eingelagerter Berme überbrückt werden. In der Unterlage [U 21] setzt sich die Gesamtböschung aus zwei Abschnitten zusammen.

Die obere Böschung ist mit einer Neigung von 1:1,75 geplant und soll ein Höhengsprung von ca. 9 m überbrücken. Am Fuße der Böschung schließt sich ein 7,0 m breiter Betriebsweg an. Der untere Böschungsabschnitt weist eine Böschungsneigung von 1:1,85 auf und realisiert einen Höhengsprung von ca. 15,5 m. Die Neigung des Gesamthangs liegt hier in einer Größenordnung von 1:2,0.

Die geplanten Böschungsneigungen entsprechen in der Größenordnung der unter Abschnitt 6.1.3 empfohlenen Böschungsneigung von 1:1,8. Hier wurde ein Ausnutzungsgrad von $\mu = 0,9$ ermittelt, woraus sich auch für die obere mit einer Neigung von 1:1,75 geringfügig steiler Böschung eine ausreichende Sicherheitsreserve ableiten lässt. Eine Umsetzung der auf Unterlage [U 21] dargestellten Böschungen ist somit aus geotechnischer Sicht möglich.

6.1.5 Östliche Böschung

Aus dem Bereich sind keine Schäden oder erhöhte Unterhaltungskosten bekannt. Des Weiteren werden nach dem vorliegenden Planungsstand hier nur geringfügige Veränderungen an der Linienführung und der Gradienten erwartet, so dass durch den geplanten Neubau keine Veränderungen für den Lastabtrag und für die Bestandsböschung zu erwarten sind. Aus den vorliegenden Sachverhalten ergeben sich mit heutigem Stand keine Untersuchungen der Standsicherheit für die östliche Böschung der Nordrampe.

6.1.6 Grenzzustand der Gesamtstandsicherheit - Montagefläche

Für die Montage der nördlichen Vorlandbrücke ist an der westlichen Böschung die Errichtung einer 40 m breiten und 80 m großen Montagefläche notwendig. Hierzu ist eine Dammschüttung mit einer Höhe von mindestens 16 m zu erstellen. Hieraus ergeben sich für die Basis Sohlrücke bis zu $\sigma \sim 300 \text{ kN/m}^2$. Die Montagefläche wird des Weiteren mit der zu errichtenden Vorlandbrücke mit einem Gewicht bis zu 7.000 kN, den Vorschubschlitten mit ca. 2.000 kN und diversen Montagebehelfen belastet.

Der Aufbau der Montagefläche sollte analog der Verbreiterung der Rampe ausgeführt werden (vgl. Abschnitt 6.1.3).

Abweichend hiervon ergeben sich aufgrund der Untergrundverhältnisse im Lastabtragungsbereich des Rampenbauwerkes zusätzliche Maßnahmen für die Gründungsfläche der Aufschüttungsfläche. So sollte zur Überbrückung von Unregelmäßigkeiten in der Steifigkeit des Untergrundes zwischen der Sanierungsebene von 1,0 m unter GOK und dem einzubauenden Ersatzboden ein Verbundstoff (Geogitter und Vlies) bzw. ein Geotextil verlegt werden. Die biaxiale Zugfestigkeit der Materialien sollte konstruktiv mit mindestens 150 kN/m gewählt werden.

Des Weiteren sollte die Montagefläche selbst mittels einer 1,0 m mächtigen, hoch scherfesten Tragschicht für den Baustellenverkehr und Montagebetrieb ertüchtigt werden. Hier kann bei Einhaltung der Vorsorgewerte der BBodSchV¹⁵ auch Recyclingmaterial aus Betonbruch verwendet werden.

Für das Erdbauwerk mit einer Böschungsneigung von 1:1,8 wurden Grundbruch- und Geländebruchberechnungen mit einer Lasteintragsfläche von $a \times b = 4,5 \text{ m} \times 1,8 \text{ m}$ mit einer Sohlspannung von $\sigma = 266 \text{ kN/m}^2$ (vgl. Unterlage [U 19]) durchgeführt. Als Bemessungssituation wurde der Bauzustand (BS-T) zu Grunde gelegt.

Das maßgebende Berechnungsergebnis zeigt den Nachweis der Grundbruchsicherheit. Bei den oben genannten Sohlspannungen und einem Lasteintrag direkt auf der Oberfläche des Montageplateaus muss **ab Böschungskante mindestens ein lastfreier Streifen von a = 6 m eingehalten werden** (vgl. Anlage 2.3.1 - Grundbruchnachweis).

Bei der Notwendigkeit den Abstand zu verringern oder bei weiteren Lasten im Bereich der Böschungsschulter, benötigen die Fundamente der Brückenmontage eine entsprechende Einbindung.

Die Standsicherheit der Böschung der Montagefläche wurde ebenso überprüft. Diese weist mit einem Ausnutzungsgrad von $\mu = 0,83$ eine ausreichende Sicherheit auf (vgl. Anlage 2.3.2 - Böschungsbruchnachweis).

Durch die Belastungen der im Lastabtragungsbereich der Montagefläche anstehenden Auffüllungen sind Setzungen in einer Größenordnung zwischen 10 cm und 15 cm zu er-

¹⁵ BBodSchV - Bundesbodenschutz- und Altlastenverordnung, 1999

warten. Auch diese werden sich bereits anteilig während des Rampenaufbaus einstellen. Es ist aber zu erwarten, dass sich während des Montagebetriebes Setzungen im Zentimeterbereich ($s \sim 5,0$ cm) einstellen werden.

Es wird vorgeschlagen, die Setzungen während des Schüttvorgangs und im Montagebetrieb mit mindestens 3 Setzungspegeln zu überwachen und zu dokumentieren.

6.1.7 Grenzzustand der Gesamtstandsicherheit - Brückenverschub

Im Rahmen der Bauausführung muss über das nördliche Dammbauwerk der Längsverschub der nördlichen Vorlandbrücke erfolgen. Bei dem Verschub wird das Erdbauwerk zusätzlich durch die Verschiebeinrichtung und dem neuen Brückenoberbau belastet. Diese Lasten sollen über zwei Verschiebeschienen mit entsprechender Fundamentierung in das Rampenbauwerk abgetragen werden. Nach der Unterlage [U 19] wird die Krone der Rampe während des Verschubs über eine wandernde Lasteintragungsfläche von $4,5$ m x $1,8$ m mit einem Sohldruck von mit $\sigma = 266$ kN/m² zusätzlich belastet.

Für die Nachweise der Standsicherheit der Verschiebeseilbahn wurde zunächst von einer Böschungsschulter mit einer Böschungsschulterneigung von 1:1,8 ausgegangen und die entsprechenden Grundbruch- und Geländebruchberechnungen wurden durchgeführt. Als Bemessungssituation wurde der Bauzustand (BS-T) zu Grunde gelegt.

Auch bei dem Verschub der Vorlandbrücke ist aus geotechnischer Sicht die Grundbruchsicherheit für die Bewertung der Standsicherheit maßgebend.

Wenn bei der Projektierung der Verschiebeseilbahn zwischen den Fundamenten und der Böschungsschulter ein lichter Abstand von $\geq 6,0$ m gewährleistet werden kann, kann auf eine Einbindung der Fundamente verzichtet werden. Voraussetzung hierfür ist ein $1,0$ m mächtiges Polster aus scherfestem Material (z. B. Betonrecycling oder glw.). Die entsprechenden geotechnischen Nachweise decken sich mit den Berechnungen des Abschnittes 6.1.6 (vgl. Anlagen 2.3.1 und 2.3.2).

Bei einer Unterschreitung des oben genannten lichten Abstandes können die notwendigen geotechnischen Nachweise nicht erbracht werden. In diesen Fällen müssen die Fundamente zur Gewährleistung der Grundbruch- und Böschungssicherheit in den Baugrund eingebunden werden.

Für einen lichten Abstand zwischen den Fundamenten und der Böschungsschulter von $a = 4,0$ m wurden geotechnische Berechnungen mit variablen Tiefen der Einbindung der Fundamente durchgeführt. Erst bei einer Einbindung der Fundamente von $d = 1,2$ m können über die Fundamente mit ausreichender Sicherheit die geforderten Sohlspannungen von $\sigma = 266$ kN/m² in den Rampenkörper abgetragen werden. Die Berechnungen der Grundbruchsicherheit liegen als Anlage 2.4.1 und die der Böschungssicherheit als Anlage 2.4.2 bei.

Die oben gezeigten Berechnungsergebnisse zeigen, dass die Lage der Verschubbahn einen wesentlichen Einfluss auf die Standsicherheit ausübt. Grundsätzlich muss bei der Lage der Lastabtragungsfläche zwischen $a = 4,0$ m und $6,0$ m von der Böschungsschulter und einer Böschungsneigung von $n = 1,8$ eine Einbindung der Fundamente erfolgen.

Nach den dargestellten Untersuchungen kann davon ausgegangen werden, dass die Verschubtrasse auf den bestehenden Damm aufgebaut wird. Nach der endgültigen Festlegung der Trasse sind die angrenzenden Böschungsneigungen nochmals aufzunehmen, die geotechnischen Berechnungen objektbezogen zu wiederholen und die Fundamente der Verschubbahn mit Einbindung und Größe zu dimensionieren.

6.2 Südliches Rampenbauwerk

6.2.1 Allgemeines

Mit der oben beschriebenen und auf Anlage 1.2 dargestellten Baugrundsichtung sowie den charakteristischen Bodenkenngößen (vgl. Tabelle: 3 - Südrampe) ist die Standsicherheit der westlichen Böschung des nördlichen Erdbauwerkes für unterschiedliche Lastsituationen zu überprüfen. Hierzu wird auf die Nachweisverfahren der Böschungs- und Geländebruchberechnungen nach der DIN 4084:2009-01¹⁶ zurückgegriffen.

Grundlage für die Berechnungen sind die Sicherheitsvorgaben der DIN EN 1997-1 (EC 7), wonach das Nachweisverfahren GEO3 - Grenzzustand des Versagens durch Verlust der Gesamtstandsicherheit - maßgebend ist.

In das Berechnungsprofil wurde entsprechend der DIN 4084:2009-01³ Absatz 7.1.6 für die oberflächennahen Bodenschichten ein höherer Bemessungswert des Reibungswinkels eingeführt. Mit diesem Ansatz wird der Vegetationszone und den üblicherweise in den Berechnungen auftretenden ungünstigen oberflächennahen Gleitlinien Rechnung getragen.

6.2.2 Aktuelle Standsicherheit - westliche Böschung

Durch die neue Trassierung der Verkehrsanlagen rückt die Belastung des Rampenbauwerkes deutlich von der westlichen Böschungsschulter ab. Aus den Planungsunterlagen (vgl. [U 9]) kann bei der Station Bau-km 1+130 für die Böschungsschulter und dem Beginn der Fahrbahn ein Abstand von ca. 5,4 m entnommen werden. Im Verlauf der Streckenführung vergrößert sich dieser Abstand weiter und nähert sich bis Bau-km 1+500 wieder der Bestandsböschung an. Durch die Verlagerung des Straßenkörpers wird die westliche Böschung nicht mehr direkt durch den Verkehr der Kreisstraße beeinflusst.

Die Standsicherheit der bis zu 18,4 m hohen und 1:1,5 steilen Böschung wurde rechnerisch mit den vorliegenden geotechnischen Eingangsparametern überprüft.

Nach den Berechnungen, vgl. Anlage 3.1.1, weist die 18,4 m hohe westliche Böschung des Rampenbauwerkes in der Bemessungssituation BS-P einen Ausnutzungsgrad von $\mu = 1,11$ auf. In der Bemessungssituation BS-T (Bauzustand) liegt der Ausnutzungsgrad

¹⁶ DIN 4084:2009-01 Baugrund – Geländebruchberechnung

bei $\mu = 1,02$, vgl. Anlage 3.1.2. Beide Ausnutzungsgrade weisen darauf hin, dass die 18,4 m hohe Böschung nicht dem heutigen Sicherheitsstandart entspricht.

Mit einer Verringerung der Gesamthöhe des Rampenbauwerkes verbessert sich die Standsicherheit des Erdbauwerkes, sodass ab einer Rampenhöhe von ca. 10 m bei der Bemessungssituation BS-P mit einem Ausnutzungsgrad von $\mu = 0,96$ eine ausreichende Standsicherheit für eine Böschungsneigung von 1:1,5 nachgewiesen werden kann (siehe hierzu Anlage 3.1.3).

Nach Auswertung der Berechnungsergebnisse kann für die westliche Böschung des südlichen Erdbauwerkes Folgendes abgeleitet werden:

- Nach den aktuellen Regelwerken besteht bei einer Rampenhöhe von ≤ 10 m und einer Böschungsneigung von 1:1,5 eine ausreichende Gesamtstandsicherheit. Dies entspricht dem Planungsabschnitt von Bau - km 1+435 bis Bauende - km 1+569.
- Bei Höhen von $h = 10$ m bis $h = 19$ m kann nach dem heutigen Stand der Technik keine ausreichende Standsicherheit für das 100 Jahre alte Dammbauwerk nachgewiesen werden. Die Standsicherheit dieses Böschungsabschnittes liegt aber noch oberhalb der rechnerischen Grenze eines Versagens (Globalsicherheit: $\eta \geq 1,13$).
- Unabhängig von der Böschungshöhe verlaufen die maßgebenden Gleitkreise bis ca. 5 m hinter der Böschungsschulter und somit aufgrund der aktuellen Verkehrsplanung außerhalb der neuen Verkehrsanlage (Radweg und Straße). Dies deckt sich mit den bisher vor Ort sichtbaren Schäden, die sich ausschließlich im böschungsnahen Bereich des hier verlaufenden Radweges abzeichnen.

6.2.3 Rückschlüsse für die Standsicherheit der westlichen Böschung

STRECKENABSCHNITT VON BAU-KM 1+435 BIS BAUENDE-KM 1+569

Auf Grundlage der vorgelegten Berechnungen kann für die westliche Böschung des südlichen Rampenbauwerkes festgehalten werden, dass im Rampenbereich mit einer Höhe von $h \leq 10$ m bei einer Böschungsneigung von $n = 1,5$ eine ausreichende rechnerische Standsicherheit nachgewiesen werden kann. In diesem Streckenabschnitt ergeben sich bei der vorliegenden Planung keine Notwendigkeiten für Arbeiten am Böschungsabschnitt.

STRECKENABSCHNITT BAU-KM 1+165 BIS BAU-KM 1+435

Für den Streckenabschnitt des über 100 Jahre alten Erdbauwerkes kann aufgrund der vorliegenden Böschungsneigung von 1:1,5 und der Böschungshöhen bis $h = 18,4$ m mit den heutigen Regelwerken die nachzuweisenden Sicherheiten rechnerisch nicht erfüllt werden. Um das geforderte Sicherheitsbedürfnis zu erfüllen, müsste die westliche Böschung mit einer Böschungsneigung von 1:1,75 oder flacher (siehe Anlage 3.2) neu profiliert werden.

Diese Maßnahme wird aufgrund der folgenden Randbedingungen als nicht zielführend angesehen:

- Im Streckenabschnitt liegen keine Hinweise eines Versagens der Böschung vor.
- Die rechnerische Sicherheit liegt oberhalb der Grenze des Versagens.
- In dem Streckenabschnitt schwenkt die neue Straßenführung um mehrere Meter von der Böschungsschulter ab, so dass die neue Verkehrsanlage deutlich außerhalb der maßgebenden Gleitkreise liegt.
- Von der böschungsseitigen Außenkante der Verkehrsanlage zum Böschungsfuß kann eine gedachte Böschungsneigung von $n \sim 1,75$ ermittelt werden. Für diese gedachte Böschungsneigung konnte ein Standsicherheitsnachweis mit einem Ausnutzungsgrad von $\mu = 0,99$ erbracht werden (vgl. Anlage 3.2).
- Bei einem Eingriff in die Böschung ist eine Zerstörung des hier vorhandenen dichten stabilisierenden Bewuchses und somit eine Verschlechterung der Gesamtstabilität zu erwarten.

Aufgrund der von der Böschungsschulter abschwenkenden Straße wird vorgeschlagen, in den über 100 Jahre alten Böschungsbereich nicht einzugreifen.

STRECKENABSCHNITT VON BAU-KM 1+130 BIS ZU BAU-KM 1+165

Für den Bereich hinter dem neu zu erstellenden südlichen Widerlager kann die Standsicherheit mit den heutigen Anforderungen an die Standsicherheit (Bemessungssituation BS-P: Ausnutzungsgrad $\mu = 1,11 > 1,0$, vgl. Anlage 3.1.1) nicht erfüllt werden. Für die-

sen Bereich werden auch die Forderungen für die Bemessungssituation BS-T mit einem Ausnutzungsgrad von $n = 1,02$ rechnerisch knapp verfehlt (siehe Anlage 3.1.2).

Mit Blick auf die hier sehr stark ausgeprägte Vegetationszone, das östliche Verschieben der Verkehrsachsen sowie den hier sich nicht abzeichnenden Verformungen an der Böschungskrone wird empfohlen, in den Bestand der Böschung nicht einzugreifen. In diesem Bereich sollte dafür zwischen Verkehrsanlage und Böschungsschulter ein nicht belasteter "Schutzstreifen" von mindestens 2 m aufgebaut werden. Ggf. kann die Verkehrsanlage in diesem Bereich durch eine neu zu erstellende Flügelwand zusätzlich gesichert werden.

6.2.4 Kanalseitige Böschung

Unter dem kanalseitigen Widerlager der Brücke soll der hier vorliegende Geländesprung von ca. 7,6 m mittels einer Böschung überbrückt werden. In der Unterlage [U 7] ist die Böschung mit einer Neigung von 1:1,5 geplant.

Geländebruchberechnungen zeigen für die dargestellte Böschung eine ausreichende Sicherheit gegen Böschungsbruch, wenn ein Aufstau von Wasser hier vermieden wird.

6.2.5 Östliche Böschungen

Oberhalb der östlichen Böschung des westlichen Erdbauwerkes verläuft die Strecke der DBAG über ein aufgesetztes Dammbauwerk. Aufgrund der neuen Trassierung ist eine östliche Verschiebung des Dammbauwerkes vorgesehen (siehe Seite 8, Bild 2). Des Weiteren sind unmittelbar vor dem Widerlager die Bestandsböschungen zu beurteilen.

Nachfolgend soll auf die beiden Punkte der östlichen Böschung eingegangen werden.

6.2.5.1 Neubau des Dammbauwerkes für die DBAG

Erdbauwerke der DBAG sind standsicher und dauerhaft gebrauchstauglich zu erstellen¹⁷.

Die festgestellten lockeren bis mitteldichten Lagerungsdichten des bestehenden Bahndamms erfüllen nicht die in den heutigen Regelwerken aufgestellten Anforderungen an die Verdichtung (siehe RIL 836.4101A01 - Tabelle 1). Eine unmittelbare Einbeziehung

¹⁷ RIL 836.4101 - Richtlinie der DBAG - Erdbauwerke und sonstige geotechnische Bauwerke

des alten Bahndamms in das neue Erdbauwerk ist für die zu erwartende Belastung im abzusichernden Tragbereich von 2,0 m unter Schienenoberkante nicht zulässig.

Unterhalb des abzusichernden Tragbereiches können die anstehenden Böden des alten Bahndammes nach einer Nachverdichtung verbleiben. Aufgrund der schluffigen Zusammensetzung der Böden wird der Einsatz einer Schafffußwalze hier für sinnvoll erachtet.

Nachfolgend soll detailliert auf die Errichtung des Erdbauwerkes eingegangen werden.

- GRÜNDUNG DES UNTERBAUS

Vor Beginn der Arbeiten sind die Gewächse und Gehölze sowie Unrat aus der Aufstandsfläche des Erdbauwerkes zu entfernen.

Nach den vorliegenden Untergrundaufschlüssen (vgl. Unterlage [U 4]) ist am Fuß des bestehenden Bahndammes mit einer aufgefüllten Oberbodenschicht zu rechnen. Diese ist ebenso vor Beginn des Dammaufbaus abzutragen. Nach den vorliegenden Unterlagen ist hier eine Mächtigkeit bis zu 1,2 m unter GOK zu erwarten. Im Mittel wird die abzutragende Oberbodenschicht auf 0,6 m geschätzt.

Ein ähnlicher Abtrag des Oberbodens ist in den Böschungsbereichen der Dammverbreiterung zu erwarten. Hier sollte für eine stufenartige Verzahnung die Böschung des Bahndammes der Oberboden entfernt und die Anschlussfläche entsprechend profiliert werden.

Alle Arbeiten des Bodenabtrags sind so auszuführen, dass die Standsicherheit des bestehenden Bahndammes nicht beeinträchtigt wird. Die entsprechenden Nachweise sind im Rahmen der Ausführungsplanung zu erstellen. Ggf. sind die Arbeiten abschnittsweise auszuführen oder entsprechende Sicherungsmaßnahmen (z. B. Spundbohlen o. glw.) einzuplanen.

Vor dem Aufbau des neuen Erdbauwerkes ist die Fläche des Dammauflagers zu entwässern und auf seine Tragfähigkeit zu überprüfen und zu dokumentieren. Als Gründungsebene sind mindestens steife gemischtkörnige Böden oder mitteldicht gelagerte Sande zulässig. Ggf. partiell anstehende weiche gemischtkörnige bzw. bindige Böden sind aus dem Bereich der Dammsohle auszuräumen und mit verdichtungsfähigem Material zu ersetzen.

Die Basis des Dammbauwerkes ist flächig nachzuverdichten (z. B. Stampffußwalze). Hierdurch ist das Tragverhalten bis in einer Tiefe von 1,0 m über die gesamte Dammbasis zu vergleichmäßigen. Als Zielwert für die Verdichtung der Basis des Erdbauwerkes sollte für den mineralisch sauberen Boden ein Verdichtungsgrad von $D_{pr} \geq 97\%$ angestrebt werden.

Das Tragverhalten / die erreichte Verdichtung der Dammbasis sollte nach einer entsprechenden Kalibrierung mittels flächendeckender Verdichtungskontrolle (FDVK) überprüft werden. Weitere Schwachstellen der Tragfähigkeit können somit besser erkannt und mittels Bodenaustausch beseitigt werden.

Auf das Planum sollte zum Fassen und druckfreiem Ableiten von Sickerwasser eine 0,3 m mächtige Kiessandschicht als Flächenfilter eingebaut werden. Hierzu ist ein filterstabiles, gut drainiertes Korngemisch zu verwenden. Die Schicht ist an ein begleitendes Grabensystem mit einer entsprechend gesicherten Vorflut anzuschließen.

Anschließend kann mit dem lagenweisen Aufbau der neuen Rampenbauwerke begonnen werden. Die Schüttlagen sollten 0,5 m nicht übersteigen. Die Arbeiten sind unter Wahrung der Böschungssicherheit des angrenzenden Bahndamms auszuführen. Die zu erstellende Verzahnung ist an die Einbaulagen anzupassen und sollte nicht über 0,9 m liegen.

Eine ausreichende Entwässerung im Verzahnungsbereich ist sicherzustellen. Hierfür ist unter Beachtung der vorliegenden, gering wasserdurchlässigen Böden des alten Bahndamms ein nach außen geneigtes Quer- und Längsgefälle anzulegen.

Ab der Basis der Dammsohle können gemäß dem Regelwerk der DBAG (vgl. RIL 836.4101A01) bis zur Unterkante des abzusichernden Tragbereiches Böden der Boden-
gruppen

GW, GI, GE, SW, SI, GU, GT, SU, ST, GU*, GT*,SU* und ST*

eingebaut werden. Es wird aufgrund der Witterungsempfindlichkeit von schluffigen Böden (GU*, GT*, SU* und ST*) und einer Verbesserung der Ausführungssicherheit empfohlen, diese Böden nicht für den Dammaufbau zu verwenden.

Das Dammbauwerk ist lagenweise bis zur Unterkante des abzusichernden Tragbereiches aufzubauen. Hierbei ist eine einfache Proctordichte von $D_{pr} \geq 97 \%$ nachzuweisen.

Aufgrund der Streckenbelastung mit einer Höchstgeschwindigkeit von $80 \text{ km/h} < v \leq 160 \text{ km/h}$ ist bei einem Schotteroberbau ein abzusichernder Tragbereich bis in eine Tiefe von 2,0 m unter Schienenoberkante zu realisieren.

Für ein einheitliches Tragverhalten sollte der abzusichernde Tragbereich unter Beachtung der Lastausbreitung über die gesamte neue Teilstrecke mit dem gleichen Bodenmaterial in der genannten Mächtigkeit aufgebaut werden.

Die zu wählenden Schüttstoffe müssen eine gleichwertige Verdichtungsfähigkeit, Scherfestigkeit und Steifigkeit, Filterstabilität gegenüber den angrenzenden Böden und Frostsicherheit (Frostempfindlichkeitsklasse F1 gemäß der ZTV E-StB 09) aufweisen. Ebenso sind die Vorsorgewerte des BBodSchV¹⁸ einzuhalten.

In dem abzusichernden Tragbereich sind ausschließlich Böden der Bodengruppen

GW, GI, GE, SW, SI, GU, GT, SU und ST

lagenweise einzubauen und zu verdichten. Hierbei ist bei nicht bindigen Böden mit einer Ungleichförmigkeit von $U \geq 3,0$ eine Lagerungsdichte von $D \geq 0,45$ nachzuweisen.

Auf dem Planum der abzusichernden Tragschicht, d. h. unterhalb der zu planenden Schutz- und Tragschichten, sind statische und dynamische Plattendruckversuche (TP BF-StB Teil B8.3¹⁹, DIN 18134²⁰) durchzuführen. Hier sind Verformungsmodul von $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ nachzuweisen bzw. die Anforderung an den dynamischen Verformungsmodul von $E_d \geq 35 \text{ MN/m}^2$ zu erfüllen.

- SCHUTZ- UND TRAGSCHICHTEN

Im vorliegenden Fall wird aufgrund der deutlichen Verschiebung der Gleisachse von einem Streckenneubau ausgegangen. In diesem Fall stellt der Einbau von Schutzschichten (z. B. Planungsschutzschicht -PSS) die Regellösung dar.

¹⁸ BBodSch - Bundes-Bodenschutz und Altlastenverordnung, 1999

¹⁹ TP BF-StB Teil B8.3 - Technische Prüfvorschrift für Boden und Fels im Straßenbau

²⁰ DIN 18134 - Baugrund, Versuch, Versuchsgeräte - Plattendruckversuch

Aufgrund des als Basis und als angrenzendes Bauwerk anstehenden gemischtkörnigen Bodens ist ein Aufstauen von Oberflächenwasser und ein Aufweichen dieses Bodens im Lastabtragungsbereich des Bahndammes nicht gänzlich auszuschließen. Aus diesem Grund sollte ein Versickern von Oberflächenwasser durch eine schwach durchlässige Schutzschicht weitgehend eingeschränkt werden. Hierzu sollte eine schwach durchlässige Schutzschicht (PSS) aus dem Korngemisch KG 1 in einer Stärke von mindestens 30 cm eingebaut werden. Der darunter liegende Boden des abzusichernden Tragbereiches (neues Erdbauwerk) erfüllt sowohl die Kriterien der Frostsicherheit als auch Tragfähigkeit.

Es wird empfohlen, die Schutzschicht über die gesamte Dammkrone zu führen und mit ihr das anfallende Oberflächenwasser über ein Quergefälle schadlos abzuleiten (z. B. Tiefenentwässerung).

Auf dem Planum der Schutzschicht sind statische und dynamische Plattendruckversuche durchzuführen. Hier sind Verformungsmodule von $E_{v2} \geq 100 \text{ MN/m}^2$ und dynamische Verformungsmodule von $E_d \geq 45 \text{ MN/m}^2$ nachzuweisen.

- AUSBILDUNG DER DAMMBÖSCHUNG

Die Böschung des neu zu errichteten Dammbauwerkes sollte in Abhängigkeit von den verwendeten Böden und den in der RIL 836.4102A01 genannten Regelneigungen von Lockergesteinsböschungen angelegt werden. In der nachfolgenden Tabelle sind die entsprechenden Regelneigungen für das ca. 5,0 m hohe Dammbauwerk zusammengefasst.

- Gruppensymbol:	GW, GI	Regelneigung:	1:1,5
- Gruppensymbol:	GU, GT, SU, ST	Regelneigung:	1:1,6
- Gruppensymbol:	GE, SW, SI	Regelneigung:	1:1,7

Auf Grundlage der oben genannten Angaben sollte die Böschungsneigung des Bahndammes unabhängig von dem verwendeten Material mit einer Regelneigung von

1 : 1,7

ausgeführt werden. Bei der genannten Regelneigung sind gemäß der RIL 836.4102²¹ keine weiteren erdstatischen Nachweise notwendig.

Maßnahmen zur Begrünung der neu erstellten Böschungen sind planerisch vorzusehen. Hierbei sind die Empfehlungen der RIL 836.4102 A01, Punkt 7 - Biologische Sicherungsmaßnahmen - zu beachten.

- SETZUNGEN

Für das neue Dammbauwerk wurden die zu erwartenden Setzungen mit dem Lastbild eines 5 m hohen Dammbauwerkes und dem beschriebenen Baugrundaufbau nach der DIN 4019²² für schlafe Lasteintragungsflächen berechnet. Dabei wurden in Abhängigkeit der Böschungshöhe stufenweise lotrechte Belastungen von 20 kN/m² bis zu 100 kN/m² setzungswirksam angesetzt.

Die nachfolgende Grafik zeigt das Berechnungsergebnis der Setzungen in cm als Schnittdarstellung einer Setzungsmulde.

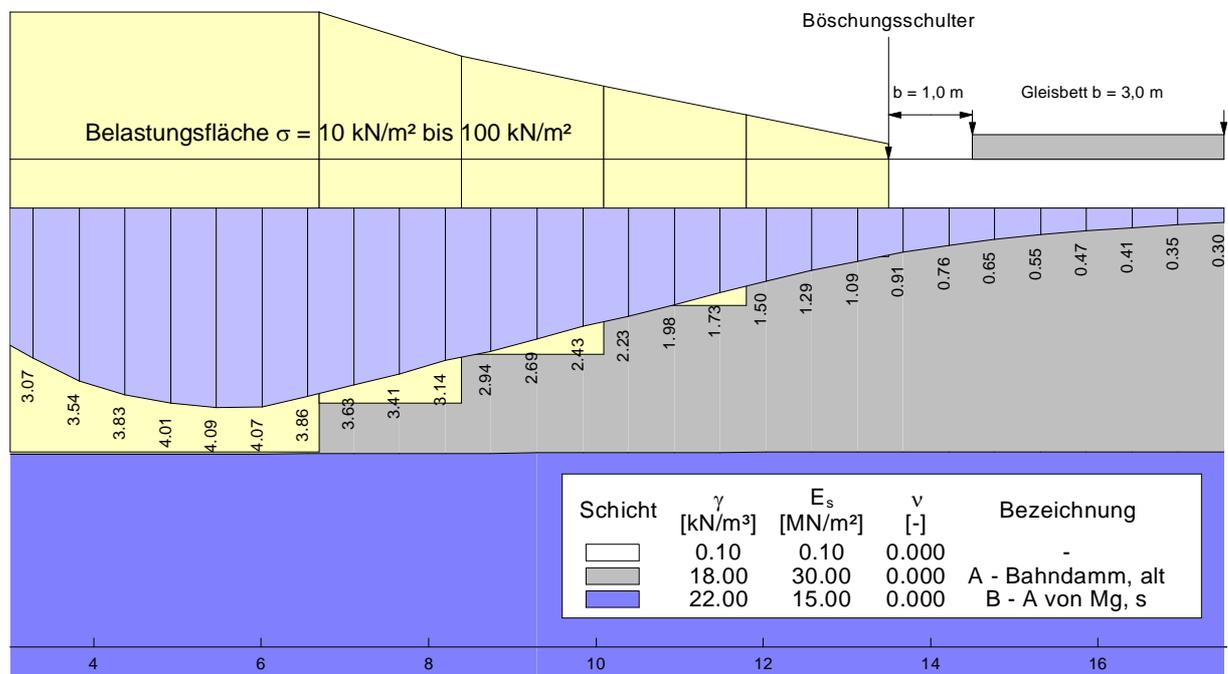


Bild 7: Setzungsmulde der neuen Dammschüttung, Angaben in [cm]

²¹ RIL 836.4102 - Richtlinie der DBAG - Erdbauwerke - Lockergesteins- und Felsgesteinsböschungen

²² DIN 4019 - Setzungsberechnungen

Nach den Berechnungen stellen sich bei dem Erdbauwerk primäre Setzungen in einer Größenordnung bis 4,0 cm ein. Gemäß dem Konsolidierungsverhalten der setzungsrelevanten Auffüllungen kann als grobe Abschätzung nach einem Jahr (Bauzeit) von dem Einstellen von ~ 50 % der oben genannten Gesamtsetzungen ausgegangen werden. Somit ist nach Fertigstellung des Bauwerkes, also im späteren Betriebszeitraum, noch mit Setzungen bis zu $s \sim 2,0$ cm zu rechnen.

Aufgrund der angrenzenden Dammschüttung sind auch Mitnahmesetzungen am Betriebsgleis zu erwarten. Diese wurden mit der oben gezeigten Berechnung ebenso bewertet und liegen maximal bei $s = 6$ mm. Zwischen den beiden Gleisen kann aus den Mitnahmesetzungen eine Differenz von maximal $\Delta s = 3$ mm auftreten. Auch diese Werte stellen sich in Abhängigkeit vom Bauablauf während und nach Beendigung der Erdarbeiten anteilig ein.

Da sich die Setzungen und Mitnahmesetzungen aufgrund des parallel zu errichtenden Dammbauwerkes ergeben, werden sich die Verformungen an den Gleisanlagen über eine lange Mulde einstellen. Des Weiteren liegen die genannten Werte deutlich unterhalb der in Fachliteratur²³ beschriebenen zulässigen Verformungen und sind mit Blick auf das zeitsetzungsverhalten in den einzelnen Bauphasen nur anteilig zu erwarten.

Aus den genannten Werten sind keine Einschränkungen der Gebrauchsfähigkeit der Gleisanlage zu erwarten.

Es wird empfohlen, in dem Bauablauf vor Nutzungsübergabe eine möglichst lange Liegezeit für das Dammbauwerk einzuplanen und im Rahmen der Bautätigkeiten die Verformungen mittels Setzungspegel aufzuzeigen und vor dem Endausbau auszuwerten.

Zum Zeitpunkt der Bautätigkeiten sollte der Streckenabschnitt nur mit begrenzter Geschwindigkeit befahren werden.

²³ Lothar Fendrich, Wolfgang Fengler, Handbuch Eisenbahninfrastruktur (2. Auflage), Springer Verlag 2013

6.2.6 Böschungsabschnitt hinter dem Widerlager Süd

Unmittelbar hinter dem Widerlager schließt sich ein ca. 17 m hoher Böschungsabschnitt mit einer Neigung von 1:1,5 an. Durch die östliche Verschiebung der Bahntrasse ist hier auch mit einem veränderten Lasteintrag im Bereich der Böschungsschulter zu rechnen. Ein Nachweis der Böschungssicherheit kann hierfür nicht erbracht werden.

In der Unterlage [U 12] ist eine Verbreiterung der Dammkrone mit gleichzeitiger Abflachung der Böschungsneigung und einer integrierten 2,5 m breiten Berme vorgesehen. Die Darstellung entspricht der DBAG Richtlinie RIL 836.4102A01 mit den genannten Regelneigungen von Lockergesteinsböschungen. Für die Umsetzung ist aber darauf zu verweisen, dass für das Anschultern ausschließlich Böden mit dem Gruppensymbol GE, SW oder SI (DIN 18196) verwendet werden dürfen. Die Umsetzung einer flacheren Böschung wäre mit Blick auf die Verdichtungsarbeiten und den dann zur Verfügung stehenden Arbeitsraum ausführungssicherer.

Für die Bauausführung gelten ansonsten ebenso die Hinweise des Abschnittes 6.2.5.1.

6.2.7 Grenzzustand der Gesamtstandsicherheit - Brückenverschub

Gemäß den im Abschnitt 6.2.2 beschriebenen Berechnungen der Sicherheit gegen Böschungsbruch liegt in dem Rampenabschnitt von Bau-km 1+130 bis zu Bau-km 1+165 für die Bemessungssituation BS-T ein Ausnutzungsgrad von $n = 1,02$ vor (siehe Anlage 3.1.2). Dieser Ausnutzungsgrad beschreibt ausschließlich die Standsicherheit der Rampenböschung. Verkehrslasten beeinflussen in diesem Fall die Böschungssicherheit nicht. Eine Bewertung dieses Berechnungsergebnisses ist dem Abschnitt 6.2.3 zu entnehmen.

Im Rahmen der Bauausführung muss über das südliche Dammbauwerk der Längsverschub der südlichen Vorlandbrücke erfolgen. Bei dem Verschub wird das Erdbauwerk zusätzlich durch die Verschubeinrichtung und dem neuen Brückenoberbau mit ca. 2.000 kN belastet. Diese Last wird über zwei Verschubschienen mit entsprechender Fundamentierung in das Rampenbauwerk abgetragen. Hieraus ergibt sich über eine Lasteintragungsfläche von 4,5 m x 1,8 m ein Sohldruck von 266 kN/m² (vgl. Unterlage [U 19]).

Mit den beschriebenen Daten wurde die Standsicherheit des südlichen Dammbauwerkes analog dem Abschnitt 6.2.2 für die Bemessungssituation BS-T berechnet. Als maßgebendes Kriterium für die Standsicherheit wurde die Entfernung der Lasteintragungs-

fläche zur Böschungsschulter variiert. Hierbei wurde festgestellt, dass bei einer Entfernung von $a \geq 8,0$ m die maßgebenden Gleitkreise sich, wie ohne Belastung, nur im Böschungsbereich einstellen. Der Ausnutzungsgrad von $\mu = 1,02$ (vgl. Anlage 3.3.1) entspricht dann der gegenwärtigen Sicherheit der Böschung und der Brückenverschiebung hat keine verschlechternde Auswirkung auf die Standsicherheit des Dammes.

Bei einer Begrenzung des Untersuchungsbereiches für eine 8,0 m entfernte Lasteintragsflächen kann für den Verschiebverband ein für die Bemessungssituation BS-T ausreichende Sicherheit von $\mu = 1,00$ (vgl. Anlage 3.3.2) nachgewiesen werden.

Im Weiteren wurde für den Abstand von 8,0 m zur Böschungsschulter die Grundbruchsicherheit der Fundamente der Verschiebeinrichtung überprüft. Diese Berechnung ergab eine notwendige Einbindung der Fundamente von $d \geq 0,4$ m in das Dammbauwerk (siehe Anlage 3.3.3).

Schlussfolgernd ist auch für das südliche Rampenbauwerk festzustellen, dass die Verschiebtrasse auf den bestehenden Damm aufgebaut werden kann. Nach der endgültigen Festlegung der Trasse sind die angrenzenden Böschungsneigungen nochmals aufzunehmen, die geotechnischen Berechnungen objektbezogen zu wiederholen und die Fundamente der Verschiebbahn mit Einbindung und Größe abschließend zu dimensionieren.

7 ZUSAMMENFASSUNG

Auf Grundlage von Archivunterlagen und aktuellen ergänzenden Baugrundaufschlüssen sowie dem vorliegenden Planungsstand wurden für die Rampenbauwerke der Levensauer Hochbrücke Untersuchungen zur Standsicherheit nach DIN 4084 durchgeführt.

Für die Untersuchungen wurden zunächst die bereits vorliegenden Baugrundbeschreibungen mit den Ergebnissen der ergänzenden Untergrundaufschlüsse konkretisiert und für beide Rampenbauwerke Berechnungsprofile erstellt.

Im Anschluss wurde die Standsicherheit der Bestandsböschungen untersucht.

Nach Auswertung der Berechnungsergebnisse ist festzustellen, dass die Böschungen des nördlichen Rampenbauwerkes der alten Levensauer Hochbrücke nach dem heuti-

gen Sicherheitskonzept keine ausreichende rechnerische Sicherheit gegenüber Böschungsbrüchen aufweist. Die rechnerischen Ausnutzungsgrade zeigen für die Bemessungssituation BS-P (permanent) bereichsweise einen Wert von $\mu = 1,06$. Ein unmittelbares Versagen der Böschungen ist aus dem ermittelten Ausnutzungsgrad nicht abzuleiten, vielmehr erfüllt hier die vorliegende Böschungssituation nicht den heutigen Sicherheitsstandard.

Die vorliegenden Schäden am auf der Böschungskrone verlaufenden Radweg begründen sich nach Auswertung der vorliegenden Unterlagen vorrangig aus der Erhöhung der Gradienten und ggf. einer nachträglich ausgeführten Verbreiterung der Verkehrsanlage.

Für eine nachhaltige Sanierung des Bereiches wird eine Abflachung der westlichen Böschung auf eine Neigung von mindestens $n = 1,8$, ausführungstechnisch besser $n = 2,0$, empfohlen. Für die hierfür notwendigen Erdarbeiten werden die entsprechenden Vorgaben zur Gründung, dem Schüttmaterial, Verdichtungsvorgaben etc. gegeben.

Die an den kanalseitig geplanten Böschungen vor dem Widerlager können aus geotechnischer Sicht als standsicher bewertet werden.

An der östlichen Rampenböschung werden keine Veränderungen, die als standsicherheitsrelevant zu bewerten sind, vorgesehen, so dass hier aufgrund der fehlenden Hinweise auf Schäden keine bautechnischen Änderungen vorgesehen werden.

Bei den Untersuchungen für das südliche Rampenbauwerke der alten Levensauer Hochbrücke wurde zunächst für die westliche Böschung für unterschiedliche Rampenhöhen Böschungsbruchberechnungen durchgeführt und ausgewertet. Hierbei wurde für den Endzustand festgestellt, dass

- von Streckenabschnitt Bau-km 1+435 bis Bauende-km 1+569 mit einer Rampenhöhe von $h \leq 10$ m bei einer Böschungsneigung von $n = 1,5$ eine ausreichende rechnerische Standsicherheit nachzuweisen ist.
- in dem Streckenabschnitt von Bau-km 1+165 bis Bau-km 1+435 aufgrund der nach Osten verschobenen Verkehrsanlage eine ausreichende Standsicherheit für die neue Verkehrsanlage vorliegt. Die stark bewachsene Rampenböschung kann rechnerisch aber nicht mit der geforderten Sicherheit nachgewiesen werden, die rechnerischen Sicherheiten liegen hier aber oberhalb eines Versagens.

- im Streckenabschnitt von Bau-km 1+130, bis zu Bau-km 1+165 die Standsicherheit mit den heutigen Anforderungen (Bemessungssituation BS-P: Ausnutzungsgrad $\mu = 1,11 < 1,0$) nicht nachzuweisen ist. Für diesen Bereich übersteigt auch in der Bemessungssituation BS-T (Bauzustand) der Ausnutzungsgrad mit $\mu = 1,02$ geringfügig den Maximalwert.

Aufgrund der Lage der maßgebenden Gleitkreise, dem starken Bewuchs der westlichen Rampenböschung und den derzeit nicht festzustellenden Schäden an der Böschungsschulter wird empfohlen, die über 100 Jahre alte Böschung nicht neu zu profilieren. In diesem Bereich sollte dafür zwischen Verkehrsanlage und Böschungsschulter ein nicht belasteter "Schutzstreifen" von mindestens 2 m bis 3 m aufgebaut werden.

Grundsätzlich ist darauf zu verweisen, dass oberflächennahe Verformungen, wie zum Beispiel Schollenbrüche im Bereich der hohen Böschungen, lokal nicht vollständig auszuschließen sind. Eine Gefährdung für die zu erneuernde Verkehrsanlage kann hieraus aber nicht abgeleitet werden.

Für die östliche Seite des südlichen Dammbauwerkes wurde nach Auswertung von den zum Teil vorgelegten ergänzenden Baugrunderkundungen untersucht, inwiefern der bestehende Damm für die neue Trassierung der DBAG Strecke mit herangezogen werden kann.

Hiernach können die anstehenden Böden unterhalb eines 2,0 m unter Schienenoberkante reichenden Tragbereichs nach einer Ertüchtigung mittels Verdichtung verbleiben. Oberhalb von 2,0 m unter Schienenoberkante sind verdichtungswillige, tragfähige und frostunempfindliche Böden im Lastabtragungsbereich der Bahnanlage einzubauen und mit einer 0,3 m mächtigen Schutzschicht, bestehend aus dem Korngemisch K1, für das Schotterbett abzuschließen.

Es wird empfohlen, die Böschungen des Dammbauwerkes der DBAG mit einer Regelböschung von 1:1,7 auf den Bestand aufzusetzen und eine biologische Sicherung / Abschluss der Böschung zu planen.

Im Rahmen der Bearbeitung der vorliegenden 1. Revision wurden die zu erwartenden Setzungen für das neue Dammbauwerk anhand der Planungsunterlagen verifiziert. Diese werden nach Abschluss der Arbeiten in einer Größenordnung von $s \leq 2,0$ cm erwar-

tet. Die Mitnahmesetzungen am Bestandsbauwerk werden mit $< 0,6$ mm quantifiziert. Beide Verformungsgrößen werden mit Blick auf die langgestreckte Mulde für den Bahnbetrieb als unkritisch angesehen.

Im Weiteren wurde die Standsicherheit der Rampenbauwerke für die unterschiedlichen Bauzustände mittels Grundbruch- und Böschungsbruchberechnungen untersucht. Hierbei handelt es sich um die Bewertung der Standsicherheit von der "Montagefläche" und des "Verschubes der Vorlandbrücke".

Grundsätzlich können die Montage- und Verschublasten der Vorlandbrücken von der Rampenkronen aufgenommen werden. Nach endgültiger Vorlage der Verschiebetrasse sind im Rahmen der Ausführungsplanung in Abhängigkeit von den tatsächlichen Böschungsneigungen und dem Abstand der Trasse von der Böschungskante die Standsicherheitsnachweise zu erbringen. Hierbei ist zumindest lokal aufgrund der möglichen Bruchmechanismen auch eine fundamentartige Einbindung der Lastabtragungsflächen zu erwarten.

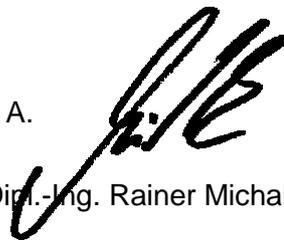
IGB Ingenieurgesellschaft mbH

- Niederlassung Kiel -



Dr. rer. nat. Gregor Overbeck

i. A.



Dipl.-Ing. Rainer Michak

ANLAGENVERZEICHNIS

ANLAGEN 1

BERECHNUNGSMODELLE

- 1.1 Schematischer Querprofil "Rampe Nord"
- 1.2 Schematischer Querprofil "Rampe Süd"

ANLAGEN 2

ERDSTATISCHE BERECHNUNGEN "NORDRAMPE"

Aktuelle Standsicherheit

- 2.1.1 BS-P: $h = 16,4 \text{ m}$, $n = 1,5 \Rightarrow \mu_{\max} = 1,06$
- 2.1.2 BS-T: $h = 16,4 \text{ m}$, $n = 1,5 \Rightarrow \mu_{\max} = 0,97$

Verbesserte Standsicherheit

- 2.2 BS-P: $h = 16,4 \text{ m}$, $n = 1,8 \Rightarrow \mu_{\max} = 0,90$

Standsicherheit der Montagefläche bei $n = 1,8$

- 2.3.1 Grundbruchnachweis - Berme $a = 6,0 \text{ m}$ und $d = 0,0 \text{ m}$
- 2.3.2 Böschungsbruchnachweis

Standsicherheit Verschubbahn bei $n = 1,8$

- 2.4.1 Grundbruchnachweis- Berme $a = 4,0 \text{ m}$ und $d = 1,2 \text{ m}$
- 2.4.2 Böschungsbruchnachweis

ANLAGEN 3

ERDSTATISCHE BERECHNUNGEN "SÜDRAMPE"

Aktuelle Standsicherheit

- 3.1.1 BS-P: $h = 18,4 \text{ m}$, $n = 1,5 \Rightarrow \mu_{\max} = 1,11$
- 3.1.2 BS-T: $h = 18,4 \text{ m}$, $n = 1,5 \Rightarrow \mu_{\max} = 1,02$
- 3.1.3 BS-P: $h = 10,0 \text{ m}$, $n = 1,5 \Rightarrow \mu_{\max} = 0,96$

Standsicherheit Verkehrsfläche mit $a \geq 5,0 \text{ m}$

- 3.2 BS-P: $h = 18,4 \text{ m}$, $n = 1,75 \Rightarrow \mu_{\max} = 1,00$

Standsicherheit Verschubbahn bei $n = 1,5$ und $a = 8,0 \text{ m}$

- 3.3.1 Böschungsbruchnachweis "Gesamtsystem"
- 3.3.2 Böschungsbruchnachweis "Verschubbahn"
- 3.3.3 Grundbruchnachweis - Berme $a = 8,0 \text{ m}$ und $d = 0,4 \text{ m}$