



Für die Umwelt. Für die Menschen.

HPC AG
Am Stadtweg 8
06217 Merseburg
Telefon: +49 (0)3461 341 0
E-Mail: merseburg@hpc.ag

GUTACHTEN

Projekt-Nr.

2224089

Ausfertigungs-Nr.

PDF

Datum

06.02.2024

Standsicherheitsuntersuchung

BV Inertstoffdeponie auf der ehemaligen AFB-Kippe

im Tagebau Profen-Nord

Auftraggeber

MUEG
Mitteldeutsche Umwelt- und Entsorgung GmbH
Geiseltalstraße 1
Braunsbedra

Bearbeiter: M.Sc. Josefine Lorenz-Arndt, M.Sc. Astrid Arismendy,
Dipl.-Ing. Andreas Jahn, M.Eng. Michael Vandrey

Inhaltsverzeichnis

Text	Seite
1. Allgemeine Angaben	5
1.1 Verwendete Unterlagen	5
1.2 Zielstellung der Bearbeitung	6
1.3 Gründe, die eine Standsicherheitsuntersuchung erforderlich machen	6
1.4 Änderungen zum Gutachten zur Standsicherheitsuntersuchung 2015 [U15]	7
1.5 Lage und räumliche Einordnung geplanter Deponiestandort ([U1][U2])	8
1.6 Zu schützende Objekte	9
1.7 Art der derzeitigen und künftigen Nutzung	9
2. Ausgangszustand	9
2.1 Vorbemerkungen	9
2.2 Geotechnische Situation (Quelle U 1, U 3 und U 12)	10
2.2.1 Allgemeine geologische Angaben	10
2.2.2 Geologische Verhältnisse im Bereich der Deponieaufstandsfläche	10
2.2.3 Hydrologische Angaben	11
2.2.3.1 Hydrologischer Ausgangszustand	11
2.2.3.2 Prognostizierter stationärer Endzustand	13
2.2.4 Historie AFB	14
2.2.5 Schütt-Technologie AFB-Kippen	15
2.2.6 Verwahrung der Grubenbaue	15
3. Technologische Angaben zur Herstellung des Deponiekörpers (Quelle [U1] und [U12])	16
3.1 Gestaltung Aufstandsfläche	16
3.2 Dichtungsbau und Entwässerung	16
3.2.1 Vorbemerkung	16
3.2.2 Regel – Abdichtungssystem entsprechend DepV	16
3.3 Entwicklung des Deponiekörpers	18
3.4 Technologie Deponiekörperherstellung	19
3.5 Zwischen- und Endabdeckung / Alternative Oberflächenabdichtung	20
3.6 (Quelle U1 und U12)	20
3.7 Randwall	21

3.8	Bodenschichtung und Grundwasser unterhalb Deponiekörper	22
4.	Standsicherheitsuntersuchungen	23
4.1	Nachweis der Böschungsbruchsicherheit nach DIN 4084	23
4.1.1	Berechnungsgrundlagen	23
4.1.1.1	Bodenkennwerte	23
4.1.2	Berechnungsansätze und Sicherheitsdefinition	25
4.1.3	Berechnungsergebnisse und Bewertung	28
4.1.3.1	Vorbemerkungen	28
4.1.3.2	Betriebsböschungen	29
4.1.3.3	Konturierte Deponieböschungen <u>ohne</u> Abdeckung	30
4.1.3.4	Konturierte Deponieböschungen <u>mit</u> Abdeckung	31
4.1.3.5	Standsicherheit Randwall und Böschungen der Aufstandsfläche	32
4.2	Nachweis Gleitsicherheit Abdecksystem nach GDA-Empfehlungen	33
4.2.1	Vorbemerkungen	33
4.2.2	Maßgebende Gleitflächen (Trenn- bzw. Grenzflächen)	34
4.2.2.1	Böschungsbereich	34
4.2.2.2	Deponiefußbereich	34
4.2.3	Sicherheitsdefinition und Berechnungsansätze	34
4.2.3.1	Untersuchte Lastfälle	36
4.2.3.2	Lastannahmen	37
4.2.4	Ergebnisse Gleitsicherheit für Einbauzustand Lastfall 2 ($\eta_{erf.} \geq 1,20$)	38
4.2.4.1	<u>Gleitfuge Trennfläche I: Profilierungsschicht / Speicherschicht</u>	38
4.2.4.2	<u>Gleitfuge Trennfläche II: Speicherschicht / Oberboden</u>	39
4.2.5	Ergebnisse Gleitsicherheit für Endzustand Lastfall 1 ($\eta_{erf.} \geq 1,40$)	40
4.2.5.1	<u>Gleitfuge Trennfläche I: Profilierungsschicht / Speicherschicht</u>	40
4.2.5.2	<u>Gleitfuge Trennfläche II: Speicherschicht / Oberboden</u>	40
4.2.6	Bewertung der Berechnungsergebnisse	41
5.	Setzungsfließproblematik	41
6.	Verformungsverhalten Deponie und Untergrund	42
6.1	Vorbemerkungen	42
6.2	Grundlegende Ergebnisse aus [U8]	43
6.2.1	Eigensetzungsverhalten	43
6.2.2	Lastsetzungsverhalten	43
6.2.3	Sackungsverhalten	44

6.2.4	Fazit aus [U8]	45
6.3	Verformungsuntersuchungen	45
6.3.1	Vorbemerkungen	45
6.3.2	Berechnungsverfahren	45
6.3.3	Deformationen des Deponiekörpers	47
6.3.3.1	Vorbemerkungen	48
6.3.3.2	Auswertung Messergebnisse Drucksondierungen März 2012	49
6.3.3.3	Berechnungskennwerte (cal)	50
6.3.3.4	Annahmen und Berechnungsansätze für Modellberechnungen	52
6.3.4	Ergebnisse Verformungsuntersuchungen	52
6.3.5	Bewertung der Ergebnisse	53
7.	Hinweise für die Bauausführung	53
7.1	Aufstandsfläche und Dränagen	53
7.2	Deponiebetrieb	53
7.3	Abdecksystem Endböschungsbereiche	54
8.	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen	54
8.1	Standsicherheit der Deponieböschungen	54
8.2	Standsicherheit Randwall und Böschungen Aufstandsfläche	54
8.3	Gleitsicherheit der Abdeckung	55
8.4	Grundbruchsicherheit und Dammfußgleiten	55
8.5	Setzungsfließen	56
8.6	Verformungen / Setzungen	56

Anhang

- 1 Standsicherheit – Betriebsböschungen (1.1 bis 1.5)
- 2 Standsicherheit – Endböschungen ohne Abdeckung (2.1 bis 2.3)
- 3 Standsicherheit – Endböschungen mit Abdeckung (3.1 bis 3.2)
- 4 Standsicherheit Randdamm (4.1 bis 4.4)
- 5 Ergebnisse Verformungsuntersuchungen Deponie/Untergrund mit auflastabhängiger Konsolidierung (5.1 – 5.3)
- 6 Messbericht Drucksondierungen – BV Deponie Profen-Nord – Baugrunduntersuchung – GTC Nord GmbH & Co KG, Hannover, 15.03.2012
- 7 Ergebnisse Laboruntersuchungen Lößlehm und Ton (FCB-Ergebnisbericht)

Anlagen

- | | | | |
|---|---|----|------------|
| 1 | Topographische Karte | M. | 1 : 25.000 |
| 2 | Lageplan:
Betriebseinrichtungen und Nebenanlagen | M. | 1 : 2.000 |
| 3 | Lageplan:
Oberkante Planum vor Setzungen | M. | 1 : 2.000 |
| 4 | Lageplan:
Entwicklung Anfangsstellung des Deponiebetriebes | M. | 1 : 2.000 |
| 5 | Schnitte 1 – 3:
Profilschnitte durch geplanten Deponiekörper | M. | 1 : 1.000 |
| 6 | Lageplan Ansatzpunkte Drucksondierungen
CPTU März 2012 | M. | 1 : 2.000 |
| 7 | Detail Außenrandgestaltung | M. | 1 : 100 |

1. Allgemeine Angaben

1.1 Verwendete Unterlagen

- [U1] **MUEG:** Aufgabenstellung vom 22.02.2007 und Ergänzung vom 28.04.2014
- [U2] **MUEG:** Niederschrift zur Anlaufberatung für das Vorhaben „Bodenmechanisches Gutachten für die geplante Inertstoffdeponie Profen“ vom 28.03.2007
- [U3] **MUEG:** Aufgabenstellung, Erstellung eines Standsicherheitsnachweises gemäß DepV für die Inertstoffdeponie auf der ehemaligen AFB-Kippe im Tagebau Profen-Nord, 05.08.2022
- [U4] **MUEG:** Topographische Karte, Zeichnungs Nr.: 22PND01-MLF-0001-Rev.0, M. 1 : 2.000, 03.08.2022
- [U5] **MUEG:** Schnitte 1-3 Endkontur, Zeichnungs Nr.: 22PND01-MLM-0001-Rev.0, M. 1 : 1.000, 01.07.2022
- [U6] **MUEG:** Schnitt 4-5 der Endkontur, M. 1 : 1.000
- [U7] **IHU:** Baugrunduntersuchung „Neubau einer Kompostierungsanlage und eines Zwischenlagers in der Betriebsstätte Profen-Nord der MUEG vom September 1999
- [U8] **MIBRAG:** Geotechnisches Gutachten zur „Eignung der AFB-Kippe Tagebau Profen-Nord als Deponiestandort“ vom 18.11.1993
- [U9] **MIBRAG:** SN/ Abschlussgutachten „Erweiterung Abschlussbetriebsplan Profen-Nord, Absetzer 1062“ vom 20.12.2000
- [U10] **MIBRAG:** Standsicherheits – und Verformungsberechnung (Standsicherheitsnachweis) – Erweiterung des REA-Gips-Zwischenlagers auf 15 Mio. t im Tagebau Peres vom 21.09.2001
- [U11] **MUEG:** Ergebnisse Druckfestigkeitsprüfungen (Eiaxiale Druckversuche nach DIN 18136) an Probekörpern (Gemisch aus Filterasche IKW Deuben und schlufigem Sand, Bodengruppe SU, Prüfbericht GCE – Geotechnisches Ingenieurbüro Dipl.-Ing. A. Pampel GmbH, Leipzig, 11.05.2004)
- [U12] **MUEG:** Korrigierter Antrag auf Planfeststellung der Mineralstoffdeponie Profen-Nord, Stand 30.03.2011
- [U13] **MUEG:** Technische Datenblätter aller zum Einsatz kommenden Fahrzeuge und Geräte
- [U14] **MUEG:** Messbericht Drucksondierungen – BV Deponie Profen-Nord - Baugrunduntersuchung – GTC Nord GmbH & Co KG, Hannover, 15.03.2012
- [U15] **HPC AG:** BV Inertstoffdeponie auf der ehemaligen AFB-Kippe, Standsicherheitsuntersuchung, Proj. Nr. 2120129, Januar 2015
- [U16] **GDA:** Empfehlungen Geotechnik der Deponien und Altlasten
- [U17] **DIN:** 1054, 1055, 4017, 4019, 4020, 4084, 4107
- [U18] **TÜRKE:** Statik im Erdbau, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1990
- [U19] **PRINZ:** Abriss der Ingenieurgeologie, 4. Auflage 2006.

1.2 Zielstellung der Bearbeitung

Die MUEG Mitteldeutsche Umwelt- und Entsorgung GmbH plant am Standort Profen-Nord die Errichtung und den Betrieb einer Mineralstoffdeponie der Deponiekategorie (DK) I gemäß Deponieverordnung (DepV).

Für die Antragsunterlagen auf Planfeststellung wurden im Jahr 2015 bereits Standsicherheitsuntersuchungen durchgeführt. Die Ergebnisse der Standsicherheitsuntersuchungen liegen mit dem Gutachten der HPC AG [U15] vor. Im Rahmen des Planergänzungsverfahrens wurde die ursprüngliche Planung zum Basisabdichtungssystem überarbeitet und die Aufstandsfläche des Deponiekörpers zur Gewährleistung der Ableitung des Sickerwassers angepasst. Aus den Änderungen zum Planfeststellungsbeschluss wird eine Überarbeitung der Standsicherheitsuntersuchungen aus dem Jahr 2015 erforderlich.

Auf der Grundlage der Aufgabenstellung der MUEG vom 05.08.2022 [U3] liegt der Bearbeitung folgende Zielstellung zugrunde:

1. Ermittlung der Dauerstandsicherheit der Betriebs- und Endböschungen (Einzelböschungen und Böschungssysteme) ohne Oberflächenabdichtungssystem unter Berücksichtigung einer optimalen Böschungsgestaltung.
2. Ermittlung der Dauerstandsicherheit der Betriebs- und Endböschungen mit Oberflächenabdichtungssystem unter Berücksichtigung einer optimalen Böschungsgestaltung.
3. Ermittlung der Standsicherheit der Böschungen des Randwalls.
4. Überprüfung der Setzungsberechnung mit Darstellung der Setzungsmulde über eine Zeit von 30 Jahren.
5. Überprüfung der Gleitsicherheit des Abdeckssystems.

1.3 Gründe, die eine Standsicherheitsuntersuchung erforderlich machen

In [U1] wird dazu folgendes ausgesagt:

Die Beurteilung der Standsicherheit des Deponiekörpers, der Basisabdichtung sowie der vorgesehenen Oberflächenabdichtung ist gemäß Kreislaufwirtschaftsgesetz (KrWG) § 43 Bestandteil der zu erarbeitenden Antragsunterlagen auf Planfeststellung. Infolge der geplanten Neuerrichtung der Inertstoffdeponie im Bereich der AFB-Kippe ist somit die Betrachtung der bodenmechanischen Verhältnisse für die Errichtung der Basis- und Oberflächenabdichtung sowie für den Einbau der Inertstoffe erforderlich.

Auf Grundlage des Antrags auf Planfeststellung wurde der Standsicherheitsnachweis für die Errichtung der Basis- und Oberflächenabdichtung sowie für den Einbau der Inertstoffe bereits erbracht. Im Rahmen der aktuellen

Bearbeitung sind die planerischen Anpassungen aus dem Planergänzungsverfahren bei den Standsicherheitsbetrachtungen zu berücksichtigen.

1.4 Änderungen zum Gutachten zur Standsicherheitsuntersuchung 2015 [U15]

Auf Grundlage der Aufgabenstellung von 2007 [U1] erfolgte die Erarbeitung des Standsicherheitsgutachtens aus dem Jahr 2015 [U15].

Gemäß der aktualisierten Aufgabenstellung von 2023 [U3] wird der bereits planfestgestellte Ansatz, die Errichtung eines Deponie-Basisabdichtungssystems unter Einsatz eines Flächenfilters mit Wegfall der Sickerrohre innerhalb der Entwässerungsschicht durchzuführen, nicht weiter verfolgt.

Im Rahmen des PEV sind neben naturschutzrechtlichen Belangen insbesondere die Errichtung des Basisabdichtungssystems inklusive der Fassung und Ableitung des anfallenden Sickerwassers sowie die technologischen Abläufe beim Einbau der mineralischen Abfälle zu überplanen. Durch Veränderung der Aufstandsfläche zur Gewährleistung der Ableitung des Sickerwassers wurde das Gefälle der Aufstandsfläche neu geplant.

Die Planergänzung sieht eine dachprofilartige Profilierung der Deponieaufstandsfläche (Planum) vor, sodass das Sickerwasser entsprechend den Vorgaben der DIN 19667:2015-08 im freien Gefälle den Sickerwassersammlungsanlagen zugeführt werden kann. Der Hochpunkt der Deponieaufstellfläche liegt bei ca. 160,4 m NHN. Die Sickerwassersammlung erfolgt im Norden bzw. Westen und im Süden des Deponiekörpers.

Darüber hinaus können die Änderungen zum Standsicherheitsgutachten 2015 [U15] wie folgt zusammengefasst werden:

- Im Rahmen des vorzeitigen Maßnahmenbeginns erfolgte bereits
 - ➔ der Versatz der untertägigen Grubenbaue im Bereich der Deponieaufstandsfläche (Ende der Bergaufsicht),
 - ➔ die Abflachung der Böschungen des nördlich an den Deponiestandort befindlichen Randpfeilers zum TRL Domsen und Errichtung eines Anstützkörpers an der Nordböschung des Randpfeilers sowie
 - ➔ die Durchführung von Profilierungsarbeiten im Dichtungsabschnitt (DA) I und des Eingangs- und Betriebsbereiches.
- Die bodenmechanischen Kennwerte zu den mineralischen Abfällen (Deponiekörper) sind anzupassen, da sich die Zusammensetzung der in den Deponiekörper einzubauenden Materialien voraussichtlich verändern wird.

1.6 Zu schützende Objekte

(Quelle [U1])

Als zu schützende Objekte sind im Rahmen der zukünftigen Nutzung folgende Objekte anzusehen:

- Eingangs- und Kontrollbereich westlich vom Deponiekörper entfernt
- Anlagen der Oberflächen- und Sickerwasserfassung in unmittelbarer Nähe zum Deponiekörper.

1.7 Art der derzeitigen und künftigen Nutzung

Gemäß [U12] ist der geplante Standort der Mineralstoffdeponie Profen-Nord (Inertstoffdeponie) eine ungenutzte AFB-Rippenkippenfläche. Auf dem Gelände der AFB-Kippe, die als Aufstandsfläche für die Inertstoffdeponie dienen soll, wurden keine Wiederurbarmachung und keine Rekultivierungsmaßnahmen durchgeführt. Die begonnenen Maßnahmen der bergrechtlichen Wiedernutzbarmachung im südwestlichen AFB-Kippenbereich wurden mit Zulassung der 5. Ergänzung zum ABP Profen-Nord im April 2001 gestundet.

Künftig ist die Nutzung als Inertstoffdeponie über einen Zeitraum von ca. 30 Jahren vorgesehen. Anschließend erfolgen die Rekultivierung der Deponie und die Eingliederung der Flächen in die Folgenutzung als Wald- bzw.- Landschaftsflächen.

2. Ausgangszustand

2.1 Vorbemerkungen

Zur Beschreibung der geotechnischen Verhältnisse wurden am Untersuchungsstandort im Zeitraum von 1993 bis 2012 Bohrungen, Sondierungen, Feld- und Laborversuche durchgeführt. Die Ergebnisse der Labor- und Feldversuche liegen mit dem bodenmechanischen Gutachten zur „Eignung der AFB-Kippe Tagebau Profen-Nord als Deponiestandort“ vom 18.11.1993 [U8] vor.

Ergänzend wurden 2012 in Abstimmung mit dem vom Amt für Abfallwirtschaft und Immissionsschutz des Burgenlandkreises beauftragten Gutachter *BIUG Beratende Ingenieure für Umweltgeotechnik und Grundbau GmbH* (Behörden-gutachter) im Zeitraum vom 06.03.2012 bis 08.03.2012 von der GTC Nord GmbH & Co KG im Auftrag der MUEG 11 Drucksondierungen mit Messung des dynamischen Porenwasserdruckes (CPTU) gemäß DIN EN ISO 22476-1 ausgeführt. Als Zielhorizont wurde das Liegende der AFB-Kippe vorgegeben.

Die Ergebnisse der Drucksondierungen (Bericht GTC) sind als Anhang 6 dem Gutachten beigefügt.

Auf Grundlage der o.g. dokumentierten Ergebnisse und Schlussfolgerungen erfolgte 2014 / 2015 die Festlegung der bodenmechanischen Berechnungskennwerte als Grundlage für den Standsicherheitsnachweis durch die HPC AG [U15].

Die durchgeführten Feldarbeiten werden vom Auftraggeber (MUEG) und von HPC grundsätzlich als ausreichend hinsichtlich der Beschreibung der geotechnischen Verhältnisse am Untersuchungsstandort angesehen. Da sich die Standortverhältnisse hinsichtlich der bodenmechanischen Eigenschaften in der Deponieaufstandsfläche zu den Annahmen im Standsicherheitsgutachten 2015 [U15] nicht geändert haben, werden keine ergänzenden Labor- und Feldversuche erforderlich.

2.2 Geotechnische Situation

(Quelle U 1, U 3 und U 12)

2.2.1 Allgemeine geologische Angaben

Der tiefere prätertiäre Untergrund der AFB-Kippe wird durch den Unteren Buntsandstein bzw. den Zechstein gebildet. Das danach folgende Eozän besteht aus wechselnden Lagerungen von Tonen und Sanden sowie geringmächtigen und unregelmäßig verbreitetem Flöz I.

Den Abschluss der nicht vom Abbau beeinflussten Schichten bildet der Liegendton des Flözes III, der so genannte Luckenauer Ton. Das auf diese Schichten folgende Flöz III wurde im Tagebau Profen-Nord abgebaut. Über dem Flöz III lagerten die 20 bis 30 m mächtigen Domsener Schichten, die prinzipiell im Liegenden aus dem Domsener Schluff und dem darüber lagernden Domsener Sanden bestanden. Über diesen tertären Schichten folgten die pleistozänen Schichten der Elster- und Saalekaltzeiten. Den Abschluss bildeten die weit verbreiteten weichselglazialen Lößdecken.

Typisch für den Tagebau Profen-Nord war die Verbreitung der Domsener Sande mit ihren Quarziteinlagerungen. Die Domsener Sande sind aufgrund ihrer Korngrößenzusammensetzung als potentiell setzungsfließempfindliche Sande anzusehen.

2.2.2 Geologische Verhältnisse im Bereich der Deponieaufstandsfläche

Die Aufstandsfläche der künftigen Mineralstoffdeponie wird im Wesentlichen durch die AFB-Kippe des Tagebaus Profen-Nord gebildet. Typisch für den Abraum dieses Tagebaus war die durchgehende Verbreitung der Domsener Sande, die den Hauptgemengeanteil der AFB-Kippe darstellen. Das technogene Mischbodenmaterial kann demnach wie folgt angesprochen werden:

- Schluff bis schluffiger Sand
- Fein- bis Mittelsand

Unterhalb der AFB-Kippe folgen die tertiären und prätertiären Ablagerungen in ihrer natürlichen Schichtenfolge mit folgenden Gesteinsarten:

- Luckenauer Ton (Liegendes Flöz III)
- Wechsellagerung von Tonen und Sanden mit dem unregelmäßig verbreiteten Flöz I
- prätertiärer Untergrund (Buntsandstein und Zechstein).

Im nördlichen Bereich der Deponieaufstandsfläche schließt die AFB-Kippe an den Restpfeiler zum Tagebau Domsen an. Die südliche gewachsene Böschung des Restpfeilers wurde mit Abraum überkippt. Im Restpfeiler selbst stehen oberhalb des Braunkohlenflözes 23 der tertiäre Hangendton sowie die darüber abgelagerten Domsener Sanden an. Die Oberfläche des Restpfeilers wird von pleistozänen Terassenschottern gebildet. Die Untergrundverhältnisse in diesem Bereich sind im Schnitt 2 (Anlage 6) dargestellt.

2.2.3 Hydrologische Angaben

2.2.3.1 Hydrologischer Ausgangszustand

Die hydrologische Situation am Standort der Mineralstoffdeponie Profen ist großräumig vom bereits umgegangenen sowie vom noch aktiven Bergbau beeinflusst.

Die überwiegend sandige AFB-Kippe ist als künstlicher (technogener) Grundwasserleiter einzustufen, der in den verkippten Randbereichen Verbindung mit den oberhalb von Flöz III anstehenden Grundwasserleitern und durch die Liegendfenster Verbindung mit dem ersten Liegendgrundwasserleiter (GWL 4: Flusssande zwischen Flöz III und Flöz IIIu) hat. Der Liegendton Flöz III wirkt, soweit er flächig verbreitet ist, als Stauer.

Die Grundwasserleiter im Liegenden sind derzeit bis auf ein Niveau von um +100 m NHN oder niedriger entwässert.

Die tieferen GWL 5 (Flusssande zwischen Flöz IIIu und Flöz I) sowie GWL 6 (tertiäre Liegendsande unter Flöz I) sind im Bearbeitungsgebiet z.T. gespannt. Die Druckhöhe reicht aber gegenwärtig nicht über das Liegende der AFB-Kippe. Dies wird sich bis zum Ende der geplanten Abbautätigkeit im Abbaufeld Domsen absehbar nicht ändern.

Die unter dem GWL 4 gelagerten Grundwasserleiter sind aus diesem Grund für die weitere Bewertung der hydrologischen Situation im Bereich der Mineralstoffdeponie nicht von Interesse.

Die Grundwasserstände in der Kippe sind aufgrund der großflächig vorhandenen hydraulischen Verbindungen zum untergelagerten GWL 42 ebenfalls auf einem sehr niedrigen Niveau; lokal kann am Standort eine geringe Restwasserführung in der Kippe vorhanden sein.

Eine Speisung der AFB-Kippe kann zum einen aus Versickerung von Niederschlägen und zum anderen aus den angrenzenden gewachsenen Hangendgrundwasserleitern erfolgen. Eine Speisung über die Liegendgrundwasserleiter ist aufgrund der gegenwärtigen Druckverhältnisse nicht möglich. Eine Speisung über die Hangendgrundwasserleiter entlang der nördlichen und westlichen Markscheide ist wegen Hochlagen bzw. wegen des offenen, nicht wassergefüllten Restloches Domsen ebenfalls ausgeschlossen.

Aus südlicher Richtung erfolgt ebenfalls kein Zufluss wegen des offenen Restschlauches. Zuflüsse aus Richtung Ost über die älteren AFB Kippenbereiche erfolgen derzeit ebenfalls nicht, weil der Wasserstand im Restloch Werben bei rund +122,14 m NN (11/2022) und der Wasserstand der im Südosten an die AFB-Kippe angrenzenden Absetzerkippe 1095 zwischen +110 m NN und +120 m NN liegen.

Das Liegende der AFB-Kippe im Bearbeitungsgebiet bewegt sich zwischen +115 m NN im Osten und +127 m NN im Westen.

In Auswertung der Ergebnisse des aktiven hydrologischen Mess- und Kontrollregimes wurden im Zeitraum 2000 bis Oktober 2023 grundsätzlich seit Jahren stabile Wasserstände mit folgenden Höhen dokumentiert:

- **Pegel 14988** (südwestlich der geplanten Deponiefläche):
Kippen-GWL:+116,95 m NN
- **Pegel 14990** (südöstlich der geplanten Deponiefläche):
Kippen-GWL:+120,18 m NN (tr./vst.)
- **Pegel 14958** (nördlich der geplanten Deponiefläche):
Kippen-GWL:+119,95 m NN.

Am **Pegel 14988** ist ein geringfügiger Anstiegstrend; am **Pegel 14958** ein leichter Abwärtstrend zu verzeichnen:

Aufgrund der Liegendiffenster konnte sich bisher im Bearbeitungsgebiet auch durch versickernde Niederschlagswässer kein durchgehender Grundwasserstand ausbilden, weil der gegenwärtig entspannte und damit druckfreie GWL 4 aufnahmefähig ist. Nur im östlichen Liegendiffenbereich der AFB-Kippe sind in den dort vorhandenen Senken geringe Grundwasserstände bis max. 2 m nicht auszuschließen.

Der mittlere Durchlässigkeitkoeffizient der AFB-Kippe wurde in den bisherigen bodenmechanischen Gutachten mit $k_f = 1 \times 10^{-5}$ m/s angegeben.

2.2.3.2 Prognostizierter stationärer Endzustand

Eine grundsätzliche Veränderung der hydrologischen Situation im Sinne eines Grundwasserwiederanstiegs ist erst im Zuge der Gestaltung der Bergbaufolgelandschaft mit der geplanten Flutung des künftigen Domsener Sees zu erwarten.

Im Standsicherheitsgutachten aus dem Jahr 2015 beruhten die Angaben zur hydrologischen Situation auf dem damaligen Kenntnisstand in Bezug auf die tagebautechnologische Entwicklung sowie der zu dem Zeitpunkt vorliegenden hydrogeologischen Modellierung.

Aus technologischer Sicht gab es in den letzten Jahren mehrere Überarbeitungen des Revierkonzeptes, die sich auch auf die Gestaltung der Bergbaufolgelandschaft ausgewirkt haben. Diese Situation wurde in der aktuellen hydrogeologischen Berechnung (HGMS20SP, IGBW, Stand 2021) zu Grunde gelegt.

Den größten Einfluss auf die hydrologische Situation für den stationären Zustand dürfte dabei die modelltechnische Berücksichtigung der im Bereich des Tgb. Profen erfolgten Anstützung der AFB-/Quarzitkippe mit gemischtbindigem, nicht setzungsfließempfindlichem Material gehabt haben. Einhergegangen ist dies mit einer Verfeinerung der Modellstruktur in diesem Bereich („Modelllupe“) von einem 500/250 m-Raster auf 125 m, bei der zugleich auch eine Überarbeitung der im Modell berücksichtigten Geologie und künftigen topographischen Höhen erfolgte.

Lt. aktueller hydrogeologischer Berechnung (HGMS20SP unter Berücksichtigung des neuen Revierkonzepts, IGBW, Stand: 2021) wird im Bereich der AFB-Kippe ein grundwasserneubildungsbedingter maximaler Kippenwasserstand von ca. +147... 148 m NHN für den stationären Zustand unter Berücksichtigung mittlerer Grundwasserneubildungsverhältnisse ausgewiesen.

Es ist jedoch anzumerken, dass die in der Basis abgedichtete Deponie bislang nicht im Modell berücksichtigt ist. Ausgehend davon, dass mit dem Deponiebau eine Versiegelung/Abdichtung erforderlich ist, würde dies in Bezug auf die Entwicklung der Grundwasserstände zugleich bedeuten, dass sich infolge der verringerten Grundwasserneubildung im stationären Zustand niedrigere Grundwasserstände einstellen würden, als bei einer ungestörten Grundwasserneubildung.

Weitere Aufsättigungen in den Randbereichen der AFB-Kippe sind nicht möglich, da letztlich eine hydraulische Verbindung mit dem Restsee Domsen (prognostizierter Wasserspiegel von +132 m NHN mit einem Überlauf zur Grunau) bestehen wird und damit ein Abströmen der angesammelten Kippenwässer in Richtung Restsee gewährleistet ist.

Der aktive Bergbau wird südlich und westlich des geplanten Deponiestandortes nach gegenwärtigem Kenntnisstand noch mindestens bis etwa Mitte der

2030er Jahre betrieben. Damit verbunden ist ein großer, weit reichender Entwässerungstrichter, in dessen Einflussbereich der geplante Deponiestandort liegt.

Hinzu kommt die zuvor bereits benannte Randbedingung des offen verbliebenen Restlochs Domsen/alt, welche einen möglichen Grundwasserwiederanstieg/Zustrom aus westlicher Richtung zum geplanten Deponiestandort limitiert.

Aufgrund der für die bis etwa Mitte der 2030er Jahre geplanten Abbautätigkeit sowie die sich anschließende Sanierung zur Restlochgestaltung ist die Fortführung der Entwässerungsmaßnahmen bis gegen Ende der 2030er Jahre erforderlich. Erst danach bzw. frühestens mit Beginn der Flutung des künftigen Domsener Sees ist mit einem großflächigen Grundwasserwiederanstieg zu rechnen.

Daraus schlussfolgernd ist davon auszugehen, dass die natürliche Aufsättigung der AFB-Kippe frühestens ab Ende der 2030er Jahre beginnt und bis zum Erreichen des maximalen Aufsättigungswasserspiegels noch weitere Jahre vergehen werden

2.2.4 Historie AFB

Das Untersuchungsgebiet ist durch die Abbauentwicklung des Tagebaus Profen-Nord an der Endböschung des Tagebaus Domsen entstanden.

Maßgeblich für die Beschreibung der geotechnischen Situation im Bereich der geplanten Aufstandsfläche der Inertstoffdeponie ist die Brückenfahrweise der AFB.

Im Zuge der Herstellung der AFB-Kippe (Betrieb AFB 16 und 26) wurden insbesondere Domsener Sande, Quarzitbrocken, Geschiebemergel und untergeordnet Lößlehm verkippt. Gemäß Abschlussbetriebsplan Tgb. Profen-Nord Brückenkippe vom 13.11.1997 weist die AFB-Kippe einen homogenen Aufbau mit einem max. Schluffanteil von ca. 30% auf. Vor allem im Niveau zwischen +146 und +152 m NN wurde in unterschiedlichen Scheiben die Verkippung von Domsener Sanden und Quarzitbrocken vorgenommen.

Die in [U8] durchgeföhrten Untersuchungen der Kornverteilungen zeigen, dass das AFB-Kippenmaterial gemäß DIN 18 196 zum größten Teil den folgenden Bodengruppen zugeordnet werden kann:

- Bodengruppen UL, SU, SU*: Schluff bis schluffiger Feinsand
- Bodengruppen SU und SE: Fein- bis Mittelsand.

)* stark

In der Regel kam damit ein Mischboden aus 2 Abraumschnitten (AFB 16 und 26) zum Versturz.

In Auswertung der historischen Tagebaurisse wurde die AFB-Kippe im Bereich der geplanten Deponie im Zeitraum von 1985 bis 1989 hergestellt. Die Liegezeit der Kippe beträgt somit 33 bis 37 Jahre.

2.2.5 Schütt-Technologie AFB-Kippen

Der Kohlegewinnung folgend wurde die AFB-Kippe in 3 Teilschüttungen hergestellt:

- Vorkippe

Schüttthöhe: ca. 8 bis 10 m

Versturzmaterial: Domsener Sand vermischt mit Quarzitbrocken (Kies bis Blockgröße)

- Stützkippe

Schüttthöhe: ca. 10 bis 12 m

Versturzmaterial: Domsener Sand und untergeordnet Domsener Schluff

- Hauptkippe

Schüttthöhe: ca. 13 bis 22 m

Versturzmaterial: wie Stützkippe.

2.2.6 Verwahrung der Grubenbaue

In den Jahren 1960 bis 1967 wurden für den nordwestlich angrenzenden Tagebau Domsen im Tiefbau Entwässerungstrecken aufgefahrt. Im Rahmen der Gutachtenerstellung 2015 wurde festgestellt, dass die Grubenbaue im Bereich des Restpfeilers Domsen nicht verwahrt worden sind [U15].

Deshalb wurden Berechnungen zur Ermittlung der Auswirkungen der untertägigen Grubenbaue auf die Tagesoberfläche mit dem Verfahren nach Fenk durchgeführt.

Mit Hilfe dieser Berechnungen wurde festgestellt, dass im Bereich der Tagesanlagen und der Deponieaufstandsfläche oberhalb der Strecken mit Tagesbrüchen mit einem Durchmesser von überwiegend bis zu 2,0 m, im Extremfall (Berechnungspunkt 5) bis zu 4,15 m zu rechnen ist. Die relativen Bruchwahrscheinlichkeiten liegen dabei überwiegend zwischen 1,5 % und 6,8 % und im Extremfall (Berechnungspunkt 5) bei 19,8% (siehe Anlage II/9.4 des Planfeststellungsantrages) [U15].

Im Zuge des Maßnahmenbeginns erfolgte in 2015 / 2016 der Versatz der untertägigen Grubenbaue im Bereich der Aufstandsfläche der Deponie und im Bereich des zukünftigen Eingangs- und Betriebsbereiches [U3].

3. Technologische Angaben zur Herstellung des Deponiekörpers

(Quelle [U1] und [U12])

3.1 Gestaltung Aufstandsfläche

Aufgrund der AFB-Kippenoberfläche (Schütttrippen von bis zu 10 m Höhe) ist vorgesehen, die geplante Aufstandsfläche für die künftige Deponie in drei Bauabschnitten (**BA I bis III**, s. Anlage 6) wie folgt umzugestalten:

Die Profilierung der vorhandenen Kippenoberfläche erfolgt im Massenausgleich mit anstehenden Kippenmassen. Anschließend erfolgt zeitnah die Herstellung einer 1,0 m mächtigen geologischen Barriere nach DepV. Da eine oberflächennahe geologische Barriere im Sinne der DepV am Standort nicht vorhanden ist, wird entsprechend Anhang 1, Nr. 1.2 DepV eine künstliche geologische Barriere geplant. Dazu wird Lößlehm entsprechend den Anforderungen der DepV in 2 Lagen verdichtet eingebaut.

Im Dichtungsabschnitt (DA) 1 und im Bereich des Eingang- und Betriebsbereiches wurden im Rahmen des vorzeitigen Maßnahmenbeginns in 2015/2016 bereits erste Profilierungsarbeiten durchgeführt. Zur Gewährleistung des erforderlichen Mindestgefälles sind weitere Profilierungsarbeiten notwendig.

3.2 Dichtungsbau und Entwässerung

3.2.1 Vorbemerkung

Der Aufbau der Basisabdichtung erfolgt als Regel-Basisabdichtungssystem nach DepV. Gemäß DepV, Anhang 1, Tabelle 1 ist für eine Deponie der Deponiekategorie 1 eine Abdichtungskomponente ausreichend. Diese besteht aus einer 2-lagig eingebauten mineralischen Dichtungsschicht (Ton) oberhalb der 1,0 m mächtigen technogenen Barriere (z.B. Lößlehm) mit einer Gesamtschichtstärke von mindestens 0,5 m und einem kf-Wert $\leq 5 \times 10^{-10}$ m/s.

Unter Berücksichtigung der örtlichen Standortgegebenheiten sowie der verfügbaren Einbaumaterialien wurde ein Basisabdichtungssystem vorgesehen, das den Mindestanforderungen der DepV entspricht. Somit ist sichergestellt, dass nach Stand der Technik keine sicherheitsrelevanten Beeinträchtigungen zu erwarten sind.

3.2.2 Regel – Abdichtungssystem entsprechend DepV

Der Aufbau der Basisabdichtung erfolgt als Regel – Basisabdichtungssystem entsprechend DepV (Herstellung der technogenen Barriere mit geeignetem bindigen Boden (z.B. Lößlehm) und der Dichtungsschicht aus Ton und der mineralischen Entwässerungsschicht).

Die Gesamtmächtigkeit des Dichtungskörpers oberhalb der profilierten Aufstandsfläche (UK technogene Barriere bis OK Entwässerungsschicht) beträgt gemäß Abbildung 1 mindestens 2,0 m.

Regel - Basisabdichtung entsprechend DepV aus Ton

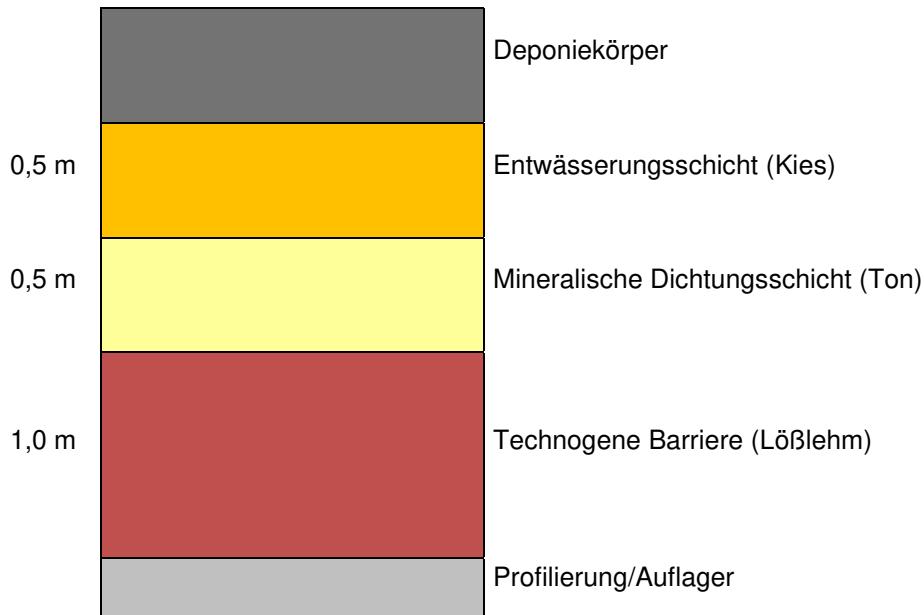


Abbildung 1: Schematischer Aufbau des Regel - Basisabdichtungssystems gemäß DepV

Auf der profilierten Aufstandsfläche wird die technogenen Barriere aus geeignetem bindigen Boden (Lößlehm) aufgebracht. Dafür sind die folgenden Anforderungen zu erfüllen:

- Technogene Barriere
 - Material: Lößlehm
 - Einbau: lagenweise verdichtet
 - Lagenstärke: $d \geq 0,25 \text{ m}$
 - Schichtdicke: $d \geq 1,0 \text{ m}$
 - Durchlässigkeit: $k_f \leq 1,0 \times 10^{-9} \text{ m/s}$
 - Einbaudichte: $\rho_{d\text{Einbau}} \approx 1,98 \text{ t/m}^3$ ($V_d \geq 95\% D_{Pr}$)

Die oberhalb der technogenen Barriere zu errichtende mineralische Dichtungsschicht gemäß DepV muss folgende Anforderungen zu erfüllen:

- Mineralische Dichtungsschicht (MD)

- | | |
|--------------------|---|
| • Material: | Ton |
| • Einbau: | lagenweise verdichtet |
| • Lagenstärke: | $d \geq 0,25 \text{ m}$ |
| • Schichtdicke: | $d \geq 0,5 \text{ m}$ |
| • Durchlässigkeit: | $k_f \leq 5 \times 10^{-10} \text{ m/s}$ |
| • Einbaudichte: | $\rho_{d\text{Einbau}} \approx 1,89 \text{ t/m}^3 (V_d \geq 95\% D_{Pr})$ |

In Übereinstimmung mit den Anforderungen der DepV wurde eine Entwässerungsschicht zur Fassung und Ableitung von Sickerwässern und Oberflächenabflüssen aus den aktiven Einbaubereichen angeordnet.

- Entwässerungsschicht (ES)

- | | |
|--------------------|--|
| • Material: | Kies (16/32) |
| • Schichtdicke: | $d \geq 0,5 \text{ m}$ |
| • Durchlässigkeit: | $k_f \leq 1 \times 10^{-3} \text{ m/s} \dots 1 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ |
| • Einbaudichte: | $\rho_{d\text{Einbau}} \approx 1,65 \text{ t/m}^3$. |

Zum Schutz der mineralischen Dichtung vor Beschädigungen und zur Trennung vom Abfallkörper wird ein filterstabiles Geotextil jeweils an der Unter- bzw. der Oberkante der Entwässerungsschicht angeordnet.

3.3 Entwicklung des Deponiekörpers

Es ist vorgesehen, den Deponiekörper aus zwei Deponiescheiben (DS) mit jeweils einer Höhe von 10 m aufzubauen. Durch den Einbau einer umlaufenden Berme (Breite ca. 10 m) soll ein Teilböschungssystem in den Deponierandbereichen entstehen. Die Herstellung jeder Deponiescheibe erfolgt sukzessive in mehreren Einbauscheiben von jeweils 2 m Höhe. Mit dieser Verfahrensweise wird insbesondere den Anforderungen der DepV an einen hohlräumfreien und stabilen Einbau der Abfälle Rechnung getragen.

Die Entwicklung des Deponiekörpers beginnt im Nordteil mit der Herstellung der 1. Einbauscheibe (Einbauhöhe $\geq 6 \text{ m}$) auf der gedichteten Basis. Die weitere Entwicklung erfolgt dann in südliche Richtung bis zu einer Zwischenstellung 1, welche die geometrischen Voraussetzungen für die Herstellung der 2. Deponiescheibe im Regelbetrieb erfüllt. Nach einer Liegezeit von ca. 3 Monaten wird die 1. DS abschnittsweise bis zur Endhöhe von 10 m weiterentwickelt.

Nach ca. 3-4 Betriebsjahren ist die 1. DS so weit entwickelt, dass die geometrischen Voraussetzungen erfüllt sind und die 2. DS im Regelbetrieb hergestellt

werden kann. Mit der Inbetriebnahme der 2. DS werden bereits frühzeitig die Endkonturen der Deponie hergestellt. Diese Vorgehensweise sichert die kurzfristige Baufreiheit für das abschließende Aufbringen der alternativen Oberflächenabdichtung.

Die Einbauentwicklung im Bauabschnitt I (BA I) setzt sich nach Süden planmäßig fort. Mit Beginn der Einbaurbeiten im DA 4 (BA II) wird der Einbau in West-Ost-Richtung fortgesetzt. Mit Erschöpfung des verfügbaren Einbauraumes im BA II erfolgt die Belegung des BA III mit Entwicklungsrichtung von West nach Ost.

Nach gegenwärtigem Planungsstand und unter Berücksichtigung der geplanten jährlichen Einbaumenge von ca. 250.000 t wird die Endkontur des Deponiekörpers voraussichtlich in ca. 30 Jahren erreicht sein.

Mit der flächenhaften Entwicklung der 1. Einbauscheibe nach Süden wird sukzessive der Deponiekörper in zwei Deponiescheiben mit folgender Grundcharakteristik entwickelt:

- Gesamthöhe des Deponiekörpers: ca. 25 m
- Anzahl der Deponiescheiben (DS): 2
- Höhe der Deponiescheiben: ca. 10 m
- Neigung der Außenböschung: ca. 1:3
- Bermenbreite: ca. 10 m
- Gestaltung des Plateaus auf der 2. DS: satteldachartig mit einer Neigung nach außen von ca. 5%
- Einbaumaterial: Aschen, Gießbereialtsande, Bau- schutt, Boden und deren Gemische sowie sonstige mineralische Abfälle
- Einbau im „Dünnschichtverfahren“ In horizontalen und geneigten Lagen (hohlraumärmer, verdichteter Einbau)
- Schichtstärke einer Einbauschicht: ca. 2 m

3.4 Technologie Deponiekörperherstellung

In den folgenden technologischen Schritten wird sich der Deponiekörper sukzessive, beginnend im nördlichen Bereich der Aufstandsfläche (BA I), nach Süden entwickeln (s. Anlage 5):

Herstellung der 1. Deponiescheibe (Höhe ca. 10 m)

- *Schritt 1:* Herstellung 1. Einbauscheibe (= unterste Einbauscheibe):
Einbau drainabler Materialien auf der Basisabdichtung mit einer Mächtigkeit von mindestens 0,5 m (Kies (16/32) als Entwässerungsschicht).
- *Schritt 2:* Herstellung 2. Einbauscheibe über Entwässerungsschicht:
Einbau von Inertstoffen wie Bauschutt, Boden und deren Gemische sowie von Aschen und Schlacken. Einbau in geringmächtigen Lagen mit abschließender Oberflächenneigung (Vermeidung von Stau- oder Standwasserbereichen infolge von Niederschlägen).
- *Schritt 3ff:* Herstellung weiterer Einbauscheiben wie im Schritt 2 bis zum Erreichen der max. Einbauhöhe von 10 m (1. Deponiescheibe).

Herstellung der 2. Deponiescheibe (Höhe ca. 10 m)

- Schritte 2 bis 3ff analog Herstellung Deponiescheibe 1.

3.5 Zwischen- und Endabdeckung / Alternative Oberflächenabdichtung

3.6 (Quelle U1 und U12)

Nach der abschnittsweisen Herstellung einer Deponiescheibe (Höhe ca. 10 m) werden die profilierten Außenböschungen mit einer ca. 0,3 - 0,5 m starken Bodensubstratschicht zwischenabgedeckt und mit Grasansaat begrünt. Mit dem Aufbringen der Zwischenabdeckung wird vor allem den Anforderungen des Immissionsschutzes für den Zeitraum zwischen Herstellung und Endabdichtung der fertig gestellten Böschungs- und Plateaubereiche Rechnung getragen.

Die aufgebrachte Bodenschicht wird beim späteren Aufbau der Oberflächenabdichtung in die Profilierungsschicht integriert.

Die Errichtung des Oberflächenabdichtungssystems beginnt, wenn eine ausreichend große und zusammenhängende Fläche für das Aufbringen der Endabdichtung verfügbar ist.

Das Oberflächenabdichtungssystem wird als Regelsystem entsprechend Anhang 1, Nr. 2.3 DepV errichtet. Für die Mineralstoffdeponie Profen – Nord ist zur Gestaltung der Oberflächenabdichtung die Herstellung einer Rekultivierungs-/Wasserhaushaltsschicht (RW-Schicht) vorgesehen. Der Schichtenaufbau wurde unter Berücksichtigung der lokalen Verhältnisse wie folgt geplant (Schichtung von unten nach oben):

- Profilierungsschicht ($d \approx 0,5$ m)

- Speicherschicht ($d \approx 1,5$ m)
- Oberboden ($d \approx 0,5$ m)
- Begrünung/Aufforstung.

Alternatives Oberflächenabdichtungssystem/Wasserhaushaltsschicht

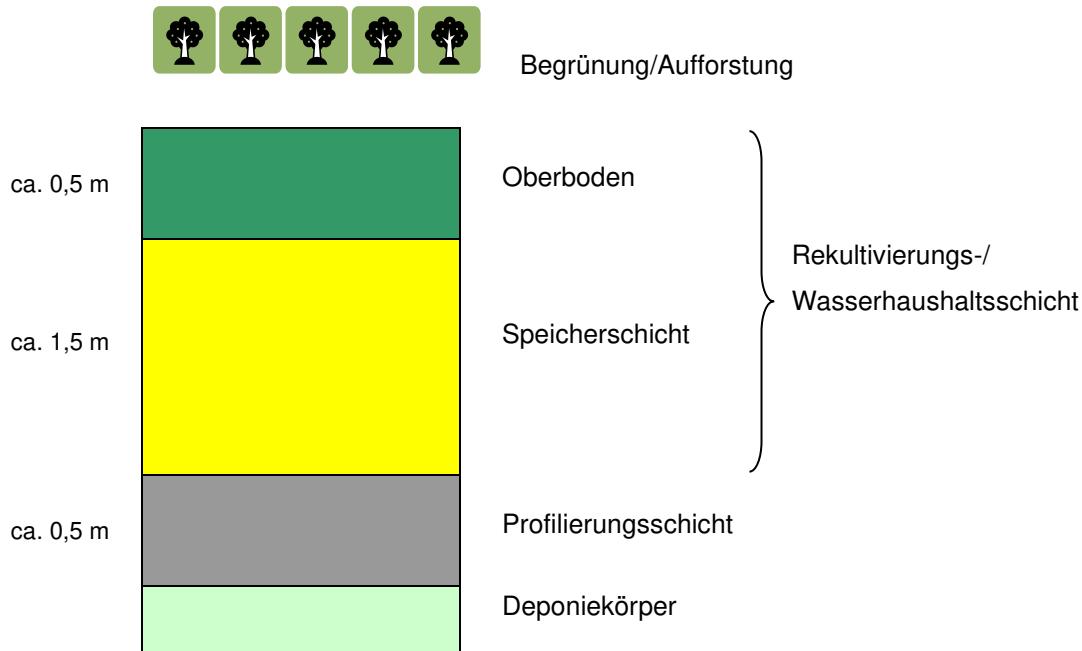


Abbildung 3: Schematischer Aufbau der alternativen Oberflächenabdichtung (OFA)

3.7 Randwall

Mit Errichtung des Oberflächenabdichtungssystems wird der Randwall mit Deponierungstraße und Oberflächenentwässerungsgraben (periphere Anlagen) auf der profilierten Aufstandsfläche errichtet (s. Anlage 8, Detaildarstellung). Der Randwall wird lagenweise unter Verwendung von Kippenmassen hergestellt. Außerdem dient der Randwall als Widerlager für das Oberflächenabdichtungssystem (s. Kap. 3.2). Die Verdichtung erfolgt durch die Überfahrten der eingesetzten Erdbaugeräte.

Die im Bereich der 12 m breiten Dammkrone zu errichtende Straße ist mit einer Breite von 6 m geplant. Die geplanten Neigungen der Seitenböschungen liegen bei 1 : 1,5. Die Dammhöhe des Randwalls ist i.d.R mit ca. 6,0 m vorgesehen. In lokalen Abschnitten liegt der Randwall auf einer Randböschung (s. Anlage 5), die im Zuge der Geländeprofilierung entsteht (profilierte AFB-Rippen). In diesem Fall können Gesamtböschungshöhen von bis zu ca. 20 m erreicht werden. Deshalb werden in solchen Bereichen ab einer Böschungshöhe von 6,0 m Bermen mit einer Breite von 5,0 m angeordnet.

Die Herstellung des Randwalles beginnt mit der Errichtung des Basisabdichtungssystems und mit dem Einbau der mineralischen Abfälle im Deponiekörper. Dabei wird der Randwall sukzessiv, dem Einbau im Deponiekörper folgend, lagenweise aufgebaut.

3.8 Bodenschichtung und Grundwasser unterhalb Deponiekörper

Gemäß Ausführungen in den vorangegangenen Kapiteln ist zusammenfassend folgender Schichtenaufbau unterhalb der geplanten Deponie bodenmechanisch relevant (von oben nach unten):

Schicht 1:

Technogene Barriere aus Lößlehm (ca. 1,0 m), Dichtung aus Ton (ca. 0,5 m) sowie Entwässerungsschicht (ca. 0,5 m), Gesamtmächtigkeit ca. 2,0 m

Schicht 2:

Erdplanum: partieller Abtrag der Schüttrippen und Einbau in den Rippentälern von AFB – Kippenmassen sowie in den aushaltenden Tieflagenbereichen, Einbaumächtigkeit d = 2,0 m bis max. 15,0 m.

Schicht 3:

Hauptkippe (AFB-Kippenboden), Gemisch aus Domsener Sanden und Domsener Schluffen, Mächtigkeit d = ca. 15 m bis 18 m.

Schicht 4:

Stützkippe (AFB-Kippenboden), Gemisch aus Domsener Sanden und Domser Schluffen, Mächtigkeit d = ca. 10 m.

Schicht 5:

Vorkippe (AFB-Kippenboden), überwiegend Domsener Sande mit Quarziteinlagerungen, Mächtigkeit d = ca. 10 m.

Schicht 6:

Liegenton Flöz III, Mächtigkeit d = ca. 2 m.

Schicht 7:

Tertiäre Sedimentserie von Lockergesteinen (Wechselfolge Sande, Schluffe, Tone, Kohleflöze), Mächtigkeit d = ca. 45 m bis 50 m.

Schicht 8:

Einsturzgebirge, Mächtigkeit bis 60 m.

Nach Grundwasserstandmessungen vom Mai 2014 liegt der derzeitige für die Untersuchungen maßgebliche Grundwasserspiegel bei etwa +123 m NN.

4. Standsicherheitsuntersuchungen

4.1 Nachweis der Böschungsbruchsicherheit nach DIN 4084

4.1.1 Berechnungsgrundlagen

4.1.1.1 Bodenkennwerte

Anhand vorliegender bodenphysikalischer Untersuchungsergebnisse in [U7] und [U8], sowie unter Zugrundelegung der DIN 1055-2, erfolgte die Festlegung bzw. Abschätzung der Rechenwerte (cal) für die Standsicherheitsuntersuchungen.

Die im Anhang 6 dokumentierten Ergebnisse der im März 2012 durchgeführten Drucksondierungen widerspiegeln die unterschiedlichen Lagerungsdichten und Konsistenzen der AFB-Kippenböden im Tiefenbereich bis zum Liegenden (ca. 40 m) und damit die unterschiedlichen Steifigkeiten (Steifemodule E_s).

Bei der Festlegung der material- und schichtspezifischen Kennwerte wurden die technologischen Randbedingungen bezüglich der Deponieentwicklung in [U11] berücksichtigt. Dies gilt insbesondere für die profilierte Deponieaufstandsfläche (s.o. Schicht 2: Schüttrippenverfüllung) aber auch für das Deponiematerial oberhalb der untersten Einbauscheibe aus drainablem Material.

Wie bereits im Kap. 3.1 dargelegt, wird zur Vermeidung unterschiedlicher Steifigkeiten in der profilierten Deponieaufstandsfläche (AFB-Rippe: Kippenmaterial in lockerer Lagerung im Massenausgleich) mit entsprechenden technologischen Maßnahmen bei Einbau und Art der einzubauenden Materialien begegnet. Die Verfüllung der Rippentäler der AFB-Kippe erfolgt daher im Vorkopf-Betrieb ohne zusätzliche Verdichtung. Damit soll eine möglichst einheitliche Deponieaufstandsfläche hergestellt werden, die sich aus Böden mit vergleichbaren bodenmechanischen Eigenschaften (Lagerungsverhältnisse, Steifigkeiten, Reibungswinkel) zusammensetzt. Dies ermöglicht letztlich einen einheitlichen Kennwertansatz für die profilierte Deponieaufstandsfläche, unter Berücksichtigung der aktuellen Drucksondierergebnisse von sehr locker bis locker gelagertem AFB-Kippenboden (s. Anhang 5). Die profilierte Deponieaufstandsfläche wird in der folgenden Tabelle 1 als Schicht 8 aufgeführt.

Die Kennwerte für die AFB-Kippe wurden aus [U9] übernommen. Dieser Kennwertansatz (vgl. Tabelle 1, Schicht 9) ist repräsentativ für den maßgeblichen Teil der AFB-Kippe mit fast ausschließlicher Verkippung der Domsener Sande.

Die Abschätzung des Berechnungskennwertes für die mineralische Dichtung aus Ton einschließlich technogener Barriere (vgl. Tabelle 1, Schichten 3 und 4) oberhalb der o.g. Deponieaufstandsfläche stützt sich auf Ergebnisse von Laboruntersuchungen für Löblehm und Ton aus dem Kiestagebau Grana (FCB-Laborbericht Mai 2014, Anhang 7).

Die Planung sieht den Einbau überwiegend von Boden-Bauschutt und Schotter sowie Asche-Schlacke-Gemische z.B. aus der Braunkohlenverstromung vor. Die Zusammensetzung bzw. das Mischungsverhältnis des Deponiematerials ist zum aktuellen Zeitpunkt nicht bekannt und wird für die erdstatistischen Berechnungen zweckmäßiger Weise in einer worst-case-Betrachtung abgeschätzt.

Erfahrungsgemäß sind in Abhängigkeit von der Abfallart bei vergleichbaren Deponien Reibungswinkel für die Abfallgemische von $\varphi' = 25$ bis 40° nicht unwahrscheinlich. Für die Berechnung wurde von einem Ersatzreibungswinkel von $\varphi' = 27,5^\circ$ und einer Kohäsion $c' = 5 \text{ kN/m}^2$ ausgegangen (vgl. Tabelle 1, Schicht 1). Die Wichte von derartigen Gemischen liegt in der Größenordnung von $\gamma = 12$ bis 16 kN/m^3 . Um den o.g. Anteilen gerecht zu werden, wurde eine Wichte von $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ angenommen.

Der in den Modellberechnungen (Böschungsbruchsicherheit) für das geplante Oberflächenabdichtungssystems (Endabdeckung) verwendete einheitliche Kennwertansatz wurde auf der Grundlage des im Kap. 3.5 dargestellten Schichtenaufbaus ermittelt. Dabei erfolgte die Verwendung der Bodenkenngrößen für den Oberboden in Anlehnung an die DIN 1055-2 für die Bodengruppen UM und UL sowie die Verwendung des AFB-Kippen-Kennwertes für die profilierte Deponieaufstandsfläche (s. Tabelle 1, Schicht 8). Für den Oberboden wurde daher ein Reibungswinkel von $\varphi' = 25^\circ$, eine Kohäsion von $c' = 1,5 \text{ kN/m}^2$ und eine Wichte von 20 kN/m^3 angenommen. Beim Unterboden wurde davon ausgegangen, dass dieser angefahren wird (angedienter Boden/Bodengemisch) und überwiegend den Bodengruppen SU/SU* bis UL/TL zuzuordnen ist.

Für ein Bodengemisch dieser Böden wurde ein Reibungswinkel von $\varphi' \approx 28^\circ$, eine Kohäsion von $c' \approx 1,5 \text{ kN/m}^2$ und eine Wichte von $\gamma \approx 20 \text{ kN/m}^3$ angenommen.

In Abhängigkeit von der Schichtdicke wurde für das "Schichtenpaket Oberflächenabdichtung" ein Kennwertansatz mit $\varphi' \approx 28^\circ$, einer Kohäsion $c' \approx 2,0 \text{ kN/m}^2$ und einer Wichte $\gamma \approx 19 \text{ kN/m}^3$ ermittelt (vgl. Tabelle 1, Schicht 10).

In nachfolgender Tabelle 1 sind die für die Berechnung der Böschungsbruchsicherheit maßgeblichen Berechnungskennwerte aufgeführt:

Tabelle 1: Kennwertzusammenstellung für Böschungsbruchberechnungen

Schicht	Bodenart	cal γ [kN/m³]	cal φ' [°]	cal c' [kN/m²]
1	Deponiemassen (Gemische, verdichtet eingebaut) $d \geq 2$ m	15,0	27,5	5
Regel-Abdichtung nach DepV				
2	Entwässerungsschicht (Kiessand, unverdichtet eingebaut) $d \geq 0,5$ m	16,5	32,5	0
3	mineralische Dichtung aus Ton $d \geq 0,5$ m (verdichtet)	19,0) ¹	15,9) ²	5,4) ²
4	technogene Barriere: nach DepV: Lößlehm $d \geq 1,0$ m (verdichtet)	20,0) ¹	29,7) ²	0
8	profilierte Deponieaufstandsfläche (AFB-Kippenmassen)	16	33-35	2
9	AFB-Kippe (sehr lockere bis sehr dichte Lagerung) $d \geq 40$ m	16	33-35	2
10	Liegendes (Liegend-Ton Flöz Illo)	20	15,5	16
11	Abdeckschichten (Oberflächenabdeckung)	19	28	2

Zeichenerklärung zur Tabelle 1: s.u.

)1 = 95% der Procordichte lt. QSP

)2 = Laborwerte, abgemindert

 γ = Wichte (kN/m³) φ' = wirksamer Reibungswinkel (Grad) c' = wirksame Kohäsion (kN/m²)

d = Schichtdicke, Mächtigkeit

4.1.2 Berechnungsansätze und Sicherheitsdefinition

Die Geometrie des geplanten Deponiekörpers ist anhand der nachfolgend aufgeführten 3 Profilschnitte erkennbar, deren Lage in der Anlage 3 ersichtlich ist:

- Profilschnitt 1 – 1

Verlauf von SW nach NE erfasst nördlichen Deponiebereich

- Profilschnitt 2 – 2

Verlauf von S nach N erfasst zentralen Deponiebereich

- Profilschnitt 3 – 3

Verlauf von S nach N erfasst östlichen Deponiebereich.

In die o.g. Profilschnitte wurden die geplanten materialspezifischen Schichtungen oberhalb und unterhalb der Aufstandsfläche eingearbeitet.

Die einzelnen Deponieschichten wurden mit Kennwerten gemäß obiger Tabelle 1 belegt.

Aufgrund der geplanten Deponieentwicklung konnte die Ausbildung einer zusammenhängenden freien Grundwasseroberfläche im Deponiekörper (Ausbildung einer Sickerparabel) ausgeschlossen werden und wurde daher nicht berücksichtigt.

Aufgrund der geplanten Deponiegeometrie sowie der Bodenschichtungen unterhalb des Deponiekörpers einschließlich geplanter Aufstandsfläche werden für die Berechnung der Böschungsstandsicherheit nach DIN 1084 ausschließlich gekrümmte (kreiszylindrische) Prüfflächen (kzP) maßgeblich und wurden demnach den erdstatistischen Berechnungen zugrunde gelegt. Dies gilt sowohl für die Berechnung der einzelnen Einbauscheiben (Einzelböschungen = Betriebsböschungen und Endböschungen) als auch für Böschungssysteme (Teil- und Endböschungssysteme) unter Berücksichtigung einer Zwischenberme mit einer Breite von 10 m.

Die erdstatistischen Berechnungen erfolgten

- für die Betriebsböschungen beispielhaft an schematischen Schnitten unter Berücksichtigung der in Kapitel 3.3 und 3.4 beschriebenen Technologien und der Neigung der Basisabdichtung von etwa 3 %,
- für die Endböschungen beispielhaft an Schnitt 3
- für den Randdamm auf Grundlage des schematischen Schnittes in Anlage 8.

In den erdstatistischen Berechnungen wurden die zusätzlichen Lasteintragungen infolge eingesetzter Gerätetechnik (Gerätelasten gemäß [U13]) in Form von Ersatzlasten wie folgt berücksichtigt (Lastfall LF 2 DIN 1054 (alt): Belastungen die nur während Bauzeit auftreten):

- Hydraulikbagger Komatsu PC 340: Ersatzlast $p_{Ersatz} = 50 \text{ kN/m}^2$
- Planierraupe Komatsu D85EX/PX-15: Ersatzlast $p_{Ersatz} = 42 \text{ kN/m}^2$
- Radlader WA380-6: Ersatzlast $p_{Ersatz} = 25 \text{ kN/m}^2$
- Muldenkipper Komatsu HM350-2: Ersatzlast $p_{Ersatz} = 33 \text{ kN/m}^2$
- Walze Bomag BW 213 DH: Ersatzlast $p_{Ersatz} = 38 \text{ kN/m}^2$

Die bodenmechanischen Berechnungen wurden mit dem Programm GGU-STABILITY (Version 14) durchgeführt.

Erarbeitet wurde dieses Programm durch die Gesellschaft für Grundbau und Umwelttechnik mbH (GGU) in Braunschweig.

Die Standsicherheitsberechnungen erfolgten nach dem globalen Sicherheitskonzept gemäß DIN 1054 (alt).

Dem Programm liegt folgende Sicherheitsdefinition gemäß DIN 4084 zu-grunde:

- **für Bishop (Kreisgleitflächen)**

$$\eta = \frac{r \times \sum T_i + \sum M_s}{r \times \sum G_i \times \sin \vartheta_i + \sum M}$$

mit $T_i = \frac{[G_i - (u_i + \Delta u_i) \times b_i] \times \tan \varphi_i + c_i \times b_i}{\frac{1}{\cos \vartheta_i + \frac{\tan \varphi_i \times \sin \vartheta_i}{\eta}}}$

Hierin bedeuten:

- η Gelände- oder Böschungsbruchsicherheit
- G_i Eigenlast der einzelnen Lamelle in kN/m unter Beachtung des Ansatzes der Bodenwichten einschließlich der Auflasten
- M Momente der in G_i nicht enthaltenen Lasten und Kräfte um den Mittelpunkt des Gleitkreises in kN m/m, positiv wenn sie antreibend wirken (H für Janbu analog)
- M_s Momente um den Mittelpunkt des Gleitkreises in kNm/m, jedoch aus Schnittkräften nach Abschnitt 6e (DIN 4048), die in T_i nicht berücksichtigt sind (H_s für Janbu analog)
- T_i für die einzelne Lamelle vorhandene widerstehende tangentiale Kraft des Bodens in der Gleitfläche in kN/m
- ϑ_i Tangentenwinkel der betreffenden Lamelle zur Waagerechten, der beim Kreis gleich der Polarkoordinaten ist – in Grad
- r Halbmesser des Gleitkreises in m
- b_i Breite der Lamelle in m, die entsprechend der Schichtung des Bodens und der Geländeform gewählt werden kann und bei einem Kreis als Gleitlinie zwischen $r/5$ und $r/10$ liegen sollte
- φ_i der für die einzelne Lamelle maßgebende Reibungswinkel in Grad nach Abschnitt 8 (DIN 4048)
- c_i die für die einzelne Lamelle maßgebende Kohäsion in kN/m² nach Abschnitt 8 (DIN 4048)
- u_i der für die einzelne Lamelle maßgebende Porenwasserdruck in kN/m²
- Δu_i der für die einzelne Lamelle maßgebende Porenwasserüberdruck in kN/m² infolge Konsolidieren des Bodens. Δu_i wird im Programm GGU-STABILITY aus der Multiplikation des Porenwasserdruckbeiwerts mit den effektiven Vertikalspannungen berechnet.

Unter Berücksichtigung einer zeitlich unbegrenzten Gewährleistung der geotechnischen Sicherheit (Dauerstandsicherheit) für die sanierten (abgedeckten) Deponieböschungen und der künftigen Entwicklung des maßgeblichen Kippen-Grundwasserleiters wird ein Sicherheitskoeffizient von

$$\eta_{\text{erf.}} \geq 1,40$$

für erforderlich angesehen und festgelegt.

Für zeitlich begrenzte Zwischenstände (Bauzustand: konturierte Deponieböschung ohne Abdeckung) wird ein Sicherheitskoeffizient in der Größenordnung von

$$\eta_{\text{erf.}} \geq 1,20$$

als ausreichend angesehen.

Die sich beim Einbau der Deponiemassen einstellenden Steilböschungen (Betriebsböschungen max. Höhe 2 m, Schüttwinkel $\geq 45^\circ$) werden Sicherheiten um oder gering unter $\eta = 1,0$ aufweisen und sich i.d.R. nach mehr oder weniger kurzer Standzeit selbst abflachen. Der Abflachungswinkel wird in der Größenordnung des inneren Reibungswinkels des einzubauenden Materialgemisches, also bei etwa $27,5^\circ \dots 30^\circ$ liegen (mit $\eta \approx 1,0$). Daher ist die Forderung nach einem zulässigen bzw. nachweisbaren Sicherheitskoeffizienten für die Betriebsböschungen nicht relevant. Vielmehr sind entsprechende Sicherheitsanforderungen die Grundlage für einen gefahrlosen Deponiebetrieb. Das heißt, bei der Dimensionierung bzw. Festlegung erforderlicher Sicherheitsabstände, zulässiger Gerätavorlandbreiten (Abstände zu aktiven Betriebsböschungen) und zulässiger Auftragshöhen wird unter dem Gesichtspunkt einer zeitlich begrenzten Standdauer ein Sicherheitskoeffizient von

$$\eta_{\text{erf.}} \geq 1,00$$

berücksichtigt.

Die Gültigkeit des vorliegenden Standsicherheitsgutachtens ist räumlich auf den Deponiebereich und die angrenzenden Randbereiche begrenzt (s. auch Kap.1.2).

Eine zeitliche Begrenzung der Gültigkeit bezüglich der Dauerstandsicherheit erfolgt nicht.

4.1.3 Berechnungsergebnisse und Bewertung

4.1.3.1 Vorbemerkungen

Gemäß Ausführungen im Abschnitt 3.3 ist vorgesehen, den Deponiekörper aus zwei Deponiescheiben mit jeweils einer Höhe von je 10 m aufzubauen. Durch den Einbau einer umlaufenden 10 m breiten Berme soll ein

Teilböschungssystem in den Deponierandbereichen entstehen. Die Herstellung jeder Deponiescheibe erfolgt sukzessive in mehreren Einbauscheiben von jeweils 2 m Höhe. In Abhängigkeit vom Einsatz der Erdbautechnik (Bagger, Planierraupe, Lader) werden die Einbauscheiben als Hoch- oder Tiefschüttungsböschungen hergestellt. Bei Realisierung der Tiefschüttungstechnologie erfolgt die Entwicklung der Einbauscheiben durch den Vor-Kopf-Einbau der Deponiemassen. Bei den Standsicherheitsbetrachtungen zu dieser Technologie sind daher die Gerätelasten zu berücksichtigen.

4.1.3.2 Betriebsböschungen

Die sich beim Einbau der Deponiemassen einstellenden Steilböschungen (Einbauscheiben mit max. Höhe 2 m) werden in Abhängigkeit von der Abfallart Schüttwinkel $\geq 45^\circ$ und damit Sicherheiten um oder gering unter $\eta = 1,0$ aufweisen und sich i.d.R. nach mehr oder weniger kurzer Standzeit selbst abflachen. Der Abflachungswinkel wird in der Größenordnung des inneren Reibungswinkels des einzubauenden Materialgemisches, also bei etwa $30^\circ \dots 35^\circ$ liegen. Die Forderung nach einem zulässigen bzw. nachweisbaren Sicherheitskoeffizienten für die Betriebsböschungen ist daher nicht relevant. Vielmehr sind Festlegungen bezüglich erforderlicher Sicherheitsabstände bzw. zulässiger Gerätavorlandbreiten (Abstände zu aktiven Betriebsböschungen) unter dem Gesichtspunkt einer zeitlich begrenzten Standdauer zu treffen (vgl. Ausführungen im Abschnitt 4.1.2).

Einbauscheiben mit 2 m Höhe

Unabhängig von der Abfallart ist bei der Hochschüttungstechnologie ein Sicherheitsabstand zwischen dem Einbaugerät (Fahrwerk Bagger oder Lader) und der UK der Schüttböschung von $1 \times H$ (H = Böschungshöhe) einzuhalten.

Erfolgt der Einbau durch Vorschütten der Deponiemassen (Tiefschüttung Vor-Kopf-Einbau mit Bagger oder Lader) dann ist unabhängig von der Abfallart ein Sicherheitsabstand zur OK der Schüttböschung von mindestens 2 m einzuhalten.

Erfolgt der Einbau durch Vortreiben der Deponiemassen mittels Planierraupe oder Lader dann ist ein kurzzeitiges Überschieben der Böschungsoberkante mit dem Planierschild zulässig, wobei ein Mindestabstand von 1 m zwischen Fahrwerk (Raupen, Räder) und OK Schüttböschung nicht unterschritten werden darf. Ein Auffahren von einzelnen Einbauscheiben innerhalb der einzelnen Deponiescheiben ist zulässig so lange gewährleistet ist, dass für die Erdbau-technik die o.g. Sicherheitsabstände seitlich und Vor Kopf unter Berücksichtigung technologisch erforderlicher Bermenbreiten eingehalten werden. Dies gilt auch für Zufahrtsrampen.

Beim Auffahren der einzelnen 2 m-Einbauscheiben in den Außenbereichen (Endböschungsbereiche) ist zu beachten, dass aus Gründen der Standsicherheit eine Zwischenberme von mindestens 2 m zwischen den jeweiligen

Einbauscheiben verbleibt. Damit entstehen abgetreppte Böschungsbereiche (Teilböschungssysteme).

Teilböschungssysteme (mindestens 2 Einbauscheiben)

Aus bodenmechanischer Sicht ist es zulässig in den Außenbereichen (künftige Endböschungsbereiche) Zwischenbermen mit einer Breite von 2 m zu belassen. Damit werden Böschungsneigungen (Generalneigung) entstehen, die steiler sind als 1 : 3. Im Hinblick auf die geplante Endböschungsgestaltung der Deponiescheiben DS 1 und DS 2 mit Neigungen von 1 : 3 oder flacher werden in diesem Fall Profilierungsarbeiten (Massenausgleich durch Abtrag und/oder Abschieben) erforderlich.

Standsicherheitsberechnungen für die o.g. temporären Teilböschungssysteme mit Neigungen der einzelnen Einbauscheiben von ca. 1 : 1,5 (sich einstellender natürlicher Schüttwinkel) zeigen, dass unter Berücksichtigung einer Mindestberme von 2 m Breite in den Außenbereichen der Deponie, für die so entstandenen Teilböschungssysteme (max. Höhe 10 m = Höhe einer Deponiescheibe) Sicherheiten von $\eta \geq 1,40$ nachweisbar und damit für den zeitlich begrenzten Zwischenstand (Bauzustand: konturierte Deponieböschung ohne Abdeckung mit Berücksichtigung einer Verkehrslast) mehr als ausreichend sind.

Die entsprechenden Standsicherheitsberechnungen sind als Anhang 1.1 bis 1.6 beigefügt.

4.1.3.3 Konturierte Deponieböschungen ohne Abdeckung

Auf der Grundlage der im Abschnitt 4.1.1 aufgeführten Berechnungsgrundlagen sowie der technologischen Angaben gemäß Abschnitt 3 wurden beispielhaft am Profilschnitt 3 die bodenmechanischen Untersuchungen durchgeführt. Die Endböschungen der 1. und 2. Deponiescheibe (Höhe jeweils 10 m) wurden mit Neigungen von 1 : 3 (Generalneigung nach erfolgter Abflachung) angenommen.

In nachfolgender Tabelle sind die ermittelten Sicherheiten auf wirksam werdenden kreiszylindrischen Prüfflächen (kzP) zusammengestellt.

Tabelle 2: Berechnungsergebnisse Standsicherheit Endböschungen ohne Abdeckung

	Sicherheit η ($\eta_{erf} \geq 1,20$)	
Böschungsbereich	kzP	Anhang-Nr.
Endböschung 1. DS	1,83	2.1
Endböschung 2. DS	2,17	2.2
Endböschungssystem (OK 2. DS)	2,06	2.3

Zeichenerklärung:

OK: Oberkante

DS: Deponiescheibe (Höhe 10 m, Neigung Endböschung 1 : 3)

kzP: kreiszylindrische Prüffläche

Die ermittelten Sicherheitskoeffizienten sind für den zeitlich begrenzten Bauzustand mit $\eta_{erf} \geq 1,20$ bis zur Endabdeckung ausreichend. Im Berechnungsfall wurde die stützende und damit sicherheitsfördernde Wirkung des geplanten Randwalles (s. Anlage 8) im unteren Böschungsabschnitt der 1. DS nicht berücksichtigt. Die Sicherheit der 1. DS ist auch ohne die stützende Wirkung des Randwalls mit $\eta > 1,80$ mehr als ausreichend. Der Aufbau des Basisabdichtungssystems hat aufgrund des maßgeblichen Gleitkreisverlaufes (s. Anhang 2) in diesem Fall keinen Einfluss auf die Standsicherheit.

4.1.3.4 Konturierte Deponieböschungen mit Abdeckung

Die Berechnungsgrundlagen sind im Wesentlichen identisch mit dem Berechnungsfall für die Endböschungen ohne Abdeckung (s. Abschnitt 4.1.3.3).

In den Standsicherheitsberechnungen für die Deponieendböschungen mit Abdeckung wurde der Schichtenaufbau zur Endabdeckung wie im Abschnitt 3.5 beschrieben, berücksichtigt. Die Endabdeckung wurde dabei als ein Schichtpaket unter Berücksichtigung der jeweiligen Schichtdicken (Gesamtstärke Schichtenpaket ca. 2,5 m) mit folgendem Kennwertansatz (eingebauter Zustand, s. Tab. 1 Schicht 11) in die Berechnungen eingeführt:

$$\phi' = 28^\circ$$

$$c' = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

In nachfolgender Tabelle sind die ermittelten Sicherheiten auf wirksam werdenden kreiszylindrischen Prüfflächen (kzP) zusammen gestellt.

Tabelle 3: Berechnungsergebnisse Standsicherheit Endböschung mit Abdeckung und Randdamm

	Sicherheit η ($\eta_{erf} \geq 1,40$)	
Böschungsbereich	kzP	Anhang-Nr.
Endböschung 1. DS / Randdamm	1,40	4.1
Endböschung 2. DS	1,64	3.1 + 4.2
Endböschungssystem (OK 2. DS)	1,86	3.2

Zeichenerklärung:

OK: Oberkante

DS: Deponiescheibe (Höhe 10 m, Neigung Endböschung 1 : 3)

kzP: kreiszylindrische Prüffläche

Die ermittelten Sicherheitskoeffizienten sind ausreichend für den Endzustand mit $\eta_{erf} \geq 1,40$ bis zur Endabdeckung. Im Berechnungsfall wurde die stützende und damit sicherheitsfördernde Wirkung des geplanten Randwalles (s. Anlage 8) im unteren Böschungsabschnitt der 1. DS nicht berücksichtigt.

Wird der Randwall als Stützkörper in den Standsicherheitsuntersuchungen berücksichtigt, dann erhöht sich nur die Sicherheit der unteren Endböschung. Der Aufbau des Basisabdichtungssystems hat aufgrund des maßgeblichen Gleitkreisverlaufes (s. Anhang 3 und 4) in diesem Fall keinen Einfluss auf die Standsicherheitsverhältnisse. Die Sicherheit der oberen Endböschung der 2. DS verändert sich durch den Randwall nicht.

Die Berechnungen mit Berücksichtigung des Randwalls sind u.a. auch im Anhang 4 zu finden.

4.1.3.5 Standsicherheit Randwall und Böschungen der Aufstandsfläche

Die geplante Ausbildung des Randwalls und der Böschungen der profilierten Aufstandsfläche sind in der Anlage 8 (Detail Außenrandgestaltung) dargestellt. Auf der Grundlage dieser Darstellungen erfolgten die Berechnungen der Standsicherheit der Randwallböschungen unter Berücksichtigung unterschiedlicher Böschungsgeometrien der profilierten AFB-Kippe im Bereich der Aufstandsfläche für den Randwall. So wurden der aus bodenmechanischer Sicht ungünstigste und damit maßgebliche östliche Deponierandbereich und der nördliche Randbereich in den Standsicherheitsberechnungen zugrunde gelegt.

Der Randwall wird umlaufend mit einer Böschungshöhe von mind. 6,0 m errichtet. In Abhängigkeit vom Profil der umlaufenden AFB – Kippenböschungen erreicht das AFB-Böschungssystems Höhen von mindestens 6,0 bis 14,0 m im östlichen und nördlichen Randbereich. Daraus resultiert eine Gesamtböschungshöhe (AFB-Kippe + Randwall) von max. 20,0 m für den Fall, dass zunächst zwischen dem Böschungsfuß des Randwalls und der Oberkante der Böschung der Aufstandsfläche keine Zwischenberme belassen wird.

Die geotechnischen Randbedingungen für die Standsicherheitsberechnungen des Randwalles selbst unterscheiden sich lediglich durch die Ausbildung des Basisabdichtungssystems (vgl. Ausführungen im Kap. 3.2), die übrigen geometrischen und technischen Randbedingungen sind identisch. Wie die Standsicherheitsberechnungen zeigten, ist jedoch die Ausbildung des Basisabdichtungssystems aufgrund des maßgeblichen Bruchmechanismus (Gleitkreisverlauf erfasst nicht das Basisabdichtungssystem) nicht sicherheitsbestimmend (s. Anhang 4).

Die Böschungssicherheit des Randwalles beträgt unter Berücksichtigung einer Verkehrslast (33,3 kN/m²) im Dammkronenbereich $\eta = 1,40$ und entspricht damit den Anforderungen an die Dauerstandsicherheit mit $\eta \geq 1,40$ gemäß Kap. 4.1.2. An dieser Stelle wird darauf hingewiesen, dass die Standsicherheitsberechnungen unter einem konservativen Ansatz bodenmechanischer

Kennwerte erfolgte und das angegebene Berechnungsergebnis folglich hinreichend Sicherheiten berücksichtigt.

Um den Anforderungen an die Dauerstandsicherheit mit $\eta \geq 1,40$ zu entsprechen, sind allerdings in den Deponierandbereichen, wo tagebauseitig eine Randböschung (Teilböschungssystem mit Böschung Randwall und Aufstandsfläche) mit einer Höhe von bis zu 20,0 m entsteht, entsprechend den Darstellungen im Anhang 4.1 und 4.3 Bermen von mindestens 5 m Breite zu belassen. Die Sicherheit des Teilböschungssystems beträgt dann im ungünstigsten Fall $\eta = 1,61$ (s. Darstellung im Anhang 4.1 und 4.3).

Die Sicherheit der oberhalb des Randwalls angrenzenden Deponieböschung beträgt $\eta = 1,83$ und ist damit ebenfalls dauerhaft standsicher (s. Anhang 4.2).

4.2 Nachweis Gleitsicherheit Abdecksystem nach GDA-Empfehlungen

4.2.1 Vorbemerkungen

Für das in Abschnitt 3.5 beschriebene Abdecksystem ist die Sicherheit gegen Gleiten gemäß GDA-Empfehlungen (E 2-7) [U16] und unter Berücksichtigung der DIN 4084 durchzuführen. Die Überprüfung der Gleitsicherheit des Systems erfolgt für jede bodenmechanisch relevante Trennfläche zwischen den einzelnen Schichten.

Für jede maßgebliche Trennfläche zwischen den einzelnen Deckschichten ist nachzuweisen, dass die maximal übertragbare Scherfestigkeit die Spannungen aus hangabwärts gerichteten Beanspruchungen mit erforderlicher Sicherheit aufnehmen kann.

Die maßgebenden wirksamen Scherparameter φ' und c' der Erdstoffe (Endabdeckung) sind im Rahmen der Eignungsprüfung der Materialien und gemäß den Forderungen der DIN 1055-3 (alt) nach den einschlägigen Versuchsnormen zu bestimmen.

Beim Einbau der Baustoffe ist im Rahmen der Qualitätssicherung zu gewährleisten, dass die in den Standsicherheitsuntersuchungen angesetzten Parameter auch *in situ* in dieser Größe erreicht werden.

Hinweis:

Die Berechnungen erfolgten ohne Berücksichtigung Randwall im Bereich der 1. DS.

4.2.2 Maßgebende Gleitflächen (Trenn- bzw. Grenzflächen)

4.2.2.1 Böschungsbereich

Die nachfolgenden Trennflächen zwischen den Schichten wurden als kinematisch mögliche Gleitflächen angenommen (von unten nach oben):

Trennfläche I Profilierungsschicht – Speicherschicht

Trennfläche II Speicherschicht – Oberboden.

Anzumerken ist, dass bei den folgenden Standsicherheitsuntersuchungen davon ausgegangen wurde, dass die bereits als Zwischenabdeckung vorhandene Profilierungsschicht vor dem Einbau der Speicherschicht erdbautechnisch aufbereitet wird. Das heißt, es ist sämtlicher Bewuchs entfernt worden und die Oberfläche wurde mit Planiertechnik eingeebnet und „aufgeraut“.

4.2.2.2 Deponiefußbereich

Wie bereits in den vorangegangenen Böschungsbruchberechnungen für die konturierten Endböschungen mit und ohne Abdeckung berücksichtigt, wurde als ungünstiger bodenmechanischer Lastfall die Grenzfläche zwischen dem Deponiegut und der Aufstandsfläche (technogene Barriere/Dichtungsschicht/KDB) als eine vorgegebene, ebene Gleitfläche angenommen:

Gleitfläche: Grenzfläche AFB-Kippe - Dichtungsschicht (Basisabdichtung).

Die Ergebnisse der entsprechenden Standsicherheitsuntersuchungen sind im Kap. 8.3 – Spreiz- und Grundbruchsicherheit – aufgeführt.

4.2.3 Sicherheitsdefinition und Berechnungsansätze

Maßgeblich für den Gleitsicherheitsnachweis sind die Endböschungen der Deponiescheiben 1 und 2 mit Neigungen von 1 : 3.

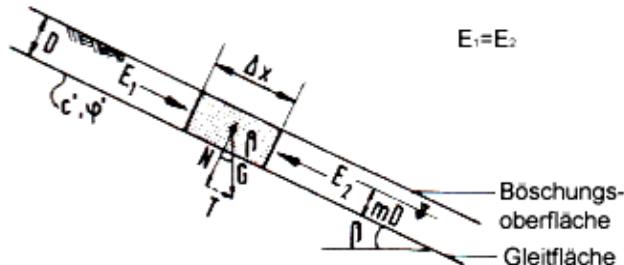
Die Berechnungen wurden gemäß "GDA – Empfehlungen Geotechnik der Deponien und Altlasten" [U16] durchgeführt. Den Berechnungsansätzen liegt die DIN 4084 zugrunde.

Beim Nachweis für eine Trennfläche zwischen den o.g. mineralischen Schichten werden die Scherparameter ϕ' und c' maßgebend (s.u. Abb.1).

Werden im Abdecksystem Geotextilien oder Kunststoffdichtungsbahnen verbaut, dann sind den Gleit- bzw. Trennflächen die maßgebenden aulastabhängigen und aulastunabhängigen Scherparameter δ bzw. a zwischen Geotextil

und Boden oder zwischen Dichtungsbahn und Boden anstatt die Scher-Parameter φ' und c' zuzuordnen.

Abbildung 1: Schematische Gleitsicherheitsuntersuchungen nach GDA, E 2-7



- **Sicherheitsdefinition zur Gleitsicherheit**

$$\eta = \frac{\tan \varphi_i + \frac{c_i}{\sum(\gamma_i \cdot d_i) \cdot \cos \beta}}{\tan \beta}$$

Veränderter Ansatz bei Geokunststoffen (Vliese und KDB):

$$\eta = \frac{\tan \delta_i + \frac{a_i}{\sum(\gamma_i \cdot d_i) \cdot \cos \beta}}{\tan \beta}$$

Hierin bedeuten:

η	Gleitsicherheit
c_i	Kohäsion des betrachteten Schichtbereiches
φ_i	Reibungswinkel der betrachteten Schicht
β	Winkel des betrachteten Böschungsbereiches
d_i	Mächtigkeit der Schicht D
γ_i	Wichte der Schicht
δ_i	Kontaktreibungswinkel für Geotextilien
a_i	Adhäsion des Geotextils

In nachfolgender Tabelle 4 sind die Berechnungskennwerte (cal) für die einzelnen Schichtbereiche des Abdecksystems aufgeführt, die auf der Grundlage der bereits in Tabelle 1 aufgeführten Werte, der DIN 1055-2 und Erfahrungswerten zusammengestellt bzw. ermittelt wurden:

Tabelle 4: Berechnungskennwerte Abdeckung

Bezeichnung/ Schicht	Schichtdicke D [m]	Kennwerte			
		cal γ [kN/m ³]	cal γ' [kN/m ³]	cal φ' [°]	calc' [kN/m ²]
1 Oberboden	≥ 0,5	20	10	25	1,5
2 Speicherschicht	≥ 1,5	20	10	28	1,5
3 Profilierungsschicht	≥ 0,5	16	6	33	0,5
4 Deponiemassen	--	15	5	27,5	5

Zeichenerklärung zur Tabelle 4 γ = Wichte [kN/m³] γ' = Wichte unter Auftrieb [kN/m³] φ' = wirksamer Reibungswinkel [Grad]c' = wirksame Kohäsion [kN/m²]Hinweis:

In den folgenden Standsicherheitsuntersuchungen wurde die Kohäsion vernachlässigt (Ansatz c' = 0, worst-case).

4.2.3.1 Untersuchte Lastfälle

Folgende Lastfälle wurden gemäß GDA - Empfehlungen (E 2.7) unter Berücksichtigung effektiver Scherparameter nach dem globalen Sicherheitskonzept (DIN 1054 alt) untersucht:

- Einbauzustand: erf. $\eta \geq 1,2$ (LF 2)
- Endzustand: erf. $\eta \geq 1,4$ (LF 1)

Katastrophenfälle wurden **nicht** untersucht.

Die o.g. Lastfälle LF 1 und LF 2 werden wie folgt definiert:

- Lastfall 1: Ständig wirkende Lasten und Einstau (D/2) der Entwässerungsschicht, wenn vorhanden.
- Lastfall 2: Ständig wirkende Lasten und Verkehrslasten (Planierraupe) im Bauzustand.

Im LF 1 kann der Einstau-Fall entfallen, weil keine Entwässerungsschicht im Abdecksystem vorgesehen ist.

Im LF 2 wird der Einsatz einer Planierraupe als Verkehrslast eingerechnet:

- Verkehrslast (nur für Bauzustand)

Einsatz Planierraupe: Betriebsgewicht G_{PLR} : 281 kN

Kettenbreite b_{PLR} : 0,61 m

dyn. Stoßfaktor w : 1,2 (aus Lit. gewählt)

$$\boxed{\text{Verkehrslast } V = (G_{PLR} / 2 \times b_{PLR}) \times w}$$

Eine Stützkraft im Böschungsfußbereich wurde in allen Lastfällen nicht berücksichtigt (= auf der sicheren Seite liegender Berechnungsansatz).

4.2.3.2 Lastannahmen

Eigenlasten der einzelnen Abdeckschichten

⇒ Eigenlast $g = D \times \gamma_{\text{Schicht}}$ D = Schichtdicke, γ = Wichte der Schicht

In der nachfolgenden Tabelle 5 sind die maßgeblichen Eigenlasten aufgeführt.

Tabelle 5: Eigenlasten aus Abdeckschichten

Schicht	Schichtdicke D (m)	Wichte γ (kN/m ³)	Eigenlast g (kN/m ²)
1 – Oberboden	0,5	20	10
2 – Speicherschicht	1,5	20	30
3 – Profilierungsschicht	0,5	16	8

Maßgebliche Verkehrslast

- Planierraupe Komatsu D85EX/PX-15:

Betriebsgewicht G_{PLR} : 281 kN

Kettenbreite b_{PLR} : 0,61 m

dynamischer Stoßfaktor w : 1,2 (gewählt)

$$\boxed{\text{Verkehrslast (mobilisierte Schubkraft)} = G_{PLR} / 2 \times b_{PLR} \times w}$$

$$V = 281 \text{ kN} / 2 \times 0,61 \text{ m} \times 1,2 \approx \underline{\underline{276,4 \text{ kN/m}}}$$

Lasten im Bereich der Scherfuge → Betrachtung pro m² = 1 x 1 m.

4.2.4 Ergebnisse Gleitsicherheit für Einbauzustand Lastfall 2 ($\eta_{erf.} \geq 1,20$)

4.2.4.1 Gleitfuge Trennfläche I: Profilierungsschicht / Speicherschicht

Lastansatz: Speicherschicht + Verkehrslast V

Berechnungskenngrößen

- **Berechnungsfall 1 – Eingangsgrößen n. Tab. 4 u. 5**

Eingangsgrößen:

Böschungswinkel $\beta = 18,4^\circ = \text{Neigung Fuge} = 1 : 3$

$$\cos \beta = 0,9488 / \sin \beta = 0,3156$$

Scherfestigkeit in der Gleitfuge VG I ($\tan \phi'_{min}$): $\tan \phi' = 0,5317$ (Speicherschicht)

$$G+V = 30 + 276,4 = 306,4 \text{ kN/m } (V = T_{PLR})$$

$$T_{max.} = (G+V) \times \cos \beta \times \tan \phi' + c' \times l = 306,4 \times 0,9488 \times 0,5317 (c' = 0!)$$

$$T_{max.} = \underline{154,57 \text{ kN/m}}$$

$$T = (G+V) \times \sin \beta = 306,4 \times 0,3156 = \underline{96,7 \text{ kN/m}}$$

$$\eta = T_{max.} / T$$

$$\eta = 154,57 / 96,7$$

$\eta = 1,58 > \eta_{erf.} = 1,20$ → Sicherheitsanforderung erfüllt.

- **Berechnungsfall 2 – Ermittlung ϕ'_{min} Speicherschicht für $\eta_{erf.} \geq 1,20$**

Eingangsgrößen:

Böschungswinkel $\beta = 18,4^\circ = \text{Neigung Fuge} = 1 : 3$

$$\cos \beta = 0,9488 / \sin \beta = 0,3156$$

$$G+V = 30 + 276,4 = 306,4 \text{ kN/m } (V = T_{PLR})$$

$$T = (G+V) \times \sin \beta = 306,4 \times 0,3156 = \underline{96,67 \text{ kN/m}}$$

$$\eta = T_{max.} / T \gg \text{mit } \eta = 1,20$$

$$1,20 = (G+V) \times \cos \beta \times \tan \phi'_{min} / 96,67 \text{ kN/m}$$

$$1,20 \times 96,67 \text{ kN/m} = (G+V) \times \cos \beta \times \tan \phi'_{min}$$

$$116,0 \text{ kN/m} = 306,4 \times 0,9488 \times \tan \phi'_{min}$$

$$\tan \phi'_{min} = 116,0 \text{ kN/m} / 290,7 \text{ kN/m} = 0,3990$$

$$\phi'_{min} = \underline{21,75^\circ}$$

4.2.4.2 Gleitfuge Trennfläche II: Speicherschicht / Oberboden

Lastansatz: Oberboden + Verkehrslast V

Berechnungskenngrößen

- **Berechnungsfall 1 – Eingangsgrößen n. Tab. 4 u. 5**

Eingangsgrößen:

Böschungswinkel $\beta = 18,4^\circ = \text{Neigung Fuge} = 1 : 3$

$$\cos \beta = 0,9488 / \sin \beta = 0,3156$$

Scherfestigkeit in der Gleitfuge VG I ($\tan \phi'_{\min}$): $\tan \phi' = 0,4663$ (Oberboden)

$$G+V = 10 + 276,4 = 286,4 \text{ kN/m } (V = T_{PLR})$$

$$T_{\max.} = (G+V) \times \cos \beta \times \tan \phi' + c' \times l = 286,4 \times 0,9488 \times 0,4663 \quad (c' = 0!)$$

$$T_{\max.} = \underline{126,7 \text{ kN/m}}$$

$$T = (G+V) \times \sin \beta = 286,4 \times 0,3156 = \underline{90,39 \text{ kN/m}}$$

$$\eta = T_{\max.} / T$$

$$\eta = 126,7 / 90,39$$

$\eta = 1,40 > \eta_{\text{erf.}} = 1,20 \rightarrow \text{Sicherheitsanforderung erfüllt.}$

- **Berechnungsfall 2 – Ermittlung ϕ'_{\min} Oberboden für $\eta_{\text{erf.}} \geq 1,20$**

Eingangsgrößen:

Böschungswinkel $\beta = 18,4^\circ = \text{Neigung Fuge} = 1 : 3$

$$\cos \beta = 0,9488 / \sin \beta = 0,3156$$

$$G+V = 10 + 276,4 = 286,4 \text{ kN/m } (V = T_{PLR})$$

$$T = (G+V) \times \sin \beta = 286,4 \times 0,3156 = \underline{90,39 \text{ kN/m}}$$

$$\eta = T_{\max.} / T \gg \text{mit } \eta = 1,20$$

$$1,20 = (G+V) \times \cos \beta \times \tan \phi'_{\min} / 90,39 \text{ kN/m}$$

$$1,20 \times 90,39 \text{ kN/m} = (G+V) \times \cos \beta \times \tan \phi'_{\min}$$

$$108,46 \text{ kN/m} = 286,4 \times 0,9488 \times \tan \phi'_{\min}$$

$$\tan \phi'_{\min} = 108,46 \text{ kN/m} / 271,7 \text{ kN/m} = 0,3992$$

$$\phi'_{\min} = \underline{21,76^\circ}$$

4.2.5 Ergebnisse Gleitsicherheit für Endzustand Lastfall 1 ($\eta_{erf} \geq 1,40$)

4.2.5.1 Gleitfuge Trennfläche I: Profilierungsschicht / Speicherschicht

- **Berechnungsfall 1 – Eingangsgrößen n. Tab. 4 u. 5**

Die für den Lastfall LF 2 ermittelten Sicherheiten (vgl. Kap 4.2.4.1) liegen unter Zugrundelegung der in den Tabellen 4 und 5 aufgeführten Kennwerten mit $\eta = 1,58$ bereits mit Berücksichtigung der Verkehrslasten über der geforderten Sicherheit für den Endzustand, so dass an dieser Stelle für den Berechnungsfall 1 eine Neuberechnung entfallen kann.

- **Berechnungsfall 2 – Ermittlung ϕ'_{min} Speicherschicht für $\eta_{erf} \geq 1,40$**

Eingangsgrößen:

Böschungswinkel $\beta = 18,4^\circ = \text{Neigung Fuge} = 1 : 3$

$$\cos \beta = 0,9488 / \sin \beta = 0,3156$$

$$G = 30 \text{ kN/m} \text{ (ohne Berücksichtigung } V = T_{PLR})$$

$$T = (G) \times \sin \beta = 30 \times 0,3156 = \underline{\underline{9,47 \text{ kN/m}}}$$

$$\eta = T_{max.} / T \text{ mit } \eta = 1,40$$

$$1,40 = (G) \times \cos \beta \times \tan \phi'_{min} / 9,47 \text{ kN/m}$$

$$1,40 \times 9,47 \text{ kN/m} = (G) \times \cos \beta \times \tan \phi'_{min}$$

$$13,26 \text{ kN/m} = 30 \times 0,9488 \times \tan \phi'_{min}$$

$$\tan \phi'_{min} = 13,26 \text{ kN/m} / 28,46 \text{ kN/m} = 0,4658$$

$$\phi'_{min} = 24,97^\circ$$

4.2.5.2 Gleitfuge Trennfläche II: Speicherschicht / Oberboden

- **Berechnungsfall 1 – Eingangsgrößen n. Tab. 4 u. 5**

Die für den Lastfall LF 2 ermittelten Sicherheiten (s.o.) liegen unter Zugrundelegung der in den Tabellen 4 und 5 aufgeführten Kennwerten mit $\eta = 1,40$ bereits mit Berücksichtigung der Verkehrslasten auf dem Niveau der geforderten Sicherheit für den Endzustand, so dass auch an dieser Stelle für den Berechnungsfall 1 eine Neuberechnung entfallen kann.

- **Berechnungsfall 2 – Ermittlung ϕ'_{min} Oberboden für $\eta_{erf} \geq 1,40$**

Bezug nehmend auf die Ausführungen für den Berechnungsfall 1 (s.o.) konnte mit einem Reibungswinkel von $\phi' = 25^\circ$ im Oberboden bereits für den Lastfall LF 2 eine Sicherheit von $\eta = 1,40$ nachgewiesen werden.

Für den Endzustand mit einer Sicherheit $\eta_{erf} \geq 1,40$ ist damit ein Reibungswinkel von mindestens $\phi' = 25^\circ$ erforderlich.

4.2.6 Bewertung der Berechnungsergebnisse

In nachfolgender Tabelle 6 sind die geotechnischen Randbedingungen für den Endzustand (Lastfall LF 1 DIN 1054 alt) zusammengestellt, die zur Gewährleistung der Dauerstandsicherheit mit $\eta_{erf} \geq 1,40$ erforderlich sind.

Tabelle 6: Geotechnische Randbedingungen für den Endzustand

Trennfläche/Gleitfläche	erf. Reibungswinkel ϕ' in der Trennfläche	Neigungen Endböschungen
Trennfläche I Profilierungsschicht/ Speicherschicht	$\phi' \geq 25,0^\circ$	$\leq 1 : 3$
Trennfläche II Speicherschicht/ Oberboden	$\phi' \geq 25,0^\circ$	$\leq 1 : 3$

Zeichenerklärung: **fett** = maßgebliche Bodenschicht

Die in Tabelle 6 aufgezeigten geotechnischen Randbedingungen zeigen, dass bei der Herstellung der geplanten Endabdeckung in den Randbereichen die Böschungsneigungen nicht steiler als 1 : 3 sein dürfen und das Einbaumaterial den Qualitätsanforderungen entsprechen muss. Das heißt, es ist durch eine gezielte Qualitätskontrolle zu gewährleisten, dass die o.g. Reibungswinkel der Speicherschicht und des Oberbodens nicht unterschritten werden und die Böden eine mindestens steife Konsistenz aufweisen. Diese wesentlichen geotechnischen Randbedingungen sind gleichermaßen von Bedeutung für die Standsicherheit der Endböschungsbereiche (vgl. Kap. 4.1).

5. Setzungsfließproblematik

Für das Bearbeitungsgebiet liegt der Standsicherheitsnachweis „Tagebau Profen-Nord, Absetzerkippe 1062“ vom 20. Dezember 2000/1/ als bodenmechanisches Abschlussgutachten vor [U9]. Darin wurde die Setzungsfließproblematik nach gegenwärtigem Kenntnisstand wie folgt beurteilt:

Die verkippten Domsener Sande und damit der durch die AFB-Kippe gekennzeichnete Anteil an der Gesamtkippe sind setzungsfließempfindlich.

Wie aus markscheiderischen Aufnahmen zu entnehmen ist, standen vor der AFB-Kippe sowie in Rippentälern der Kippe selbst in der Vergangenheit mehrfach nach Starkniederschlägen Wasseransammlungen. Das zeigt, dass die Massenzusammensetzung der Kippe mehr heterogen ist. Bisher liegen keine Anzeichen für Setzungsfließen vor, da offenbar die AFB-Kippe mit ihrer durch die Liegendifenster künstlich erzwungenen hydraulischen Verbindung zum GWL 4 nicht den kritischen Kippenwasserstand aufweist.

Nach bisherigen Untersuchungen ist der kritische Wasserspiegel in der Kippe bei +134,7 m NN erreicht. Gegenwärtig liegt der Wasserstand in der AFB-Kippe in den für die geplante Deponie relevanten Bereichen zwischen ca. +110 ... +120 m NN und damit weit unter dem o.g. kritischen Kippenwasserspiegel.

Mit dem Abwerfen der Entwässerungselemente des Bergbaus ab ca. Ende der 2030er Jahre werden sich die GWL schrittweise über einen Zeitraum von ca. 20 bis 40 Jahren wieder auffüllen. Die Endwasserstände werden gemäß der hydrologischen Modellierung (Stand 12/2021) zwischen +145 m NN im Norden und +147 m NN im Osten der Absetzerkippe 1062 erwartet und liegen damit im kritischen Wasserstandsniveau.

Zum Schutz vor Setzungsfließen ist eine ausreichende Anstützung der südlichen AFB-Kippenböschung bis zu Beendigung des Kohleabbaus seitens der MIBRAG vorgesehen.

Die oben aufgeführten geotechnischen und insbesondere hydrologischen Randbedingungen haben sich seit 2000 nicht signifikant verändert, so dass die in [U9] getroffene Einschätzung der Setzungsfließproblematik nach wie vor ihre Gültigkeit hat.

Aus der Modellierung sowie den Erfahrungen unter vergleichbaren Verhältnissen ist aber ableitbar, dass sich der Grundwasserwiederanstieg in der Kippe in diesem Bereich nur sehr langsam vollziehen wird. Unter den vorhandenen Randbedingungen ist ein Anstieg von maximal 5 m innerhalb der nächsten 15 bis 20 Jahre anzunehmen.

Eine erkennbare Beschleunigung des Wiederanstiegs wird sich erst ab einem Zeitpunkt ergeben, wenn die hydraulischen Fenster unter der Kippe nicht mehr im Sinne einer Entwässerung (aus der Kippe in den entwässerten Liegend-GWL) wirken, sondern infolge der Einstellung der Entwässerungsmaßnahmen im aktiven Bergbau bzw. mit dem Erreichen des Flutungswasserstandes im künftigen Restloch der GW-Stand in den Liegend-GWL ansteigt. Dies wird entsprechend des aktuellen Revierkonzepts nicht vor 2040 der Fall sein.

Zu diesem Zeitpunkt sind die Restlochböschungen bereits saniert.

6. Verformungsverhalten Deponie und Untergrund

6.1 Vorbemerkungen

Mit dem „Geotechnischen Gutachten zur Eignung der AFB-Kippe Tagebau Profen-Nord als Deponiestandort“ vom 18.11.1993 – erarbeitet durch die Gruppendifktion Süd, Bodenmechanik/Engineering der MIBRAG im Auftrag der MUEG GmbH, liegt eine Studie vor (s. [U8]), die sich mit den Eigenschaften und dem Verformungsverhalten der AFB-Kippenmaterialien bei Lastaufbringung befasst hat. Im Rahmen der Erarbeitung von [U8] wurden

umfangreiche Felduntersuchungen und bodenphysikalische Laboruntersuchungen durchgeführt. Darüber hinaus wurde im Bereich der geplanten Deponiefläche ein Großversuch (Testbelastung: Schütt Höhe aus Hoch- und Tiefschüttung ca. 13 bis 15 m, Schütt Dauer ca. 6 Monate, Schüttende 1993) auf einem vorbereiteten Plateau +150 m NN durchgeführt, um wesentliche Kenndaten zum Verformungsverhalten des Kippenbodens zu erhalten und um daraus Rückschlüsse auf last- und tiefenabhängige Parameter wie z. B. Lagerungsdichte und Steifigkeit zu ziehen. Im Kapitel 6.2 werden die wesentlichsten Ergebnisse bzw. Erkenntnisse aus [U8] noch einmal aufgeführt, weil diese die Grundlage für die aktuellen Verformungsuntersuchungen für die Deponie seitens HPC darstellen (s. auch [U15]).

Im Kapitel 6.3 werden die Ergebnisse der Verformungsberechnungen für die neu betrachtete Deponiegeometrie vorgestellt.

6.2 Grundlegende Ergebnisse aus [U8]

6.2.1 Eigensetzungsverhalten

An 8 frostfrei gegründeten Setzungsmesspunkten auf der Oberfläche der Kippe erfolgten Messungen zur Prüfung des Eigensetzungsverhaltens über den Zeitraum von ca. 1 Jahr (1993). Die Messergebnisse bestätigten die Erkenntnisse zum Eigensetzungsverhalten von Bergbaukippen im mitteldeutschen Raum. Es konnte nachgewiesen werden, dass sich der Setzungsverlauf bereits nach ca. 1 Jahr in der asymptotischen Phase befindet und demnach ein merklicher Zuwachs an Eigensetzungen nicht mehr zu erwarten ist.

6.2.2 Lastsetzungsverhalten

Das Lastsetzungsverhalten wurde auf der Basis einer Probebelastung (Aufbringung einer Testlast als in situ-Großversuch, s. Vorbemerkungen in Kapitel 6.1) untersucht.

Die Auswertungen zeigten, dass die Setzungsvorgänge sehr schnell auf die geschütteten Lasten reagieren und die Setzungen bereits nach 6 Monaten im Abklingen sind. Der Setzungsverlauf (Setzungskurve) über die Länge war stetig und flach. Unstetigkeiten, z. B. Sprünge wurden nicht festgestellt. Daraus schlussfolgernd konnte festgestellt werden, dass sich Inhomogenitäten, wie plötzlicher Materialwechsel oder Unterschiede in der Lagerungsdichte, zu kleinen gravierenden Veränderungen der Setzungskurve führen.

Durch Drucksondierungen konnte nachgewiesen werden, dass eine deutliche Verbesserung der Lagerungsdichte bereits in den oberen 5 m der AFB-Kippe erfolgte (lockere → mitteldichte Lagerung). Unterhalb dieser 5 m bis in eine Tiefe von ca. 20 m konnte eine vergleichbare Tendenz nachgewiesen werden. Diese Erkenntnisse bestätigten die Ergebnisse von Kompressionsversuchen, die anhand von repräsentativen Kippenproben parallel durchgeführt wurden.

Damit wurde nachgewiesen, dass schon unter relativ geringem Lasteinfluss eine Versteifung (Konsolidierung) des Kippenbodens eintritt. Das heißt, die Domsener Sande, als Hauptbestandteil des AFB-Kippenbodens, zeigen ein günstigeres Verformungsverhalten verglichen mit bindigem Kippenboden.

6.2.3 Sackungsverhalten

Untersuchungen zum Sackungsverhalten erfolgten mittels

- Kompressionsversuchen mit behinderter Seitenausdehnung in kleinen Laborödometern und in einem Drucktopf sowie
- Sackungsversuchen im Triaxialgerät.

Die Sackungshypothese geht davon aus, dass mit einer Aufsättigung des verkippten Lockergesteins infolge Grundwasseranstieg die kapillare Kohäsion abgebaut und damit die Sackung möglich wird. Dabei sind folgende zwei Sackungsmodalitäten denkbar:

1. Sättigungssetzungen:

Ein gleichmäßiges Aufgehen des Grundwassers führt zu einem gleichmäßigen Sättigungsfortschritt in der Kippe. Daraus resultieren regional großflächige, relativ gleichmäßige Sackungen.

2. Lokale Sackungen:

Regionale Sackungen führen zu Brückenbildungen zwischen den Körnern, die wiederum zu Hohlräumen im Kippenboden (Lockergestein) führen können und später nachsacken.

Labortechnisch wurden folgende zwei Extremlastfälle für eine 36 m hohe Deponie (Auflast) auf einer 40 m mächtigen AFB-Kippe bei einer maximalen Wassersättigung von 30 m simuliert:

- Sättigungssetzungen am Deponierand mit vernachlässigbar kleinen Spannungen aus der Deponie und
- Sättigungssetzungen im Zentrum bei Spannungen resultierend aus einer 36 m hohen Deponie.

Die Untersuchungsergebnisse zeigten für diesen Extremfall geringe Sättigungssetzungen in der Größenordnung von 0,30 bis 0,86 m. Die Abschätzung der Auswirkung lokaler Sackungen infolge des aufgehenden Kippenwasserspiegels führte zum Ergebnis, dass im ungünstigsten Fall vernachlässigbare Einsinktiefen von 5 cm im Bereich des Deponieplanums zu erwarten sind.

Daraus schlussfolgernd kann eingeschätzt werden, dass die Einsenkiefen für den konkreten Fall mit einer Deponiehöhe von ca. 20 m geringer als 5 cm und demzufolge vernachlässigbar sind.

6.2.4 Fazit aus [U8]

Generell kann aus den durchgeführten Untersuchungen zum Setzungsverhalten der AFB-Kippe geschlussfolgert werden, dass diese hinsichtlich Steifigkeit und Tragfähigkeit die Anforderungen der DepV an den Untergrund eines Deponiestandortes erfüllt, zumal die in [U8] simulierten Extremlastfälle (s. Kapitel 6.2.3) ungünstiger sind als die Lastfälle jemals im konkreten Fall sein werden. Eine Neubewertung des Sackungsverhaltens unter Berücksichtigung der aktuellen Planungsgeometrie kann daher entfallen.

Die Kippe kann demnach die Belastungen aus der Deponie so aufnehmen, dass keine Schäden am Deponie-Basis-Abdichtungssystem entstehen.

Die verformungsverteilende Wirkung eines Basisabdichtungssystems einschließlich einer technogenen Barriere, wie im Abschnitt 3.2 dargestellt, fand dabei noch keine Berücksichtigung und stellt eine zusätzliche Sicherheit dar.

6.3 Verformungsuntersuchungen

6.3.1 Vorbemerkungen

Aufbauend auf den Ergebnissen aus [U8] erfolgten Verformungsuntersuchungen unter Einbeziehung der aktuellen, deponiespezifischen Randbedingungen.

Die Untersuchungen erfolgten für den für die Verformungsuntersuchungen maßgeblichen Schnitt 2, der durch Angaben zu den geologischen Verhältnissen im Untergrund ergänzt worden ist (s. Anlage 3 und 5).

Bei der Berechnung wird das elastisch-idealplastische Stoffgesetz von Mohr-Coulomb angesetzt. Ggf. besteht die Möglichkeit durch den Ansatz höherwertiger Stoffmodelle (z. B. Hardening Soil HS) genauere Verformungsberechnungen unter Ansatz von Verfestigungseffekten aus Vorbelastung (elastoplastische Stoffmodelle mit isotroper Verfestigung) auszuführen.

Die Genauigkeit der Berechnung mit höherwertigen Stoffmodellen hängt sehr stark von der Genauigkeit der Kennwertermittlung ab. Die Berechnungen nach dem HS-Modell sowie die zugehörige Kennwertermittlung sind nicht Bestandteil dieses Berichts und werden empfohlen, wenn die rechnerischen Verformungen im Zuge der Genehmigung als nicht zulässig bewertet werden.

6.3.2 Berechnungsverfahren

Die Verformungsberechnungen erfolgten nach der finiten Element Methode (FEM) mit dem Programm Plaxis 2D Advanced, Connect Edition, Version 22.02.00.1078, der Firma Bentley Systems. Das Programm arbeitet zweidimensional. Die Deformationen wurden unter Ansatz der Elastizitätstheorie berechnet.

Die ermittelten Setzungen ergeben sich aus den lastabhängigen Setzungen des Deponieuntergrundes infolge des Aufbaus der Deponie und den Eigensetzungen des Deponiekörpers.

In dieser Bearbeitung wird ausschließlich auf die Setzungen des Deponieuntergrundes eingegangen, da die Funktionsfähigkeit der Basisabdichtung der Deponie unmittelbar von den Setzungen des Deponieuntergrundes beeinflusst wird. Die Eigensetzungen der Deponie haben darauf keinen Einfluss. Aus diesem Grund werden die errechneten Setzungen bezogen auf die Kontaktflächen zwischen Deponieuntergrund und Basisabdichtung bestimmt und wurden so auch in den Anlagen zur Berechnung dargestellt.

Die FEM-Modellierung wurde schrittweise in Analogie zum Deponieaufbau wie folgt durchgeführt (s. Anhang 5.1):

- Phase 0: Kippe in Ruhe
- Phase 1: Profilierung der Kippe, Herstellung der Aufstandsfläche / Ausgleichsfläche (vgl. Kapitel 3.1)
- Phase 2: Herstellung der Basisabdichtung, Dichtungsaufbau und Entwässerung (vgl. Kapitel 3.2)
- Phase 3: Aufbringung der ersten Deponiescheibe (vgl. Kapitel 3.3 und 3.4). Dieser Schritt besteht modelltechnisch in einem flächenhaften Aufbringen einer ersten 10 m mächtigen Deponiescheibe (Deponiescheibe 10 m) gemäß der vorgesehenen technologischen Vorgehensweise beim Deponieaufbau.
Die Deponiescheibe wird bei der Berechnung in einem einzigen Schritt aufgebracht. Dies stellt den geotechnische ungünstigsten Belastungsfall dar. Zudem sind die Randdämme in dieser Phase mitmodelliert (vgl. Kapitel 3.7)
Zeitansatz: nach 6 Jahren
- Phase 4: Aufbringung der zweiten Deponiescheibe. Im diesen Schritt wird modelltechnisch eine zweite 10 m mächtige Deponiescheibe aufgebracht (vgl. Kapitel 3.3 und 3.4)
Zeitansatz: nach 12 Jahren
- Phase 5: Profilierung der Deponie. In diesem Schritt wird bis zur Endhöhe (ca. 29 m) der Deponiekörper ausgebildet (vgl. Kapitel 3.3 und 3.4). Mit diesem Schritt ist der Endausbauzustand der Deponie erreicht. Danach erfolgt die Aufbringung der Oberflächenabdichtung.
Zeitansatz: nach 18 Jahren
- Phase 6: Oberflächenabdichtung (Endzustand).
Zeitansatz: Nach 30 Jahren

Bei der Aufbringung jeder Deponiescheibe wurde ein Zeitraum von 6 Jahren gemäß der vorgesehene Deponieentwicklung berücksichtigt (s. Anhang 5.2).

Mit dem schrittweisen Vorgehen wird in angrenzender Weise die Technologie des Ausbaus der Deponie und damit die schrittweise Belastung des Deponieuntergrundes nachvollzogen und mit entsprechenden Ausführungszeiträumen berücksichtigt. Durch den Einsatz der FEM in der Berechnung wird die sich durch die Belastung einstellende Setzungsmulde je Element berücksichtigt.

Die rechnerisch ermittelten Lastsetzungsbeträge im Untergrund der Deponie werden als summarische Maximalwerte über die gesamte lastbeeinflusste Tiefe ermittelt und gelten jeweils für die vollständig aufgebrachte Last der berücksichtigten Einbauzustände.

Die Verformung des Deponiekörpers durch den schrittweisen Aufbau und durch die Eigenlast des Deponiekörpers ist in der Berechnung implizit enthalten.

Die eintretenden Setzungsgrößen können in ihrer zeitlichen Abfolge gestaffelt eintreten. In der Regel unterscheidet man:

- | | |
|------------------|--|
| Sofortsetzung: | Die Eigensetzungen des Deponieuntergrundes sind infolge der langen Liegezeit bereits abgeklungen und spielen in der Berechnung keine Rolle. Die Sofortsetzungen infolge der neuen Auflast erfolgen relativ schnell noch während der Bauzeit (Größe: i. d. R. ca. 15% der Gesamtsetzung). |
| Primärsetzung: | Konsolidationssetzung/Lastsetzung, erfolgt langsam in Abhängigkeit vom Baufortschritt, der Lastgröße und dem zeitlichen Verlauf der Konsolidierung der Bodenschichten sowie des Abbaus des Porenwasserüberdrucks im wassergesättigten Untergrund (Größe: i. d. R. ca. 70% der Gesamtsetzung) |
| Sekundärsetzung: | Nachsetzung (Kriechen), erfolgt sehr langsam, endgültige Spannungsänderungen, -anpassungen im Untergrund (i. d. R. ca. 15% der Gesamtsetzung). |

6.3.3 Deformationen des Deponiekörpers

Die Eigensetzungen des Deponiekörpers richten sich grundsätzlich nach der Zusammensetzung, der Konsistenz und dem Verdichtungsgrad des Einbaumaterials.

Werden die Schüttlagen beim Herstellen der Einbauscheiben gut verdichtet, sind nur relativ kleine Eigensetzungen, die zum größten Teil während der Bauzeit ausklingen, zu erwarten. In der Regel liegen dann die Eigensetzungsbeträge in der Größenordnung von 0,2 % bis 1,0 % der Dammhöhe.

Wird eine Verdichtung des Deponiematerials lediglich durch mehrmaliges Überfahren mit einer Planierraupe oder eines Kompaktors vorausgesetzt, liegen die Eigensetzungen bzw. Konsolidierungssetzungen erfahrungsgemäß in der Größenordnung von ca. 1 % bis 2 % der Deponiehöhe.

Das heißt, bei Erreichen einer Einbauhöhe von maximal 10 m (1. Deponiescheibe) könnten Setzungsbeträge in der Größenordnung von ca. 10 cm bis maximal 20 cm auftreten (Gesamtsetzungsbetrag).

Bedingt durch die geplante Technologie der Deponieentwicklung wird ein diskontinuierlicher Abfall-Antransport und demnach ein diskontinuierlicher sukzessiver Aufbau der Deponiescheiben mit lokal unterschiedlichen Schütthöhen erfolgen.

Durch die im Deponiematerial relativ schnell eintretenden Setzungen und den sequenziell erfolgenden lagenweisen Einbau des Deponiematerials wird eine Unterscheidung in Sofortsetzung / Primärsetzung / Sekundärsetzung nicht möglich sein.

Die für die Oberflächenabdichtung maßgebenden Setzungen klingen zu großen Teilen schon während des Einbaus der Deponiematerialien ab. Verformungen des Deponieuntergrundes.

6.3.3.1 Vorbemerkungen

Aufgrund der langen Liegezeit der AFB-Kippe im Bereich der geplanten Deponie von mindestens 33 Jahren und in Anbetracht der im Abschnitt 6.2 dargestellten Erkenntnisse sind die Eigensetzungen des Deponieuntergrundes nicht mehr relevant. Die o. g. Sekundärsetzungen können aufgrund der geplanten Betriebszeit der Deponie von bis zu 30 Jahren und ihrer zu erwartenden geringen Größe vernachlässigt werden.

Verformungsauswirkungen durch Sackungen infolge lokaler Wasseraufställungen in der AFB-Kippe sind vor dem Ende der 2030er Jahre (Abwerfen aller Entwässerungselemente im Tagebaubereich Profen-Nord) nicht zu erwarten. Die Aufställungen werden sich in einem Tiefenbereich zwischen +115 m und etwa +147 m NN vollziehen. Damit verbleibt eine ungesättigte Massenüberdeckung bis zum Deponieplanum (ca. +150 bis +166 m NN) von mindestens 6 m bis 18 m.

In Anbetracht des o. g. Zeitraumes und der vorliegenden Ergebnisse aus [U8] für einen untersuchten Extremfall der Sackungen infolge lokalem Grundwasserwiederanstiegs sind Absenkungen der Deponieaufstandsfläche von ca. 5 cm zu erwarten. Das kann unter Beachtung des ermittelten Gesamtsetzungsbetrages vernachlässigt werden. Damit sind nur noch die Lastsetzungen von Bedeutung.

Die folgenden Verformungsuntersuchungen bezüglich der Lastsetzungen wurden insbesondere für den Belastungsfall Deponie (Auflast) / Untergrund (Auflagerfläche/ AFB-Kippe) durchgeführt.

6.3.3.2 Auswertung Messergebnisse Drucksondierungen März 2012

Tabelle 7: Auswertung Messergebnisse Drucksondierungen

Bezeichnung	DS1 (≈164,2)	DS2 (≈165,0)	DS3 (≈166,0)	DS4 (≈167,5)	DS5 (≈167,0)	DS6 (≈168,0)	DS7 (≈168,5)	DS8 (≈162,0)
Schicht 1								
Bodenart	S/U	S/U, t						
Erkundungstiefe (m)	0,0-14,0	0,0-8,0	0,0-12,0	0,0-14,3	0,0-13,4	0,0-15,0	0,0-18,0	0,0-9,8
UK Bodenschicht (mNN)	150,2	157,0	154,0	153,2	153,6	153,0	150,5	152,2
Schichtdicke (m)	14,0	8,0	12,0	14,3	13,4	15,0	18,0	9,8
Steifemodul Es (MN/m²)	5-8	5-10	5-10	5-10	5-8	5-8	5-10	5-10
Schicht 2								
Bodenart	S/U	S/U	S/U	S/U	S/U	S/U	U	S/U, t
Erkundungstiefe (m)	14,0-24,0	8,00-22,8	12,0-27,0	14,3-24,7	13,4-24,3	15,0-23,4	18,0-24,3	9,8-25,7
UK Bodenschicht (mNN)	140,2	142,2	139,0	139,8	142,7	144,6	144,2	136,3
Schichtdicke (m)	10,0	14,8	15,0	10,4	10,9	8,4	6,3	15,9
Steifemodul Es (MN/m²)	10-20	15-20	10-20	15-20	10-12	10-15	5-15	6-15
Schicht 3								
Bodenart	S/U							
Erkundungstiefe (m)	24,0-34,2	22,8-34,3	27,0-37,2	24,7-37,9	24,3-34,1	23,4-32,4	24,3-32,9	25,7-36,0
UK Bodenschicht (mNN)	130,0	130,7	128,8	129,6	132,9	135,6	135,6	126,0
Schichtdicke (m)	10,2	11,5	10,2	13,2	9,8	9,0	8,6	10,3
Steifemodul Es (MN/m²)	15-25	20	15-20	20	15-20	15-25	15-20	15-20
Schicht 4								
Bodenart	S/U	S/U	S/U	S/U	S/U	U, S/U	S/U, U	S/U
Erkundungstiefe (m)	34,2-36,4	34,3-34,9	37,2-39,2	37,9-38,6	37,2-38,6	32,4-40,0	34,9-41,05	36,0-40,0
UK Bodenschicht (mNN)	127,8	130,1	126,8	128,9	128,4	128,0	127,45	122,0
Schichtdicke (m)	2,2	0,6	2,0	0,7	1,4	7,6	6,15	4,0
Steifemodul Es (MN/m²)	40-60	60	20-50	30-50	20-25	10-25	20-25	25-60

(≈164,2): Ansatzhöhen gemäß [U15] übernommen

Auf der Grundlage der im Anhang 6 dokumentierten Messergebnisse konnten die von der Bodenart und deren Lagerungsdichte bzw. Konsistenz abhängigen Steifigkeiten (Steifemodul E_s) im bis zu 40 m mächtigen AFB-Kippen-Komplex ermittelt werden (vgl. Ausführungen in Kapitel 2.1). Darauf aufbauend erfolgte die Aus- und Bewertung der aus den 8 Drucksondierungen indirekt ermittelten Steifemodule in Abhängigkeit von der durchteuften Bodenart, der Größe von E_s und deren Zuordnung zu bestimmten Tiefenbereichen ("Schichtungen" im Kippenboden). Im Ergebnis der Auswertung war eine Unterteilung der AFB-Kippe zunächst in 4 "Schichtungen" mit unterschiedlichen Steifigkeiten - so wie in der Tabelle 7 (s. o.) dargestellt - ableitbar.

Aufgrund der immer noch vorhandenen Steifigkeitsintervalle innerhalb der o. g. vier Schichtkomplexe erfolgte in den FEM-Modellierungen eine weitere, "feinere" Schichtenunterteilung. Diese steifigkeitsbezogene generalisierte (modellierte) Bodenschichtung ist in der Tabelle 8 dargestellt.

Auf der Grundlage der mit den Drucksondierungen festgestellten Schichtgrenzen sowie Schichtmächtigkeiten war, unter Einbeziehung der in den Kap. 2.2.2 und 2.2.4 dargestellten geologischen Verhältnisse, im Bereich der Deponieaufstandsfläche sowie der Historie der AFB-Kippe eine relativ genaue Zuordnung der in obiger Tabelle 7 aufgeführten Schichten 1 bis 4 zu den einzelnen Kippscheiben wie folgt möglich:

- Schichten 1 und 2 → AFB Haupt- und Stützkippe
- Schicht 3 → AFB-Vorkippe
- Schicht 4 → Liegendes AFB-Kippe (Ton/Schluff).

6.3.3.3 Berechnungskennwerte (cal)

Die Festlegung der Berechnungskennwerte für die Modellrechnungen (siehe Tabelle 8) erfolgte auf der Grundlage der Ergebnisse in [U8] und [U9], der Bodenkennwerte in Tabelle 1 sowie der Ergebnisse der aktuellen Drucksondierungen vom März 2012 (siehe Tabelle 4 und Tabelle 5). Darüber hinaus wurde auf Bodenkenngrößen aus der Fachliteratur ([U19]) zurückgegriffen. Folgende Berechnungskennwerte wurden in den Modellrechnungen zum Ansatz gebracht:

Tabelle 8: Berechnungskennwert (cal) für Verformungsuntersuchungen

Boden-schicht	Bodenart	Berechnungskennwerte (cal)				
		γ_n (kN/m³)	ϕ (°)	c (kN/m²)	v (-)	E_s (MN/m²)
1	Oberflächenabdeckung	19,0	28,0	2	0,347	5
2	Deponiemassen	15,0	27,5	5	0,316	10
3	Dränage	16,5	32,5	0	0,316	20
4	mineralische Dichtung	19,0	15,9	5,4	0,421	5
5	technogene Barriere	20,0	29,7	0	0,335	5
6	Außenrand (Randdam)	16,0	33,0	2	0,316	5
7	Ausgleichsschicht	16,0	33,0	2	0,316	5
8	AFB – Kippe (0 – 7 m)	16,0	32,5	2	0,316	2,18
9	AFB – Kippe (7 – 14 m)	16,0	32,5	2	0,316	5,66
10	AFB – Kippe (14 – 19 m)	16,0	32,5	2	0,316	10,89
11	AFB – Kippe (19 – 24 m)	16,0	32,5	2	0,316	15,25
12	AFB – Kippe (24 – 29 m)	16,0	32,5	2	0,316	15,25
13	AFB – Kippe (29 – 34,2 m)	16,0	32,5	2	0,316	19,61
14	AFB – Kippe (34,2 – 36,4 m)	16,0	32,5	2	0,316	23,57
15	AFB – Kippe (36,4 m – Liegendes)	16,0	32,5	2	0,316	23,96
16	Frühpleistozäne Terrassen-schotter (B 660)	20,0	32,5	2	0,316	50
17	Brauner Schluff (F 260)	21,0	20,0	15	0,397	15
18	Domsener Sande (F 641)	18,0	32,5	2	0,316	50
19	Ton/Schluff – Hangendton Flöz 23 (F 690)	20,0	20,0	15	0,397	15
20	Braunkohle – Flöz 23 (BO)	14,0	30,0	32	0,333	50
21	Ton/Schluff (G 160)	20,0	20,0	15	0,397	20
22	Sand (G 170)	18,0	32,5	2	0,316	60
23	Braunkohle – Flöz 23u (BL)	14,0	30,0	32	0,333	50
24	Ton/Schluff – Luckenauer Ton (G 280)	20,0	15,5	16	0,423	25
25	Sand – ältere Flussande (G 320)	18,0	32,5	2	0,316	80

Zeichenerklärung zu Tabelle 8 γ_n = Wichte

v = Querdehnungszahl

 E_s = Steifemodul

AFB: Abraumförderbrücke

6.3.3.4 Annahmen und Berechnungsansätze für Modellberechnungen

- Die Profilierung der vorhandenen Kippenoberfläche erfolgt im Massenausgleich mit anstehenden Kippenmassen (vgl. Kapitel 3.1). Die Bereiche des Massenausgleichs besitzen die gleiche Steifigkeit wie die Materialien an der Kippenoberfläche.
- Als wesentlicher Ansatz in den Modellrechnungen wurde vorausgesetzt, dass flächendeckend oberhalb der Aufstandsfläche eine Basisabdichtung mit einer Mächtigkeit von ≥ 2 m vorhanden ist.
- Die in den Modellrechnungen angenommene Schichtenfolge unterhalb der Aufstandsfläche wurde entsprechend der Genese und von Felduntersuchungen zusammengestellt, und ist mit den entsprechenden Bodenkennwerten in Tabelle 8 dargestellt.
- Oberhalb der Basisabdichtung wurde der Deponieaufbau von zwei Bauscheiben mit je 10 m Höhe sowie die Oberflächenabdichtung in den Berechnungen berücksichtigt.
- Dem Kippenboden wurden schichtbezogen die in Tabelle 8 aufgeführten Steifemodule zugeordnet.

6.3.4 Ergebnisse Verformungsuntersuchungen

Im Ergebnis der FEM-Berechnungen sind im Endzustand, also nach der Profilierung der Kippe und der damit erreichten Deponiehöhe von 29 m, im Höhenniveau der Basisabdichtung Setzungen von ca. 1,9 m zu erwarten (s. Anhang 5.3.3). Im Endzustand (nach Aufbringung der Oberflächenabdichtung) betragen die zusätzlichen Verformungen bis 0,3 m.

Die FEM-Modellrechnungen zeigen darüber hinaus, dass durch das Aufprägen der tatsächlichen Geometrie auch an den Rändern der Deponie Setzungsmulden entstehen. In diesen Deponierandbereichen werden nach den Berechnungsergebnissen Setzungen in der Größenordnung von ca. 0,3 m im Mittel, die nach außen abklingen, erwartet.

Die sich oberhalb des Überganges des Gewachsenen zur Kippe einstellende Setzungsmulde ist über einen deutlich breiteren Abschnitt (ca. 150 – 200 m) ausgebildet als in Bereichen, wo der Deponiekörper direkt auf der Kippe aufliegt (ca. 100 m).

Einen deutlichen Einfluss auf die Ausbildung der Setzungsmulde weisen die ursprünglich vorhandenen Hochbereiche der Kippenoberfläche auch nach deren Profilierung auf.

6.3.5 Bewertung der Ergebnisse

Durch die geplanten Profillierungsmaßnahmen der Deponiebasis und insbesondere durch den gewählten Aufbau der Basisabdichtung (s. Kapitel 3.2) wird eingeschätzt, dass auftretende lastbedingte Setzungen in den o. g. Größenordnungen von max. ca. 1,9 m keinen schadhaften Einfluss auf die Basisabdichtung ausüben.

Die Setzungen bilden sich ohne lokal sprunghafte Anstiege aus, sodass sich auch die Basisabdichtung gleichmäßig setzen wird. Eine Beeinträchtigung der Funktion "Basisabdichtung" wird für jeden der geplanten Betriebszustände als sehr unwahrscheinlich bewertet.

Eine Beeinträchtigung (Verformung) nach Einbau der geplanten Oberflächenabdeckung kann ebenfalls ausgeschlossen werden. Nach den Berechnungen liegen die Setzungsbeträge bei ca. 0,3 m.

7. Hinweise für die Bauausführung

7.1 Aufstandsfläche und Dränagen

Die Auflageflächen innerhalb der Bauabschnitte BA I bis BA III (Teilflächen) können aufgrund der im vorherigen Kapitel 6.3.3.3 durchgeföhrten Ergebnisbewertung so wie geplant mit einer Neigung von ca. 1 : 14 mit Berücksichtigung einer Überhöhung hergestellt werden (s. Anlage 6).

Die in den einzelnen Deponieabschnitten herzustellenden Sickerwasserflächen sind in den jeweiligen nördlichen und südlichen Randbereichen an die Sickerwasserleitung Nord bzw. Sickerwasserleitung Süd anzuschließen, welches bezüglich Sickerrohrquerschnitt und Ausführung Leitungszone den Anforderungen der DIN 19 667 entspricht.

7.2 Deponiebetrieb

Aus bodenmechanischer Sicht wird zur Vermeidung von unkalkulierbaren lokalen Setzungsbeträgen - die weit über das berechnete Maß hinaus gehen können – empfohlen, innerhalb der einzelnen Bauabschnitte die Einbauscheiben flächendeckend nacheinander aufzufahren bzw. herzustellen.

Hinsichtlich einer Vorkonsolidierung des Deponieuntergrundes, die letztlich zu einer Verbesserung der Untergrundfestigkeit und damit zu einer Verringerung der absoluten Setzungsbeträge führen kann, wäre allerdings eine alle Bauabschnitte umfassende flächendeckende Vorbelastung sinnvoll.

Als Mindesteinbauhöhe werden 6 m angesehen (entspricht BLZ 1 mit jeweils 3 Einbauscheiben von 2 m). Diese Technologie setzt natürlich auch einen vorhergehenden flächendeckenden Einbau der Flächendränage voraus.

7.3 Abdecksystem Endböschungsbereiche

Von entscheidender Bedeutung für den Aufbau der Oberflächenabdichtung ist der Zeitpunkt des Baubeginns. Die durchgeführten Verformungsuntersuchungen ergaben, dass in einem Zeitraum von etwa 2 Monaten nach Ende des Deponiebetriebes sowohl die Lastsetzungen in der Deponiescheibe 1 als auch die Eigensetzungen in der obersten Deponiescheibe 2 abgeklungen sind.

Dies bedeutet, dass, unter Berücksichtigung eines zeitlichen Sicherheitspuffers von einem Monat, bereits 3 Monate nach Ende des Deponiebetriebes bzw. nach dem Erreichen eines Deponieendstandes innerhalb eines Bauabschnittes mit dem Aufbau des Abdecksystems begonnen werden kann.

8. Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

8.1 Standsicherheit der Deponieböschungen

Die Deponieböschungen (Einzelböschungen) der 1. und 2. Deponiescheibe (DS) mit Neigungen von 1 : 3 sind mit und ohne Abdecksystem standsicher. Gleiches gilt für die im Randbereich der Bauabschnitte BA I bis BA III herzustellenden Endböschungssysteme (1. DS + 2. DS getrennt durch eine 10 m breite Berme).

8.2 Standsicherheit Randwall und Böschungen Aufstandsfläche

Der Randwall wird umlaufend mit einer Böschungshöhe von ca. 6,0 m errichtet. In Abhängigkeit vom Profil der umlaufenden AFB – Kippenböschungen erreicht das AFB-Böschungssystems Höhen von mindestens 6,0 - 14,0 m im östlichen und nördlichen Randbereich. Daraus resultiert eine Gesamtböschungshöhe (AFB-Kippe + Randwall) von max. 20,0 m für den Fall, dass zunächst zwischen dem Böschungsfuß des Randwalls und der Oberkante der Böschung der Aufstandsfläche keine Zwischenberme belassen wird.

Die geotechnischen Randbedingungen für die Standsicherheitsberechnungen des Randwalles selbst unterscheiden sich lediglich durch die Ausbildung des Basisabdichtungssystems, die übrigen geometrischen und technischen Randbedingungen sind identisch.

Wie die Standsicherheitsberechnungen zeigten, ist die Ausbildung des Basisabdichtungssystems aufgrund des maßgeblichen Bruchmechanismus (Gleitkreisverlauf erfasst nicht das Basisabdichtungssystem) nicht sicherheitsbestimmend.

Die Böschungssicherheit des Randwalles beträgt, unter Berücksichtigung einer Verkehrslast im Dammkronenbereich, $\eta = 1,40$ und entspricht damit den Anforderungen an die Dauerstandsicherheit mit $\eta \geq 1,40$.

Um den Anforderungen an die Dauerstandsicherheit mit $\eta \geq 1,40$ zu entsprechen sind allerdings in den Deponierandbereichen, wo tagebauseitig eine Randböschung (Teilböschungssystem mit Böschung Randwall und Aufstandsfläche) mit einer Höhe von bis zu 20,0 m entsteht, entsprechend den Darstellungen im Anhang 4.1 und 4.3 Bermen von mindestens 5 m Breite zu belassen. Die Sicherheit des Teilböschungssystems beträgt dann im ungünstigsten Fall $\eta = 1,61$ (s. Darstellung im Anhang 4.1 und 4.3).

8.3 Gleitsicherheit der Abdeckung

Die Gleitsicherheit des Abdeckungssystems ist unter Berücksichtigung der Böschungsneigung von 1 : 3 für die untersuchten Lastfälle Bauzustand sowie Endzustand für alle maßgeblichen Trenn- bzw. Gleitflächen gegeben, wenn die für die Speicherschicht und den Oberboden maßgeblichen Reibungswinkel von $\varphi' \geq 25^\circ$ gewährleistet sind.

8.4 Grundbruchsicherheit und Dammfußgleiten

Im Zuge der Standsicherheitsuntersuchungen für die Deponieböschungen erfolgten Böschungsbruchberechnungen auf kreiszylindrischen Prüfflächen. Die dabei nachgewiesenen Sicherheiten entlang der untersuchten Gleitflächen zeigen, dass eine Gefährdung infolge Grundbruch am Böschungsfuß unabhängig von der Art der Basisabdichtung nicht besteht (s. Tabellen 2 und 3).

Ein Dammfußgleiten (Sprezsicherheit am Böschungsfuß) auf einer nahezu waagerechten Deponieauflagefläche (Neigung Basisabdichtung bis 4° nach Setzung) kann ebenso ausgeschlossen werden:

Die Gleitsicherheit kann bei einer waagerechten Sohle wie folgt definiert werden:

$$\eta = \tan \varphi' (\text{Untergrund/Basisabdichtung}) / K_{ah} \times \tan \beta (\text{Damm})$$

mit

- Reibungswinkel φ' (Untergrund Lößlehm/Ton) = 10° (worst-case-Ansatz: Restfestigkeit → abgeminderter Laborwert)
- Böschungswinkel β (Damm) = $18,43^\circ$ (Generalneigung $\leq 1 : 3$)
- Erddruckbeiwert $K_{ah} \approx 0,39$

$$\eta = 0,1763 / 0,39 \times 0,3332 = 1,36 (\eta_{\text{erf.}} \geq 1,3)$$

Damit ist eine ausreichende Gleitsicherheit nachgewiesen.

8.5 Setzungsfließen

Die verkippten Domsener Sande und damit der durch die AFB-Kippe gekennzeichnete Anteil an der Gesamtkippe sind setzungsfließempfindlich.

Maßgeblich für die Setzungsfließbeurteilung ist die im südlichen Randbereich des Untersuchungsgebietes angrenzende Kippenböschung.

Zum Schutz vor Setzungsfließen ist eine ausreichende Anstützung der südlichen AFB-Kippenböschung bis zu Beendigung des Kohleabbaus seitens der MIBRAG vorgesehen.

Die im Hinblick auf eine Setzungsfließgefährdung kritischen Kippenwasserstände werden sich erst ab Ende der 2030er Jahre einstellen. Unter der Voraussetzung, dass bis zu diesem Zeitpunkt die Anstützung des südlichen AFB-Kippenböschungssystems erfolgt ist, kann eine Setzungsfließgefährdung und damit eine Gefährdung für die Inertstoffdeponie ausgeschlossen werden.

8.6 Verformungen / Setzungen

Bedingt durch die geplante Technologie der Deponieentwicklung wird ein diskontinuierlicher sukzessiver Aufbau der Deponiescheiben mit lokal unterschiedlichen Schütthöhen erfolgen. Das heißt, in diesem Fall spielt vor allem der Zeitfaktor (Konsolidierungszeit) die maßgebliche Rolle, so dass davon ausgegangen werden kann, dass noch während der Betriebszeit die Eigensetzungen vollständig abklingen. Etwa 2 Monate nach Ende des Deponiebetriebes sind die Eigensetzungen vollständig abgeklungen. Unter Berücksichtigung eines zeitlichen Sicherheitspuffers von 1 Monat kann demnach bereits 3 Monate nach Ende des Deponiebetriebes bzw. nach dem Erreichen eines Deponieendstandes mit dem Aufbau des Abdecksystems begonnen werden.

Die ermittelten maximalen Setzungsbeträge für den Endzustand des Deponiekörpers liegen in der Größenordnung rd. 1,9 m im mittleren Bereich sowie rd. 0,3 m im Randbereich.

Durch die geplanten Profillierungsmaßnahmen der Deponiebasis und insbesondere durch den gewählten Aufbau der Basisabdichtung (s. Kapitel 3.2) wird eingeschätzt, dass auftretende lastbedingte Setzungen in den o. g. Größenordnungen von max. ca. 1,9 m keinen schadhaften Einfluss auf die Basisabdichtung ausüben. Das heißt, eine Beeinträchtigung der Funktion "Basisabdichtung" kann für jeden der geplanten Betriebszustände ausgeschlossen werden.

Infolge der last- und zeitabhängigen Verformungen im Kippenkörper sind Zerrungen/Dehnungen in den Basisabdichtungssystemen - je nach Lage im Bereich der Setzungsmulde in unterschiedlichen Größenordnungen – jedoch nicht auszuschließen. Eine Beeinflussung der Funktionalität der Basisabdichtung kann aufgrund der Mächtigkeit ($\geq 1,5$ m), der Materialzusammensetzung

und Materialeigenschaften ausgeschlossen werden. Es ist mit einem resultierenden unregelmäßigen nicht durchgehenden Rissverlauf und damit einer vernachlässigbaren geringen Wasserwegsamkeit zu rechnen. Dies gilt insbesondere unter dem Aspekt, dass durch die oberhalb der Basisabdichtung angeordnete Entwässerungsschicht, mögliche Sickerwässer weitestgehend aufgenommen und abgeleitet werden.

Eine Beeinträchtigung (Verformung) nach Einbau der geplanten Oberflächenabdeckung kann ebenfalls ausgeschlossen werden. Nach den Berechnungen liegen die Setzungsbeträge bei ca. 0,3 m.

HPC AG

DocuSigned by:



0B031D6F28CF4EA...

Dipl.-Ing. Andreas Jahnel

DocuSigned by:



CFFA05E8D4F44C3...

M.Eng. Michael Vandrey