NEUERRICHTUNG DER DK I
DEPONIE KIRCHEN-WEHBACH

Nachweis der Standsicherheit inkl. Setzungen und Verformungsbetrachtung (StaSNW-1.1)

- Projekt-Nr. 22.0510 -

Auftraggeber:	Ingenieurgruppe RUK GmbH Auf dem Haigst 21 70597 Stuttgart
Auftragnehmer:	INGENUM GmbH Industriestraße 17 46240 Bottrop
Stand:	12.05.2020
Version:	1.1
Index:	22.0510-StaSNW-V 1.1_200512.docx

INGENIEURGESELLSCHAFT FÜR GEO+ENERGIE+UMWELT

Hauptsitz Bottrop

INGENUM GmbH
Industriestraße 17
46240 Bottrop

Tel.: +49 (0) 20 41 / 7 71 88-0
Fax: +49 (0) 20 41 / 7 71 88-19
E-Mail: mail@ingenum.de

www.ingenum.de

Zweigniederlassung
Mülheim an der Ruhr

INGENUM GmbH
Otto-Pankok-Straße 45
45481 Mülheim a. d. R.

Tel.: +49 (0) 208 / 38 55 40 63
Fax: +49 (0) 208 / 38 55 58 59
E-Mail: muelheim-a-d-R@ingenum.de

GESCHÄFTSFÜHRUNG

Dipl.-Ing. Thorsten Rath

Sitz der Gesellschaft: Bottrop
USt-ID-Nr.: DE 296012431
Handelsregister HRB 12632
Amtsgericht Gelsenkirchen

BANKVERBINDUNG

Hypovereinsbank Rostock

IBAN: DE74 2003 0000 0015 9506 34
BIC: HYVEDEMM300

PROJEKTANGABEN

Projekt-Nr.
22.0510

Projekt-Kurztitel:
Deponie Kirchen-Wehbach
-Standsicherheitnachweis-

Datei-Index:
22.0510-StaSNW-V 1.1_200512.docx

Stand / Version
12.05.2020 / V 1.0

Nachweis der Standsicherheit inkl. Setzungen und Verformungsbetrachtung (StaSNW-1.1)

Inhaltsverzeichnis (1)

Seite

Inhaltsverzeichnis (1) 2

Anlagenverzeichnis 4

Tabellenverzeichnis 5

Abbildungsverzeichnis 5

1 Veranlassung und Hintergründe 6

2 Allgemeine Grundlagen 7
2.1 Baugrund / Untergrundverhältnisse 7
2.2 Konzept zum Nachweis der Standsicherheit 7
2.3 Planerische und deponietechnische Vorgaben 8
2.4 Anforderungen gemäß Qualitätsmanagementplan 9

3 Charakteristik des Deponiekörpers und Aufbau der Abdichtungssysteme 10
3.1 Kubatur und Abschnitte der Deponie 10
3.2 Aufbau der Basisabdichtung 12
3.3 Aufbau der Oberflächenabdichtung 13

4 Baugrund-/Untergrundbeschaffenheit 14

5 Art und Umfang der Nachweise und Berechnungen 16

6 Standsicherheitsbetrachtung 17
6.1 Gesamtstandsicherheit 17
6.1.1 Vorbemerkungen 17
6.1.2 Geländebruch nach EC 7 i. V. m. DIN 4084 18
6.1.3 Böschungsbruch nach EC 7 i. V. m. DIN 4084 20
6.2 Sicherheit gegen hangparalleles Gleiten nach EC 7 i. V. m. DIN 1054 22
6.2.1 Methodik, Randbedingungen und maßgebende Böschungsgeometrie 22
6.2.2 Nachweis der Gleitsicherheit 22
6.2.2.1 Grundlagen und Erläuterungen zum Nachweis 22
6.2.3 Eingangswerte 24
6.2.3.1 Geometrie und grundlegende Ansätze 24
6.2.3.2 Einbau der mineralischen Schichten 25
6.2.4 Scherparameter 26

Nachweis der Standsicherheit inkl. Setzungen und Verformungsbetrachtung (StaSNW-1.1)

Inhaltsverzeichnis (2)

Seite

6.2.5 Kräfte ... 26
6.2.5.1 Allgemeines ... 26
6.2.5.2 Einwirkungen ... 27
6.2.5.3 Widerstände ... 28
6.2.6 Ermittlung des Auslastungsgrades im LF 2 – BS-T ... 28
6.2.7 Kurzzeichen ... 29
6.2.8 Ergebnisse für die Basis- und Oberflächeabdichtung ... 30
6.3 Spreizsicherheit des Böschungsfußes ... 32

7 Setzungen und Verformungsbetrachtung ... 34
7.1 Zu erwartende Setzungen ... 34
7.2 Verformungsbetrachtung ... 37

8 Fazit und abschließende Empfehlungen ... 39

Quellenverzeichnis ... 40

Literaturverzeichnis ... 41

Nachweis der Standsicherheit inkl. Setzungen und Verformungsbetrachtung (StaSNW-1.1)

Anlagenverzeichnis

Anlage

1 Übersichtslageplan der Deponie Wehbach

2 Längs- und Querschnitte durch den geplanten Deponiekörper

3 Nachweis der Gesamtstandsicherheit - Böschungsbruch
3.1 Böschungsbruch mit Kohäsion für das Deponat mit höchstem Ausnutzungsgrad μ (3 Seiten)
3.1.1 Böschungsbruch mit Kohäsion für Bemessungssituation BS-P (Endzustand)
3.1.2 Böschungsbruch mit Kohäsion für Bemessungssituation BS-T (Bauzustand)
3.1.3 Böschungsbruch mit Kohäsion für Bemessungssituation BS-E (Erdbeben)
3.2 Böschungsbruch **ohne** Kohäsion für das Deponat
3.2.1 Böschungsbruch **ohne** Kohäsion für Bemessungssituation BS-P (Endzustand)
3.2.2 Böschungsbruch **ohne** Kohäsion für Bemessungssituation BS-T (Bauzustand)
3.2.3 Böschungsbruch **ohne** Kohäsion für Bemessungssituation BS-E (Erdbeben)

4 Gleitsicherheitsberechnungen der maßgeblichen Grenzfuge für den Bau- und Endzustand einer 1:3 geneigten Böschung
4.1 Basisabdichtungssystem (BAS)
4.1.1 Endzustand (BS-P) für das BAS
4.1.2 Bauzustand (BS-T) für das BAS
4.2 Oberflächenabdichtung (OFA)
4.2.1 Endzustand (BS-P) für die OFA
4.2.2 Bauzustand (BS-T) für die OFA

Nachweis der Standsicherheit inkl. Setzungen und Verformungsbetrachtung (StaSNW-1.1)

Tabellenverzeichnis

Seite

Tabelle 1: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Widerstände nach [U1], GEO3 ... 24
Tabelle 2: Zusammenstellung der Ergebnisse für die max. 1:3 geneigte Basisabdichtung ... 30
Tabelle 3: Zusammenstellung der Ergebnisse für eine max. 1:3 geneigte Oberflächen- abdichtung ... 31
Tabelle 4: Tabellarische Übersicht der in Betrachtungspunkt 2 zu erwartenden Setzungen ... 35
Tabelle 5: Tabellarische Übersicht der in Betrachtungspunkt 3 zu erwartenden Setzungen ... 36

Abbildungsverzeichnis

Seite

Abbildung 1: Schnitte durch den geplanten Deponiekörper ... 8
Abbildung 2: Darstellung der Deponieabschnitte ... 10
Abbildung 3: Deponieaufstandsfläche inkl. Darstellung des Basis-Entwässerungssystems für die Ausbaustufen AS I (links) und AS II (rechts) ... 11
Abbildung 4: Kubatur des mit einer Oberflächenabdichtung versehenen und rekultivierten Deponiekörpers ... 11
Abbildung 5: Grafische Darstellung des Regelquerschnitts der Basisabdichtung ... 12
Abbildung 6: Grafische Darstellung des Regelquerschnitts der Oberflächenabdichtung ... 13
Abbildung 7: Lage der im Zuge der Baugrunderkundung angelegten Baggerschürfe und durchgeführten Drucksondierungen ... 14
Abbildung 8: Übersicht der bodenmechanischen Kennwerte ... 18
Abbildung 9: Auszug aus nach DIN EN 1998-1/NA: 2011-01, Erdbebenzonenkarte (ehemals DIN 4149:2005-04) ... 20
Abbildung 10: Kräfteansatz zum Nachweis der Deponieabdichtung ... 26
Abbildung 11: Maßgeblicher Längsschnitt durch den geplanten Deponiekörper mit Darstellung relevanter Betrachtungspunkte ... 34

Nachweis der Standsicherheit inkl. Setzungen und Verformungsbetrachtung (StaSNW-1.1)

1 Veranlassung und Hintergründe

Die Kreisverwaltung Altenkirchen beabsichtigt den Ausbau und Weiterbetrieb der Deponie Kirchen-Wehbach durch die Neuerrichtung einer Deponie der Deponieklasse I (DK I) nordwestlich der geplanten Deponieeinfahrt.

Die Gebr. Schmidt Bauunternehmen AG ist Betriebsführerin der genehmigten und in Betrieb befindlichen Erd- und Bauschuttdeponie Kirchen-Wehbach der Deponieklasse DK 0 in der Gemarkung Wehbach. Die Verfüllung findet aktuell im Deponieabschnitt BA I statt, die Verfüllkapazität dieses Deponieabschnitts wird voraussichtlich in 2020 erschöpft sein. Daher ist die Bereitstellung der nächsten Verfüllfläche mit zusätzlichem Deponievolumen geplant.

Mit der Planung des Deponievorhabens wurde die Ingenieurgruppe RUK GmbH betraut.

Die INGENUM GmbH erhielt von der Ingenieurgruppe RUK GmbH den Auftrag zur Erbringung von Ingenieur- und Laborleistungen im Zusammenhang mit der geologischen und hydrogeologischen Standortbeschaffenheit sowie der Standsicherheit der geplanten Deponie.

Es ist geplant, die Deponie als Deponie der Deponieklasse I (DK I-Deponie) gemäß Deponieverordnung (DepV) /6/ neu zu errichten und mit allen hierfür erforderlichen Einrichtungen auszustatten.

Die Basisabdichtung befindet sich teilweise auf geböschtem, natürlichem Untergrund. Die vorhandene Auffüllung wird durch die geplante DK I-Deponie auf einer Fläche von ca. 2,7 ha überschüttet, sodass für diesen Flächenteil eine Zwischenabdichtung zu planen ist.

Durch die Überdeckung der Verfüllung im BA I der bestehenden Deponie Kirchen-Wehbach ist eine Aufstockung der maximalen Deponiehöhe von etwa 335 m NN auf etwa 351 m NN geplant.

Basierend auf den Baugrund- und Standorterkundungen und den daraus gewonnenen Erkenntnissen zu den geologischen und hydrogeologischen Verhältnissen gilt es die Standsicherheit des geplanten Deponiekörpers sowie die zu erwartenden Setzungen und Verformungen des Untergrundes nachzuweisen bzw. zu prognostizieren und gutachterlich einzuordnen.

Im vorliegenden Bericht werden die einzelnen Nachweise dargestellt und die ermittelten Ergebnisse im Hinblick auf die Standorteignung sowie die deponietechnische Planung im Abgleich mit den Vorgaben der Deponieverordnung (DepV) bewertet.

2 Allgemeine Grundlagen

2.1 Baugrund / Untergrundverhältnisse

Die Baugrunderkundungen einschließlich diverser Kampagnen zur Grundwasseruntersuchung wurden von der INGENUM GmbH im Zeitraum Ende 2018 bis Ende 2019 in enger Abstimmung mit den Projektbeteiligten durchgeführt.

Im Zuge der Untersuchungen der geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse wurden von der INGENUM GmbH die folgenden Gutachten erarbeitet.

/1/ Bericht zur geologischen und hydrogeologischen Erkundung des Untergrundes vor dem Hintergrund der Standsicherheit und des Grundwassermonitorings, Neuerrichtung der DK I - Deponie Kirchen-Wehbach, BE-01.3, Stand 08.05.2020

/2/ Bericht zur ergänzenden hydrogeologischen Erkundung des Untergrundes vor dem Hintergrund des Grundwassermonitorings, Neuerrichtung der DK I - Deponie Kirchen-Wehbach, BE-02.5, Stand 11.05.2020

/3/ Ergänzender Bericht zur hydrogeologischen Erkundung des Untergrundes vor dem Hintergrund des Grundwassermonitorings, Neuerrichtung der DK I – Deponie Kirchen-Wehbach BE-03.1, INGENUM GmbH, Stand: 12.05.2020

Im Fokus der Berichte /2/ und /3/ stand vorrangig die chemische Beschaffenheit des Grundwassers bzw. die daraus abzuleitende Anzahl an Grundwassermessstellen sowie das zugehörige Monitoringprogramm, so dass für die vorliegende Standsicherheitsbetrachtung in erster Linie das mit Datum vom 08.05.2020 verfasste Gutachten /1/ heranzuziehen ist.

2.2 Konzept zum Nachweis der Standsicherheit

Die grundsätzliche Vorgehensweise zur Erbringung der Standsicherheitsnachweise wurde im August 2019 im Rahmen einer Projektbesprechung sowie im September 2019 im Zuge eines Behördentermins bei der Struktur- und Genehmigungsdirektion Nord (SGD-Nord), Regionalstelle Montabaur erörtert und in nachfolgend genannter Unterlage abschließend dokumentiert:

/4/ Konzept zum Nachweis der Standsicherheit, Ingenieurleistungen im Rahmen der Neuerrichtung der DK-I-Deponie Wehbach in Altenkirchen (StaNW-Ko-01), INGENUM GmbH, Stand: 09.03.2020

Die im o. g. Konzept getroffenen Festlegungen werden im nachfolgenden Abschnitt 2.3 zusammengefasst.

2.3 Planerische und deponietechnische Vorgaben

Bei der Auswertung der technischen Planung steht vor dem Hintergrund der Setzungen insbesondere die Entwässerungsplanung im Mittelpunkt, da gemäß der Deponieverordnung ein Mindestgefälle der Basisabdichtung von 1% zu gewährleisten ist, um einen Einstau von Sickerwasser im Deponiekörper auszuschließen. Im Hinblick auf die zu erwartenden Setzungen ist die maximale Auflast zu berücksichtigen.

Im Ergebnis einer intensiven Abstimmung mit RUK wurden die folgenden Randbedingungen festgelegt:

- mind. 3 % Gefälle (>>> 1 %)
- maximale Auflast / Überschüttung – 51 m

Im Bereich der höchsten Auflast steht natürlicher Untergrund an.

Aufgrund vergleichsweise großer Neigungen im geplanten Bereich „Deponie auf Deponie“ bedarf es im betreffenden Bereich keiner weitergehenden Setzungsbetrachtung. Die nachfolgende Abbildung 1 veranschaulicht die Deponieplanung.

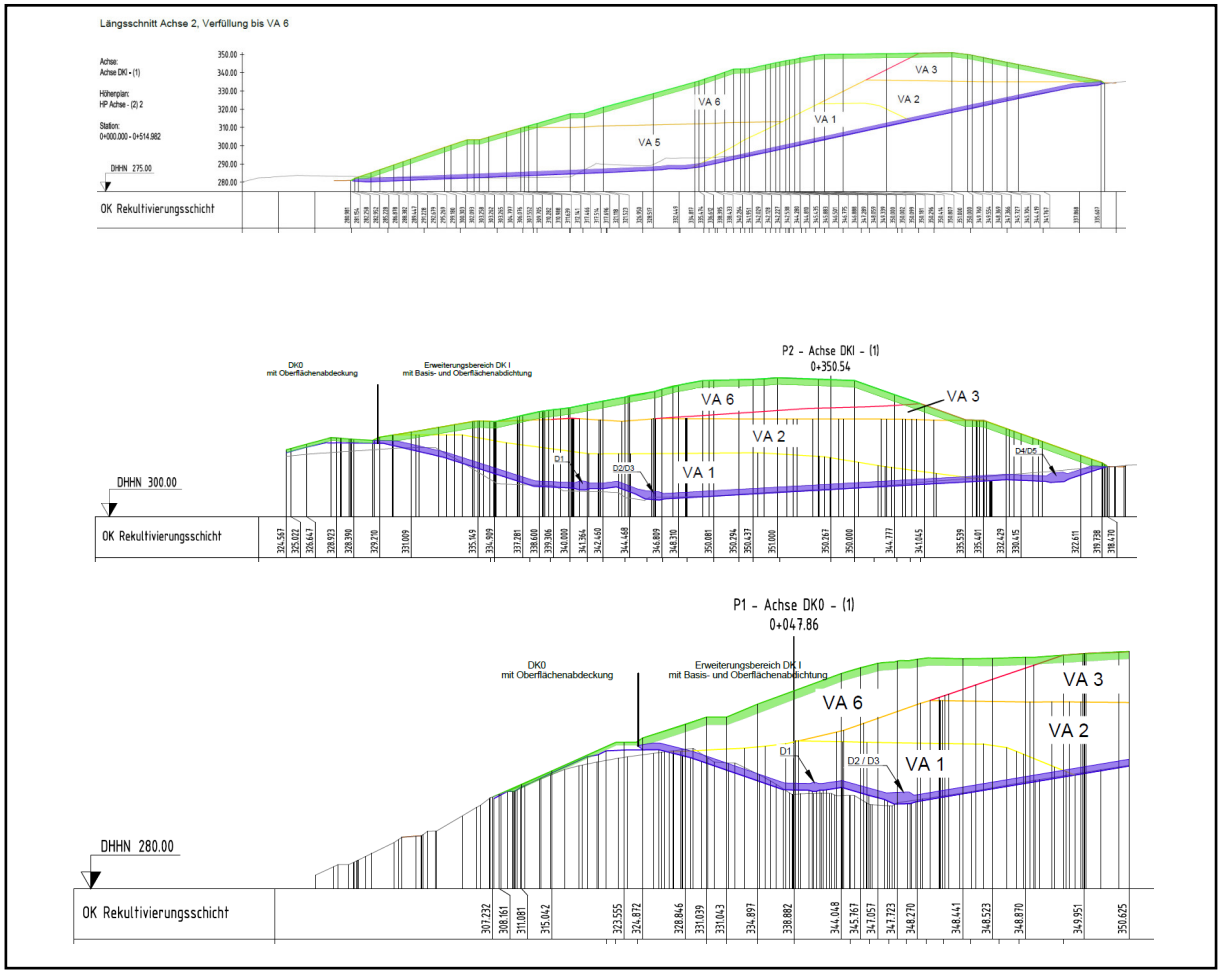


Abbildung 1: Schnitte durch den geplanten Deponiekörper

Die als Anlagen 1 bis 3 beigefügten Schnitte durch den geplanten Deponiekörper sollen im Ergebnis einer intensiven Abstimmung mit RUK für die Basisabdichtung, die Oberflächenabdichtung und die Verfüllphasen als maßgeblich im Hinblick auf die Standsicherheitsberechnungen sowie auf die Setzungsprognose und für den Verformungsnachweis herangezogen werden.

Auf der sicheren Seite liegend werden für die Verfüllphasen sowie für Deponiebasis als auch für die Oberflächenabdichtung maximale Neigungen von

$$1:n = 1:3$$

angesetzt.

Die maximale Auflasthöhe beträgt 51 m und die Deponieaufstandsfläche ergibt sich (in der Aufsicht) zu rd. 84.500 m².

2.4 Anforderungen gemäß Qualitätsmanagementplan

Im Hinblick auf die geotechnischen und chemischen Eigenschaften des Deponieplanums sowie der Deponiebaustoffe werden in dem projektbezogenen und mit den Antragsunterlagen zur Planfeststellung erarbeiteten Qualitätsmanagementplan Mindestanforderungen definiert, die für die vorliegenden Nachweise und Berechnungen zum Ansatz kommen.

/5/ Vorläufiger Qualitätsmanagementplan, Neuerrichtung der DK I - Deponie Kirchen-Wehbach sowie Bau eines Wertstoffhofes, Ingenieurgruppe RUK GmbH, Stand: März 2020

3 Charakteristik des Deponiekörpers und Aufbau der Abdichtungssysteme

3.1 Kubatur und Abschnitte der Deponie

Der Deponiestandort unterteilt sich grundsätzlich in die drei in Abbildung 2 dargestellten Deponieabschnitte und wird ergänzt durch den im Süden bzw. Südwesten angrenzenden Wertstoffhof.

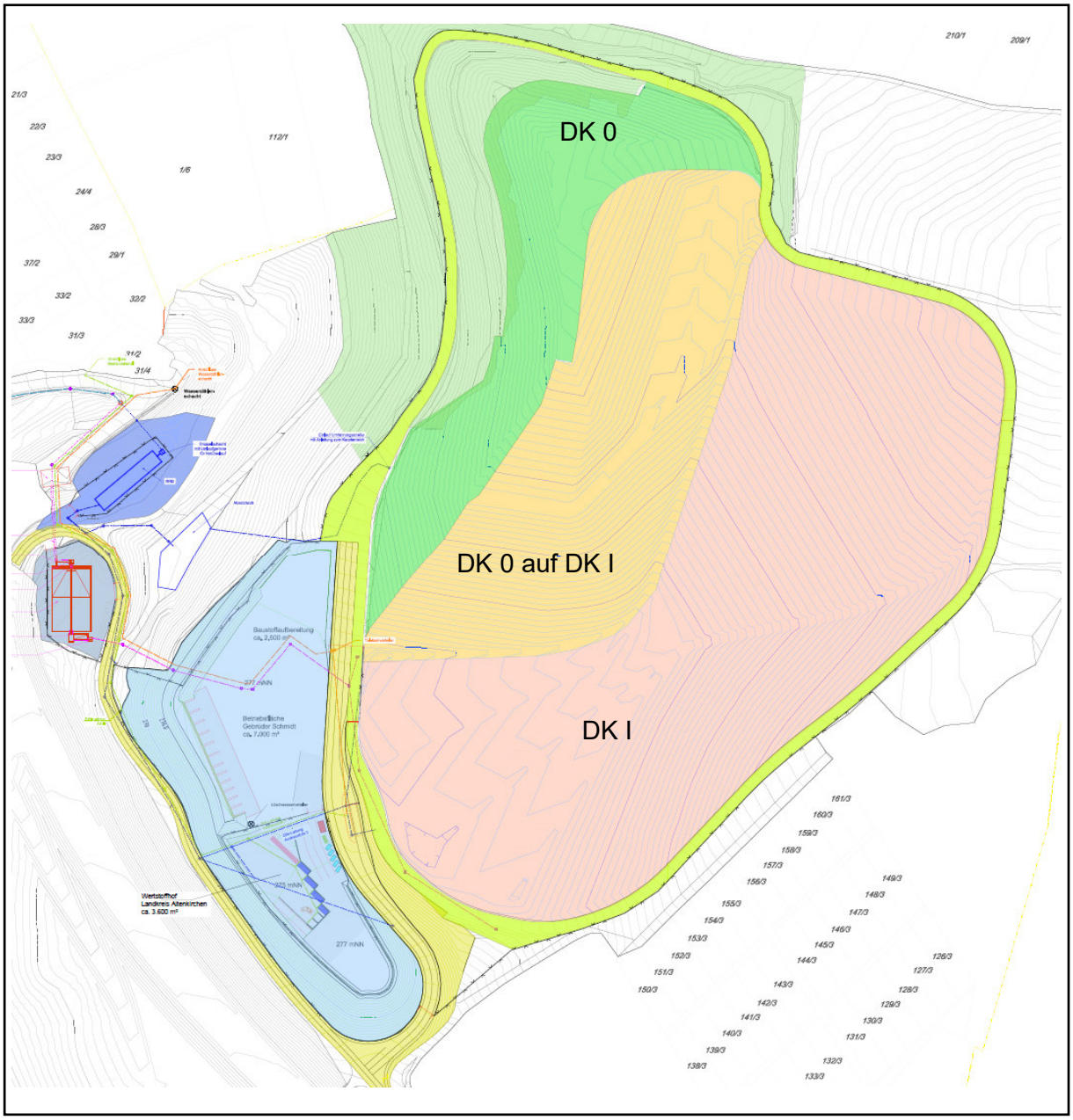


Abbildung 2: Darstellung der Deponieabschnitte

Die Aufstandsfläche der Deponiebasis und das Entwässerungssystems gehen nachfolgend aus Abbildung 3 hervor.

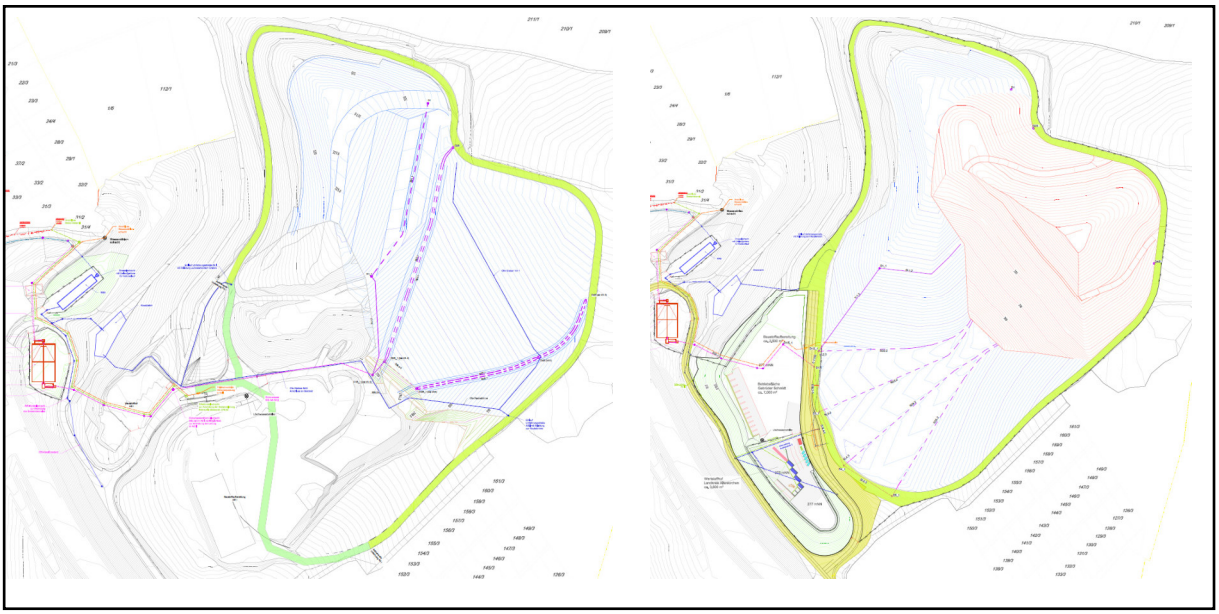


Abbildung 3: Deponieaufstandsfläche inkl. Darstellung des Basis-Entwässerungssystems für die Ausbaustufen AS I (links) und AS II (rechts)

Die Kubatur des mit einer Oberflächenabdichtung versehenen und rekultivierten Deponiekörpers ist Abbildung 4 zu entnehmen.

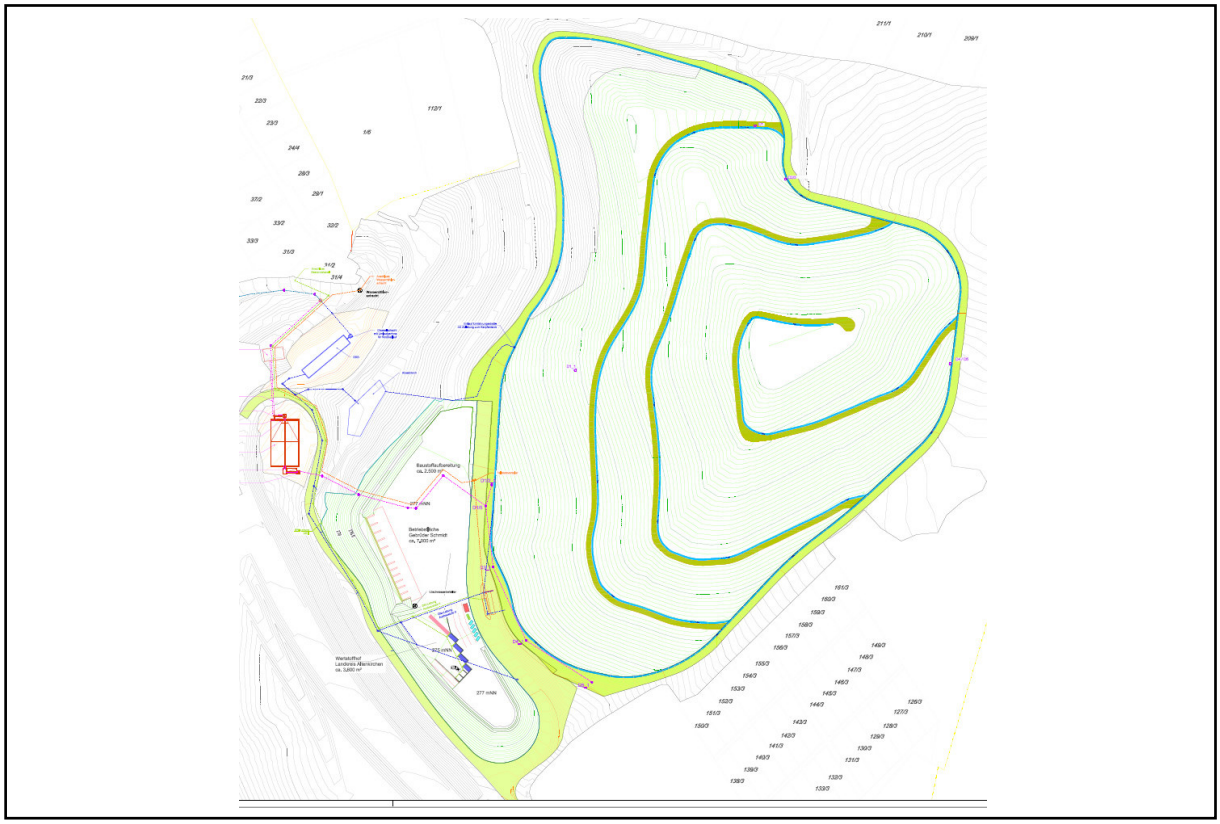


Abbildung 4: Kubatur des mit einer Oberflächenabdichtung versehenen und rekultivierten Deponiekörpers

3.2 Aufbau der Basisabdichtung

Der Aufbau des Basisabdichtungssystems im Deponiebereich ist gemäß Planung und vorläufigem Qualitätsmanagementplan wie folgt vorgesehen (von unten nach oben):

- Technische Barriere, d ≥ 1,00 m,
  Lagen á 25 cm, kf ≤ 1 x 10^{-9} m/s,
- Mineralische Dichtung d = 0,50 m,
  2 Lagen á 25 cm, k_f ≤ 5 x 10^{-10} m/s, nach Anhang 1 Tabelle 1 Nummer 2 DepV
- Mineralische Entwässerungsschicht, d = 0,50 m,
  doppelt gebrochener Splitt, Körnung d/D = 16/32,
  abschlämmbarer Anteil ≤ 0,5 Gew.-%, Kornanteil L/B > 3/1 ≤ 20 Gew.-%,
  Anteil gebrochener Körner maximal 10 Gew.-%,
  Kalziumcarbonatanteil ≤ 20 Gew.-%,
  gemäß DIN 19667, Deponieersatzbaustoff DK I (Spalte 6)
- Geotextiles Trenn- und Filtervlies, 300 g/m² mit BAM Zulassung
- Deponat

Abbildung 5 zeigt das Basisabdichtungssystem mit einer Neigung von 1:n = 1:3 .

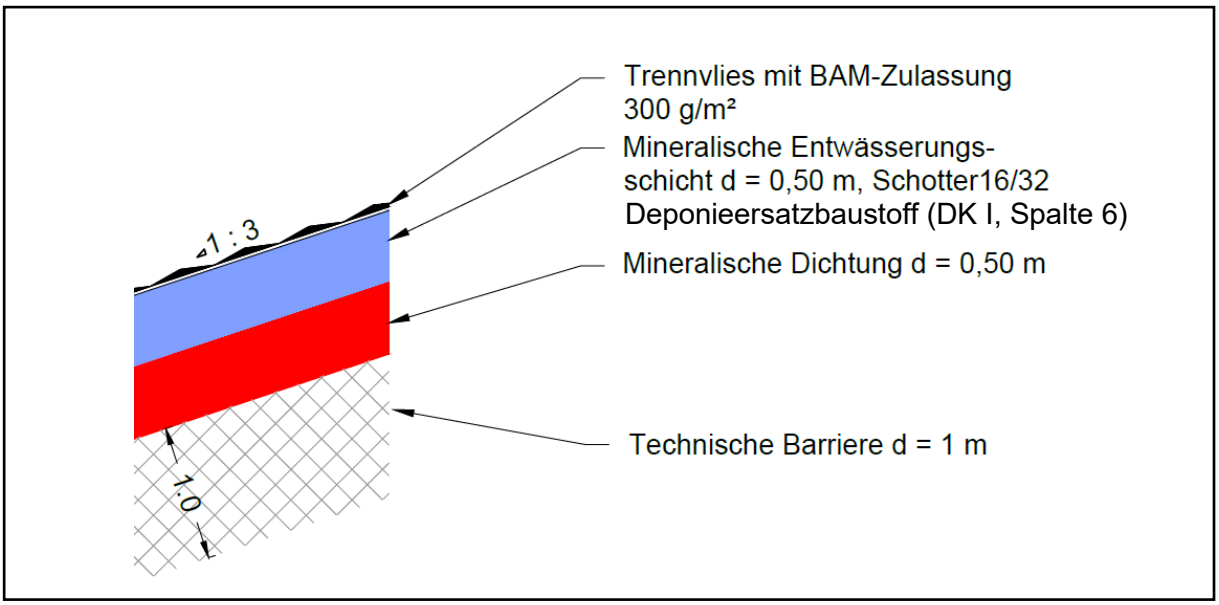


Abbildung 5: Grafische Darstellung des Regelquerschnitts der Basisabdichtung

Vor dem Hintergrund der Gleitsicherheit ist für das Basisabdichtungssystem die Kontaktfuge zwischen dem Geotextilen Trenn- und Filtervlies und dem Deponat als maßgeblich zu betrachten, da nicht auszuschließen ist, dass auch bindige Böden und Materialien als mineralische Abfälle eingelagert werden und gemäß GDA-Empfehlung E 2-7

/7/ Nachweis der Gleitsicherheit von Abdichtungssystemen, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. DGGT, Fachsektion 6 Umweltgeotechnik AK 6.1 – Geotechnik der Deponiebauwerke, Stand: August 2015

keine Adhäsion zwischen Geotextilien und bindigen Materialien angesetzt werden darf. Für die maßgebliche Gleitfuge ist demzufolge der Mindestreibungswinkel zu ermitteln, der für die jeweiligen Abfälle zu prüfen bzw. nachzuweisen ist.

3.3 Aufbau der Oberflächenabdichtung

Das Oberflächenabdichtungssystems für den in Abbildung 4 dargestellten Deponiekörper soll gemäß Planung und QMP aus nachgenannten Komponenten errichtet werden (von unten nach oben, s. Abbildung 6):

- Trag- und Ausgleichsschicht, d = 0,40 m,
  $k_f \geq 1 \times 10^{-4}$ m/s, gasgängig, Kalziumcarbonatanteil ≤ 30 Gew.-%,
  Zuordnungskriterien gemäß DepV, Anhang 3, Tabelle 2, Spalte 5
- Auflagerschicht (Trag- und Ausgleichsschicht GTD), d ≥ 0,10 m,
  Körnung 0/20 mm, Feinkornanteil mit Körnung ≤ 0,063 mm ≤ 20 %
- Geosynthetische Tondichtungsbahn (GTD) mit bundeseinheitlicher Eignungsbeurteilung durch LAGA Ad-hoc-AG "Deponietechnik"
- Sandschutzschicht d = 0,10 m,
- mineralische Entwässerungsschicht, d = 0,25 m,
  Körnung d/D = 2/32, $k_f \geq 1 \times 10^{-3}$ m/s
- Geotextiles Trenn- und Filtervlies, 300 g/m² mit BAM-Zulassung,
- Rekultivierungsschicht d = 1,50 m
  nFK ≥ 140mm - bezogen auf die Gesamtdicke der Rekultivierungsschicht

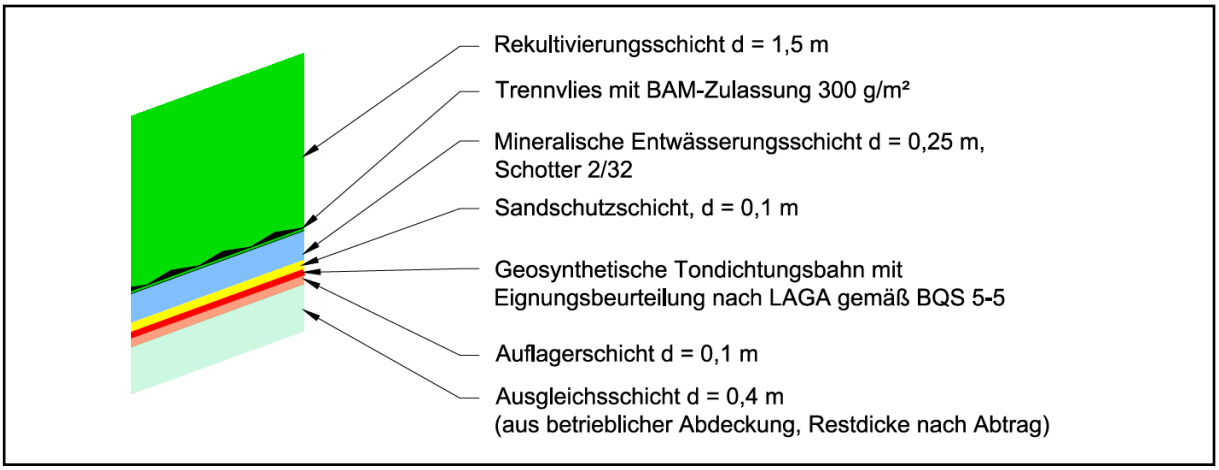


Abbildung 6: Grafische Darstellung des Regelquerschnitts der Oberflächenabdichtung

Analog zum Basisabdichtungssystem gilt auch die Kontaktfuge zwischen dem Geotextilen Trenn- und Filtervlies und der Rekultivierungsschicht als maßgeblich, so dass auch hier der entsprechende Mindestreibungswinkel zu berechnen und im Zuge der Ausführung der Oberflächenabdichtung mit den gemäß QMP geforderten Eignungsuntersuchungen nachzuweisen ist.

4 Baugrund-/Untergrundbeschaffenheit

Im Zuge der im Oktober 2018 durchgeführten Erkundungskampagne wurden im Bereich der vorhandenen DK-0-Deponie sowie der für die Neuerrichtung vorgesehenen Fläche die folgenden Untergrunduntersuchungen vorgenommen:

- neun Baggerschürfe (S01/18 bis S09/18) und
- zehn Drucksondierungen (DS1 bis DS10).

Die Lage der im Rahmen der Baugrunderkundung angelegten Baggerschürfe (rote Rechtecke) sowie der durchgeführten Drucksondierungen (rote Dreiecke) gehen nachfolgend aus Abbildung 7 hervor.

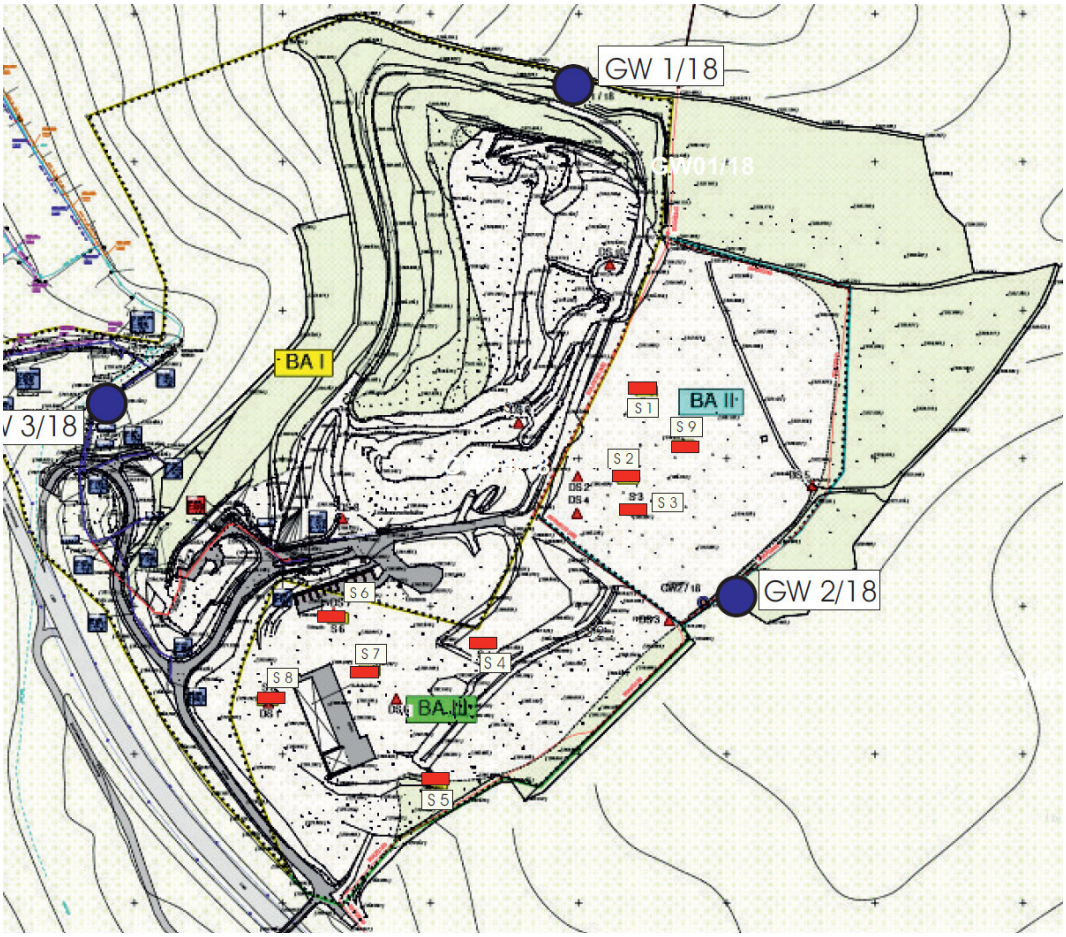


Abbildung 7: Lage der im Zuge der Baugrunderkundung angelegten Baggerschürfe und durchgeführten Drucksondierungen

In sämtlichen Baggerschürfen wurde an der Sohle bei einer Tiefe von im Mittel rd. 1,50 m die Felslinie aus Tonmergelstein angetroffen, der in die Bodenklassen 6 bis 7 gemäß DIN 18300 einzuordnen ist.

Überlagert wird diese Formation zum Teil von einem schluffigen Sediment, welches in den obersten Partien Durchwurzelung zeigte. Außerdem zeigten drei Schürfe eine Überlagerung des Tonmergelsteins mit einer Auffüllung, die im Sinne eines homogenen und uneingeschränkt tragfähigen Baugrundes ausgehoben werden sollte.

Grundsätzlich lassen sich die Untergrundverhältnisse im Bereich der geplanten Erweiterungsfläche wie folgt beschreiben.

- 0,00 bis 0,50 m u. GOK
  Tonmergelstein, schluffig, feinsandig, kiesig, schwach tonig
- 0,50 m bis 1,50 m u. GOK
  Tonmergelsteine, schwer lösbar (Bodenklasse 6)
- > 1,50 m u. GOK
  Felslinie des Tonmergelstein (Bodenklasse 7)

Grundwasser wurde in den Baggerschürfe nicht angetroffen.

Die ursprünglich bis in eine Tiefe von 15,0 m u. GOK geplanten Drucksondierungen wurden nach einer Endteufe von maximal rd. 7,0 m u. GOK aufgrund des hohen Spitzenwiderstandes abgebrochen.

Im Ergebnis der Erkundungskampagne sowie der in diesem Zuge durchgeführten bodenmechanischen Laboruntersuchungen wurde festgestellt, dass der Untergrund der geplanten DK I-Deponie mit seiner oberflächennahen Felslinie als homogener und tragfähiger Baugrund einzuordnen und demzufolge für die Errichtung der geplanten Deponie im Sinne der Deponieverordnung (DepV) geeignet ist.

5 Art und Umfang der Nachweise und Berechnungen

Im Zusammenhang mit der Standsicherheit sowie den zu erwartenden Setzungen sind die folgenden Nachweise zu erbringen:

1. Geländebruch/Grundbruch
2. Böschungsbruch
3. Gleitsicherheit der Basisabdichtung
4. Gleitsicherheit der Oberflächenabdichtung
5. Spreizsicherheit der Basisabdichtung
6. Setzungsprognose
7. Verformungsbetrachtung

Vor dem Hintergrund der Gesamtstandsicherheit des Deponiekörpers (innere und äußere Standsicherheit) sollen zunächst die folgenden Nachweise für die maßgeblichen Bemessungssituationen (BS-P, BS-T, BS-E) erbracht werden:

1. Geländebruch/Grundbruch nach EC 7 für die Deponiebasis und den erkundeten Untergrund (Ansatz eines fiktiven Fundamentes mit den Abmessungen der Deponieaufstandsfläche)
2. Böschungsbruch nach EC 7 i. V. m. DIN 4084 für die maßgebliche Böschung des Deponiekörpers

Die INGENUM GmbH führt die o. g. Berechnungen mit Hilfe der allgemein anerkannten Software „GGU-Stability“ durch.

Ergänzend zur Gesamtstandsicherheit sind Gleitsicherheitsnachweise für

3. das Basisabdichtungssystem und
4. das Oberflächenabdichtungssystem

nach Eurocode EC 7 i. V. m. DIN 1054 für die maßgebliche Böschung des jeweiligen Abdichtungssystems unter Betrachtung der verschiedenen Bemessungssituationen (BS-P und BS-T) zu führen.

Für das Basisabdichtungssystem wird in vorliegender Unterlage die

Spreizsicherheit nach BRAUNS

betrachtet.

Sämtliche Nachweise werden im Abgleich mit der Genehmigungsplanung für die maßgebenden Randbedingungen erbracht.

6 Standsicherheitsbetrachtung

6.1 Gesamtstandsicherheit

6.1.1 Vorbemerkungen

Ein Geländebruch wird nach E DIN 4084:2009-01 als Abrutschen eines Erdkörpers an einer Böschung, einem Hang oder einem Geländesprung, gegebenenfalls einschließlich des Stützbauwerkes und eines Teils des umgebenen Bodens infolge Ausschöpfens des Scherwiderstandes des Bodens und eventuell vorhandener Bauteile bezeichnet. Der rutschende Erdkörper kann sich dabei selbst verformen oder als annähernd starrer Körper abrutschen. Die Gleitfläche erscheint in einer Schnittebene als Gleitlinie. Die Sicherheit des Gleitkörpers gegen Abrutschen wird Geländebruchsicherheit genannt.

Ermittelt wird diese Sicherheit durch Berechnungen, bei deren Anwendung nach DIN 4082 davon ausgegangen wird, dass versuchsweise mehrere Gleitflächen durch den Boden gelegt werden. Für jeder dieser Gleitflächen wird die Standsicherheit gesondert ermittelt und der kleinste Sicherheitswert, der sich auf diese Weise ergibt, wird als Geländebruchsicherheit bezeichnet. Das rechnerische Grenzgleichgewicht ergibt sich dann als Gleichgewicht zwischen den Bemessungswerten der Einwirkungen und den mit dem Ausnutzungsgrad multiplizierten Bemessungswiderständen. Weitergehende Details zu den erforderlichen Berechnungsgrundlagen, den möglichen Berechnungsverfahren und den rechnerisch erforderlichen Sicherheiten nach dem Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte sind unter Zugrundelegung des probabilistischen Sicherheitskonzeptes dem Eurocode EC 7 zu entnehmen.

Grundsätzlich sind die folgenden Versagensrisiken unter Ansatz der Teilsicherheitsbeiwerte zu untersuchen:

- Ständige (persistente) Bemessungssituation (BS-P);
  ihr entsprechen die üblichen Nutzungsbedingungen des Tragwerks
- Vorübergehende (transiente) Bemessungssituation (BS-T);
  ihr entsprechen zeitlich begrenzte Zustände, Bauzustand mit Maschineneinsatz
- Außergewöhnliche Bemessungssituation (BS-A) bzw. Erdbeben (BS-E);
  sie bezieht sich auf außergewöhnliche Bedingungen für das Tragwerk bzw. Erdbeben

Beim <u>Böschungsbruch</u> innerhalb des Deponiekörpers wurde an einem Schnitt mit einer Neigung für den Deponiefuß von 1:3 und einer Neigung des Deponiekörpers von 1:3 sowie einer Verkehrslast von SLW 30 (16,7 kN/m²) mit einem Lösungsansatz nach Bishop-Breth / Lamellenverfahren mit kreisförmiger Gleitfuge und einer polygonalen Gleitfuge nach Janbu durchgeführt. Die Berechnungen wurden in einem repräsentativen Schnitt vorgenommen, der die Verhältnisse in Bezug auf Gefälle, Überlagerungshöhen und Ausgestaltung des Deponiekörpers abbildet.

Die Gleitsicherheit des Basis- und Oberflächenabdichtungssystems wird für eine Böschungsneigung von 1:3 für die maßgebenden Bemessungssituationen (BS-P und BS-T) untersucht.

6.1.2 Geländebruch nach EC 7 i. V. m. DIN 4084

Der Nachweis der Gesamtstandsicherheit des Deponiekörpers ist im vorliegenden Fall für den Endzustand nach Abschluss der Ablagerung und Rekultivierung zu führen.

Betrachtet wird der Versagensfall des Grundbruchs (Geländebruchs).

Der Grundbruch-Nachweis wurde nach Eurocode EC 7 mit Hilfe der GGU-Software „GGU-Footing“ geführt.

Im Zusammenhang mit dem Gelände-/Grundbruch-Nachweis für die Deponiebasis erfolgte eine detaillierte Untergrundbetrachtung auf Basis der im Zuge der Drucksondierungen gemessenen Werte des Spitzendrucks q_c sowie der Erkenntnisse der Baggerschürfe und Bohrungen. Den natürlich anstehenden Horizonten wurden die folgenden Steifemodule E_s zugeordnet:

- 0,00 bis 0,50 m u. GOK
  Tonmergelstein, schluffig, feinsandig, kiesig, schwach tonig
  E_s= 10 MN/m²
- 0,50 m bis 1,50 m u. GOK
  Tonmergelsteine, schwer lösbar (Bodenklasse 6)
  E_s= 20 MN/m²
- > 1,50 m u. GOK
  Felslinie des Tonmergelstein (Bodenklasse 7)
  E_s= 60 MN/m²

Basierend auf der oben dargestellten Unterteilung sowie auf den Labor- und Erkundungsergebnissen und unter Berücksichtigung des Aufbaus der Basisabdichtung wurden die folgenden bodenmechanischen Kennwerte auf der sicheren Seite liegend für den Grundbruch-Nachweis angesetzt:

Boden	$\varphi_{,k}$ [°]	$c_{,k}$ [kN/m²]	$\gamma_{,k}$ [kN/m³]	Bezeichnung
	27.50	5.00	19.00	bindiges Deponat
	27.50	5.00	18.00	Tonmergel; schluffig, feinsandig, kiesie
	32.50	10.00	19.00	Tonmergelgestein; schwer lösbar (Bodenklasse 6)
	37.50	15.00	20.00	Fels (Bodenklasse 7)
	27.50	5.00	18.00	Geotechnische Barriere
	22.50	10.00	17.00	Mineralische Dichtung
	37.50	0.00	20.00	Entwässerungsschicht

Abbildung 8: Übersicht der bodenmechanischen Kennwerte

Da ein potenzieller Geländebruch in der natürlich anstehenden Kies-Schicht und nicht in dem darunterliegenden Fels zu erwarten ist, wurde auf die Betrachtung des (deutlich scherfesteren) Fels verzichtet.

Für die Grundbruchbetrachtung wurde ausgehend von einer

Aufstandsfläche von rd. 84.500 m²

für ein fiktives Fundament mit den Abmessungen der

Deponieaufstandsfläche von rd.: L = 400 m x B = 215 m

und eine als Rechtsecklast (anstatt tatsächlich einer geringeren Dreieckslast) angesetzte

Auflast von 970 kN/m² und damit. rd. 1.000 kN/m²

gewählt.

Die Berechnung der Standsicherheit erfolgte mit dem Rechenprogramm „GGU-Stability“ der GGU-Software (Civilserve GmbH). Die verwendete Software liegt das Lamellenverfahren zugrunde und setzt die folgende Grundformel basierend auf DIN 4084 an:

$$f = \frac{r \cdot \sum_i T_i + \sum M_s}{r \cdot \sum_i G_i \cdot \sin \upsilon_i + \sum M}$$

$$T_i = \frac{\left[G_i - \left(u_i + \Delta u_i\right) \cdot b_i\right] \cdot \tan \phi_i + c_i \cdot b_i}{\cos \upsilon_i + 1/f \cdot \tan \phi_i \cdot \sin \upsilon_i}$$

Bezogen auf die Längeneinheit senkrecht zur Bildebene sind die Formelzeichen wie folgt definiert:

μ	Reziprokwert "**1/f**" gleich Ausnutzungsgrad
f	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 kNm/m, positiv, wenn sie antreibend wirken
M_s	Momente um den Mittelpunkt des Gleitkreises in kNm/m, jedoch aus Scherkräften, die in T_i nicht berücksichtigt sind
T_i	für die einzelne Lamelle vorhandene widerstehende tangentiale Kraft des Bodens in der Gleitfläche in kN/m
ν_i	Tangentenwinkel der betreffenden Lamelle zur Waagerechten in Grad, der beim Kreis gleich der Polarkoordinate ist
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
c_i	die für die einzelne Lamelle maßgebende Kohäsion in kN/m^2
u_i	der für die einzelne Lamelle maßgebende Porenwasserdruck in kN/m^2
Δu_i	der für die einzelne Lamelle maßgebende Porenwasserüberdruck in kN/m^2 infolge Konsolidierung des Bodens

Im Ergebnis der Berechnungen bleibt festzuhalten, dass ein Grundbruch ausgeschlossen und somit die Gesamtstandsicherheit des Deponiekörpers nachgewiesen ist.

6.1.3 Böschungsbruch nach EC 7 i. V. m. DIN 4084

Im Zusammenhang mit der inneren Standsicherheit des Deponiekörpers wird nachfolgend ergänzend zu Abschnitt 6.1.2 (Grundbruch) der Nachweis der Sicherheit gegen Böschungsbruch nach Eurocode EC 7 in Verbindung mit DIN 4084 zur abschließenden Betrachtung der Gesamtstandsicherheit unter Berücksichtigung der Erdbebenlast geführt.

Für die Böschungsbruch-Berechnungen wurden die Annahmen getroffen:

- Verfahren nach Bishop
- Böschungsneigung 1:3
- Höhe Deponat: 51 m
- Erdbebenzone 1 (Bemessungssituation BS-E (Erdbeben))
- Horizontale Erdbebenbeschleunigung: k_h = 0,086
- vertikale Erdbebenbeschleunigung: k_v = 0,028

Bei den oben angegebenen Erdbeschleunigungen handelt es sich um die ungünstigsten Werte für die Erdbebenzone 1.

Die Erdbebenzonen sind gemäß DIN EN 1998-1 wie in Abbildung 9 zuzuordnen.

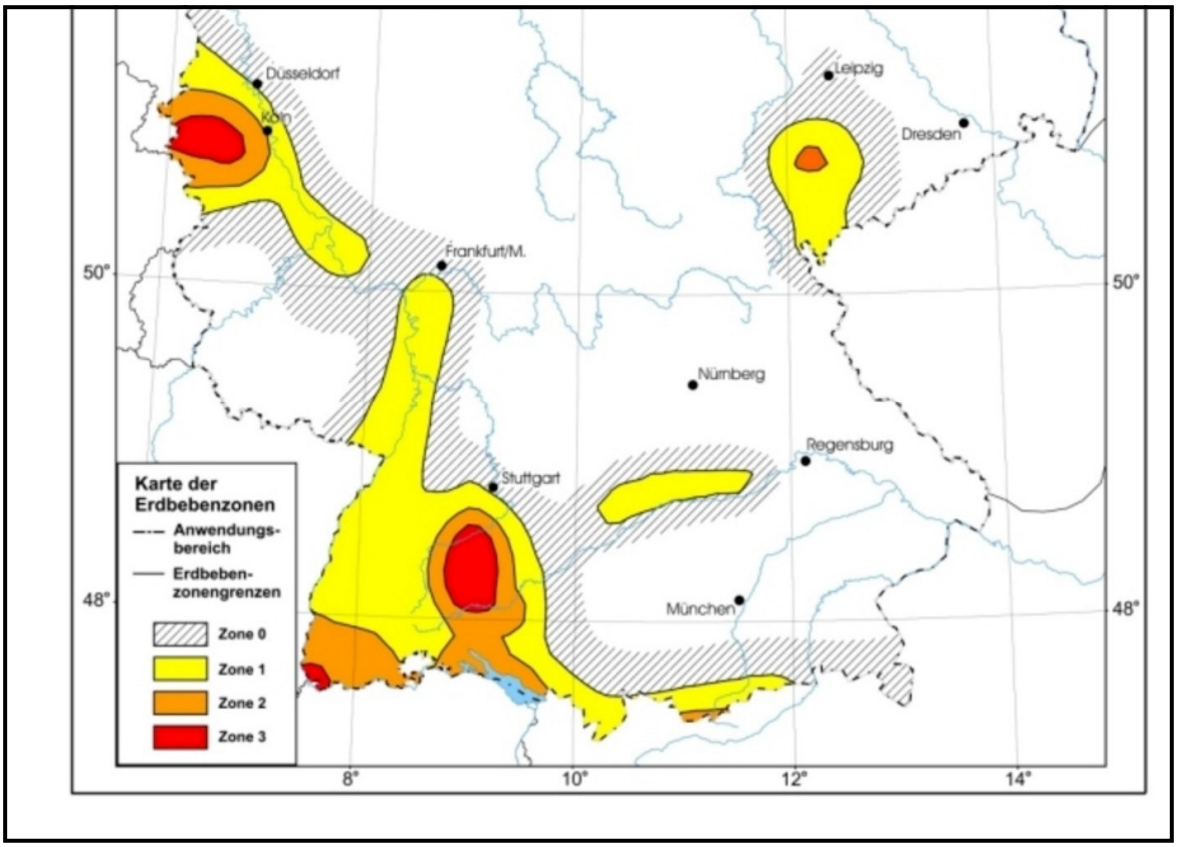


Abbildung 9: Auszug aus nach DIN EN 1998-1/NA: 2011-01, Erdbebenzonenkarte (ehemals DIN 4149:2005-04)

Die Böschungsbruch-Nachweise für das Deponat wurden unter Ansatz der in Abbildung 8 zusammengefassten bodenmechanischen Kennwerte geführt, wobei sowohl ein bindiges Deponat mit vergleichsweise geringem Reibungswinkel und somit vorhandener Kohäsion (vgl. Abbildung 8 und s. Anlage 3.1) als auch ein gemischt körniges Deponat mit φ = 32,5° und c = 0 kN/m² mit einem vergleichsweise hohem Reibungswinkel und ohne Kohäsion erfasst werden (s. Anlage 3.2).

Durch die Variation der Scherparameter soll die Schwankungsbreite der im Deponiekörper zur Ablagerung kommenden mineralischen Abfälle abgebildet werden, wobei die gewählten Ansätze wiederum auf der sicheren Seite liegen.

Die potenzielle Gleitfuge verschiebt sich somit in die Deponiebasis und deckt den maßgebenden Betrachtungsfall ab. Ein Böschungsbruch im Deponat ist während der Ablagerungsphase durch einen entsprechenden Betrieb und die zugehörigen Betriebsanweisungen zur Herstellung von temporären Arbeitsböschungen auszuschließen.

Die in Anlage 3.1 für einen bindigen Abfall (mit Kohäsion) mit

$$\varphi_k = 27{,}50°$$
und
$$c_k = 5{,}00\ kN/m^2,$$

sowie die in Anhang 3.2 für einen gemischt körnigen Abfall (ohne Kohäsion)

$$\varphi_k = 32{,}50°$$
und
$$c_k = 0{,}00\ kN/m^2,$$

Die für die Berechnungen angesetzte Erdbebenzone 1 wurde der maßgebenden DIN EN 1998-1/NA: 2011-01 entnommen. Die daraus resultierenden Bemessungswerte der Bodenbeschleunigung stammen aus der Datenbank der GGU-Software.

Die Böschungsbruch-Berechnungen mit/ohne Ansatz von Kohäsion (s. Anlage 3.1 und Anlage 3.2) wurden nach EC 7 i. V. m. DIN 4084 für die Bemessungssituationen

- BS-P – Endzustand (s. Anhang 3.1.1 bzw. Anhang 3.2.1)
- BS-T – Bauzustand (s. Anhang 3.1.2 bzw. Anhang 3.2.2)
- BS-E – Erdbeben (s. Anhang 3.1.3 bzw. Anhang 3.2.3)

vorgenommen und ergaben eine ausreichende Gesamtstandsicherheit des Deponiekörpers mit Ausnutzungsgraden von

- BS-P – Endzustand: $\mu = 0{,}73$ bzw. $\mu = 0{,}63 < 1$
  (s. Anhang 3.1.1 bzw. Anhang 3.2.1)
- BS-T – Bauzustand $\mu = 0{,}61$ bzw. $\mu = 0{,}58 < 1$
  (s. Anhang 3.1.2 bzw. Anhang 3.2.2)
- BS-E – Erdbeben $\mu = 0{,}52$ bzw. $\mu = 0{,}89 < 1$
  (s. Anhang 3.1.3 bzw. Anhang 3.2.3).

Die innere (Gesamt-) Standsicherheit wurde somit vollständig nachgewiesen.

6.2 Sicherheit gegen hangparalleles Gleiten nach EC 7 i. V. m. DIN 1054

6.2.1 Methodik, Randbedingungen und maßgebende Böschungsgeometrie

Aus den zur Verfügung gestellten Planungsunterlagen (Abschnitt 2.3, Abbildung 1) ist die maximale Böschungsneigung mit

$$1{:}n \leq 1{:}3 \quad (\beta = 18{,}4°)$$

anzusetzen.

Auf der sicheren Seite liegend wird in den als Anlage 4 beigefügten Berechnungen der Nachweis gegen Gleiten des Dichtungssystems ohne Bewehrungselement (Lastabtrag allein durch Scherfestigkeit in den Grenzflächen) bei einer Böschungslänge von L = 100,0 m geführt (quasi unendlich lange Böschung).

Der im Folgenden dargelegte Standsicherheitsnachweis bezieht sich auf den in Abschnitt 3.2 (Abbildung 5) dargestellten Aufbau der Basisabdichtung bzw. das in Abschnitt 3.3 (Abbildung 6) beschriebene Oberflächenabdichtungssystem.

Aufgrund der Tatsache, dass üblicherweise während der Bauausführung diverse mineralische Baustoffe zum Einsatz kommen, erfolgt die Berechnung von Mindestscherparametern.

Auf der sicheren Seite liegend wird jeweils die Kontaktfuge zum Geotextil als kritische Gleitfuge ohne Adhäsion betrachtet.

Anhand der Eignungsnachweise sowie im Zuge der baubegleitenden Qualitätssicherung ist zu prüfen bzw. sicherzustellen, dass die Mindestscherparameter sowie die in den Berechnungen angesetzten Randbedingungen eingehalten werden.

6.2.2 Nachweis der Gleitsicherheit

6.2.2.1 Grundlagen und Erläuterungen zum Nachweis

Die nachfolgende Methodik zur Nachweisführung entspricht dem aktuellen Stand der Technik. Die für die vorliegende Standsicherheitsbetrachtung maßgebenden Regelwerke sind dem Literaturverzeichnis zu entnehmen.

Abdichtungen von Abfalldeponien sollen über sehr lange Zeiträume die Infiltration von Niederschlagswasser in den Abfallkörper und/oder den Austritt von Deponiegas aus dem Abfallkörper kontrollieren. Es handelt sich um geschichtete Systeme aus verschiedenen Erdstoffen und Geokunststoffen. Auf den geneigten Flächen und steilen Böschungen ist das Schichtsystem permanent auf Schub beansprucht. Mit der Planung des Abdichtungssystems ist die Standsicherheit für den Bauzustand, den Betriebszustand und für den Endzustand nachzuweisen.

Die Standsicherheit von Abdichtungen auf Böschungen von Deponien und/oder Altlasten ist nach aktuellen nationalen und europäischen Normen mit dem Teilsicherheitskonzept zu führen. Der Nachweis wird in Anlehnung an den der Gesamtstandsicherheit im Grenzzustand GEO3 geführt. Betrachtet wird der Nachweis gegen Böschungs- oder Geländebruch nach [U2] – hier Nachweis der Gleitsicherheit in potentiellen Gleitflächen innerhalb des Abdichtungssystems (böschungsparalleles Gleiten). Das Abdichtungssystem wird hierbei nicht als Bauteil sondern vielmehr als ganzheitliches Bauwerk interpretiert, wodurch ein Nachweis nach Grenzzustand GEO-2/STR entsprechend [U1] bzw. [U2] nicht relevant ist.

Untersucht wird vorliegend die ständige Belastungssituation Endzustand (BS-P / vormals LF 1) und der Bauzustand mit Befahrung (BS-T / vormals LF 2) mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach [U1].

Für das Dichtungssystem aus Geokunststoffen muss gewährleistet werden, dass die an der Oberseite auftretenden Schubkräfte aus dem Eigengewicht der Schutz- und Entwässerungsschicht oder aus Lasten im Bauzustand mit der geforderten Sicherheit über Reibung zwischen den Komponenten in den Untergrund abgetragen werden können. Die in den Schichtgrenzen zwischen den verschiedenen Geokunststoffen und zwischen den Geokunststoffen und Erdstoffen wirksamen Reibungskräfte werden auf der physikalischen Grundlage des Reibungsgesetzes von Coulomb bestimmt. Danach ist die Reibungskraft in der Ebene der Schichtgrenze proportional zu der Normalkraft, mit der die beiden Schichten gegeneinandergedrückt werden. Der Proportionalitätsfaktor $\mu = \tan \delta$ heißt Reibungszahl oder Reibungskoeffizient.

Der Reibungswinkel δ hängt dabei von den Materialien und deren Oberflächenbeschaffenheit ab. Wenn für den Fall ohne äußere Normalkraft eine „Reibungskraft“ vorhanden ist, so wird diese „spannungsunabhängige“ Kraft infolge andersartiger Kraftwirkungen Adhäsion genannt.

Für geotechnische Standsicherheitsuntersuchungen von geschichteten Systemen aus Geokunststoffen und Erdstoffen kann die Reibung zwischen zwei Schichten durch eine nach Spannungsbereichen aufgeteilte, abschnittsweise Anwendung der *Coulombschen* Grenzbedingung näherungsweise beschrieben werden:

$$\tau = a + \sigma \cdot \tan \delta \qquad (0)$$

Bei einer Ausführung der Böschung mit der hier vorgegebenen maximalen Neigung wird für diesen Nachweis die ausreichende Standsicherheit der Böschung gegen Geländebruch ebenso wie eine ausreichende Standsicherheit der mineralischen Schichten vorausgesetzt. Damit wird auch eine für die vorgesehene Neigung ausreichende innere Scherfestigkeit der eingesetzten Böden vorausgesetzt.

Zum Nachweis der Sicherheit gegen Gleiten der Komponenten des Dichtungssystems untereinander muss die Grenzzustandsgleichung $R_d - E_d \geq 0$ gelten.

Beim Nachweis sind entsprechend der für den Grenzzustand gültigen Annahmen die Bemessungswerte der Einwirkungen E_d (hangabwärts gerichtete Kräfte) den Bemessungswerten der Widerstände R_d (Reibungskräfte in den Schichtgrenzen) gegenüberzustellen. Aus der Gegenüberstellung ergibt sich für die ungünstigsten Randbedingungen der Auslastungsgrad μ und es gilt:

$$\mu = \frac{E_d}{R_d} \leq 1{,}0 \qquad (1)$$

Die für den vorliegenden Nachweis relevanten Teilsicherheitsbeiwerte nach [U1] sind in Tabelle 1 angegeben.

Tabelle 1: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Widerstände nach [U1], GEO3

Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1054:2010-12	BS-P	BS-T
Einwirkungen		
ständige Einwirkungen γ_G	1,00	
ungünstige veränderliche Einwirkungen γ_Q	1,30	1,20
Widerstände		
Reibungsbeiwert tan φ' des Bodens γ_φ	1,25	1,15
Reibungsbeiwert tan δ' in Kontaktfuge zu Geokunststoffen γ_δ		
Kohäsion c' des Bodens γ_c		
Adhäsion a' in Kontaktfuge zu Geokunststoff γ_a		

Quelle: [U3]

6.2.3 Eingangswerte

6.2.3.1 Geometrie und grundlegende Ansätze

Gemäß der Planungsunterlagen, des Lageplans zur Gefälleauswertung (s. Anlage 2) sowie basierend auf den durchgeführten Eignungsuntersuchungen und Scherversuchen (s. Anlagen 4) werden folgende Randbedingungen zugrunde gelegt, die vor Ort auf Übereinstimmung zu prüfen sind:

Bodenwichten: γ = 19 kN/m³

Wasserwichte: γ_w = 10 kN/m³

Gesamtmächtigkeit der ersten Abfallschicht (Basis): d_{ges} = 0,50 m

Mindestmächtigkeit der ersten Abfallschicht
unter den Ketten b. Befahrung: d_1 = 0,50 m

bzw. für die Oberflächenabdichtung (OFA):

Gesamtmächtigkeit der Rekultivierungsschicht (OFA): d_{ges} = 1,50 m

Mindestmächtigkeit der Rekultivierungsschicht
unter den Ketten b. Befahrung: d_1 = 0,50 m

Aufstauhöhe:

- während des Einbaus der min. Schicht (bei Befahrung)
  und im Endzustand (auf der sicheren Seite): h_w = 0,02 m

Böschungsneigung ohne Bewehrungselement: β = 18,4° (1:3)

Böschungslänge: L_{max} = 100 m

6.2.3.2 Einbau der mineralischen Schichten

Der Einbau der mineralischen Schichten wird nachfolgend beschrieben und ist im Rahmen der Versuchsfeldherstellung großtechnisch und baupraktisch zu erproben. Bei einer abweichenden Einbaumethodik mit anderen Baugeräten ist die vorliegende Gleitsicherheitsberechnung auf ihre Gültigkeit zu prüfen.

Wie bereits in den Abschnitten 3.2 und 3.3 erläutert sind die Gleitfugen mit Geotextilien als maßgeblich zu betrachten, da bei bindigen Materialien -wie möglicherweise das Deponat in der Basis oder der Rekultivierungsboden in der Oberflächenabdichtung- keine Adhäsion gemäß GDA-Empfehlung E 2-7 /5/ angesetzt werden darf.

Demzufolge werden in den beigefügten Berechnungen zur Gleitsicherheit die folgenden kritischen Fugen betrachtet:

- Basisabdichtung: „Trenn- und Filtervlies vs. Deponat“
- Oberflächenabdichtung: „Trenn- und Filtervlies vs. Rekultivierungsboden“

Exemplarisch und repräsentativ für ein übliches Baugerät wird für die Betrachtung des Bauzustandes das Einschieben der mineralischen Entwässerungsschicht im vor-Kopf-Verfahren auf einer mindestens 50 cm mächtigen Schicht mittels Planierraupe vom Typ **Liebherr 724 LGP** mit folgenden Fahrparameter auf der sicheren Seite liegend zu Grunde gelegt:

Eigengewicht	G_R = 20,0 t (200 kN)
Kettenbreite	b_R = 0,92 m
Kettenlänge:	l_R = 3,35 m
Fahrgeschwindigkeit	v = 1,0 m/s (3,6 km/h)
Bremsverzögerung	t = 2,0 s

Das oben genannte Baugerät weist übliche Kenndaten auf und wurde mit 20 t Eigengewicht auf der sicheren Seite gewählt.

Im Zuge der Bauausführung ist zu prüfen, ob die Annahmen zutreffend sind. Bei ungünstigeren Gerätekenndaten sind die Berechnungen entsprechend anzupassen.

Unter Ansatz der o. g. Kenndaten errechnet sich die Bodenauflagerfläche zu

$$A = 2 \cdot 0{,}92\ m \cdot 3{,}35\ m = 6{,}16\ m^2$$

und somit der Bodendruck zu

$$200\ kN / 6{,}16\ m^2 =$$

$$\mathbf{32{,}47\ kN/m^2 = 32{,}47\ kPa}.$$

Maßgeblich wird für den Bauzustand die Planierraupe auf einer Schichtmächtigkeit von d = 0,50 m betrachtet.

6.2.4 Scherparameter

Im Rahmen der vorliegenden Berechnung sind die charakteristischen Kontaktreibungswinkel für die zu betrachtenden Scherfugen anzusetzen.

Nach GDA-Empfehlung E 2-7 (2008) [U4] sind die Laborwerte aus Scherversuchen entsprechend Gleichung (2) abzumindern:

$$\tan \delta_k' = \tan \delta_0 / 1{,}1 \qquad (2.1)$$

$$a'_k = a' / 2{,}0 \qquad (2.2)$$

Da bei der Basisabdichtung mit zunehmender Verfüllung die max. 1:3 geneigte Böschung durch entsprechende Vorschüttung mit Deponat stabilisiert wird, erfolgt für den <u>Endzustand</u> eine Betrachtung mit einer Überbauungshöhe von h = 10,00 m (s. Anlage 4.1.1).

Bei den Berechnungen der Sicherheit gegen hangparalleles Gleiten des Dichtungssystems werden im vorliegenden Standsicherheitsnachweis alle drei in Tabelle 2 dargestellten Scherfugen mit den jeweils geringsten mobilisierbaren Scherwiderständen als Mindestparameter untersucht.

6.2.5 Kräfte

6.2.5.1 Allgemeines

Für den hier behandelten Nachweis ist es ausreichend, 1 m breite, böschungsparallele Scherebenen (potentielle Gleitflächen) zu untersuchen (vgl. GDA E2-7 [U1] i. V. m. DIN 1054 [U4]). Die in der Berechnung angesetzten Kräfte sind Abbildung 10 zu entnehmen.

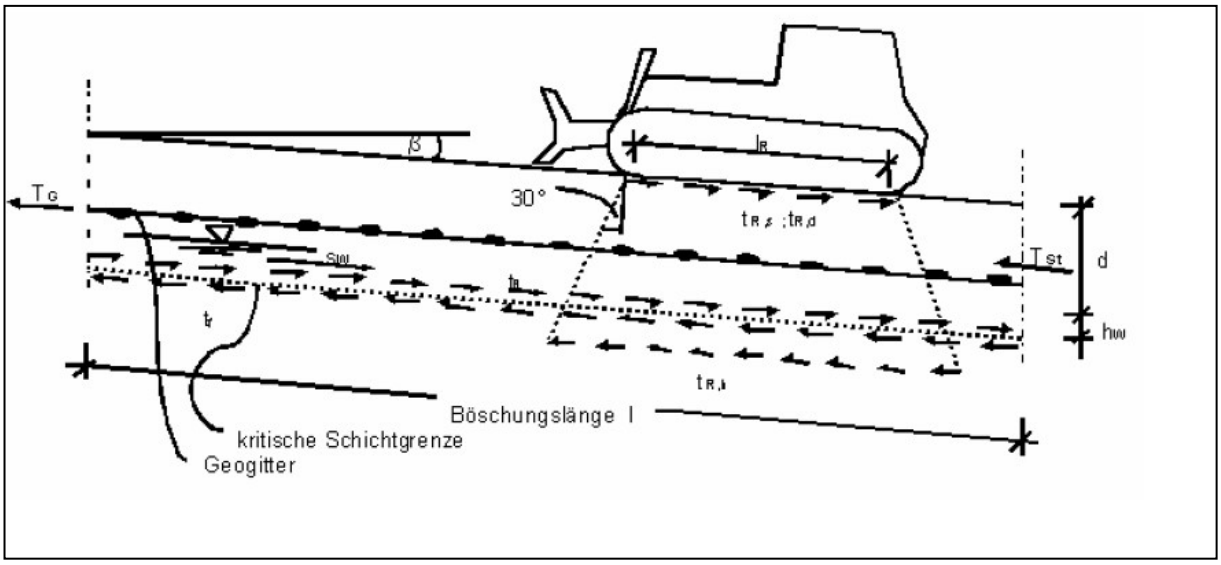


Abbildung 10: Kräfteansatz zum Nachweis der Deponieabdichtung

6.2.5.2 Einwirkungen

Schubkraft

Die aus dem Eigengewicht der Deckschichten resultierende Schubkraft $t_{B,d}$ pro lfd. Meter Böschungslänge in Böschungsfallrichtung lässt sich berechnen zu:

$$t_{B,d} = (\gamma \cdot d) \cdot \gamma_G \cdot \sin \beta \qquad (3)$$

Schneelast $t_{s,d}$

Für den Endzustand ist eine Schneelast s_k (kN/m²) auf der Deckschicht als treibende Kraft zu berücksichtigen (haltender Kraftanteil aus Schneelast). Pro lfd. Meter Böschungslänge in Böschungsfallrichtung ergibt sich:

$$t_{S,d} = s_k \cdot \gamma_Q \cdot \sin \beta \qquad (4)$$

Strömungskraft $s_{w,d}$

Nach einem starken Niederschlagsereignis kann es zu einem Aufstau in der Dränschicht kommen. Die infolge dessen auftretenden zusätzlich treibenden Kräfte werden als Strömungskraft bezeichnet. Nachfolgend wird bei dem Aufbau mit einem leistungsfähigen Dränsystem und nachgewiesenem Langzeitwasserableitvermögen angenommen, dass eine mittlere Aufstauhöhe von hw = 0,02 m nicht überschritten wird. Die Strömungskraft pro lfd. Meter Böschungslänge berechnet sich zu:

$$s_{W,d} = \gamma_w \cdot h_W \cdot \gamma_Q \cdot \sin \beta \qquad (5)$$

Zusätzliche Schubkräfte $t_{Rd,s}$ und $t_{Rd,d}$

Im Einbauzustand ist eine Befahrung des Dichtungssystems zu erwarten. Hierdurch treten zusätzliche aufzunehmende Schubkräfte in der kritischen Scherfuge auf. Diese setzen sich nach [U5] aus statischen ($t_{Rd,s}$) und dynamischen ($t_{Rd,d}$) Anteilen zusammen:

Schubkraft $t_{Rd,s}$ aus statischer Belastung

Die Schubkraft aus dem Eigengewicht des Fahrzeuges in Böschungsfallrichtung ergibt sich:

$$t_{Rd,s} = (G_R/A) \cdot \gamma_Q \cdot \sin \beta \qquad (6)$$

In Anlehnung an [U6], Abschnitt 4.4 (6), darf bei Überschüttung ein Lastausbreitungswinkel von 30° gewählt werden. Es ergibt sich daraus für die effektive Aufstandsfläche A:

$$A = (2 \cdot l_R \cdot b_R) + (4 \cdot (l_R + b_R) \cdot d_i \cdot \tan 30°) \qquad (6.1)$$

Schubkraft $t_{R,d}$ aus dynamischer Belastung

Die auftretenden Schubkräfte aus einer Vollbremsung der Fahrzeuge ergeben sich nach:

$$t_{Rd,d} = ((G_R / g) \cdot a_v) \cdot \gamma_Q / A \qquad (7)$$

Die Bremsverzögerung ergibt sich aus:

$$a_v = v / t \qquad (7.1)$$

6.2.5.3 Widerstände

Reibungskraft $t_{f,d}$

Die in der kritischen Scherfuge wirksam werdende Reibungskraft $t_{f,d}$ aus der Bodenauflast ergibt sich auf Grundlage der Gleichung 1 im Lastfall 1 pro lfd. Meter Böschungslänge zu:

$$t_f = (\gamma \cdot d_i) \cdot \cos\beta \cdot (\tan\delta_k)/\gamma_\delta + a_k/\gamma_a \qquad (8)$$

Schneelast $t_{s,h,d}$

Aus der im Endzustand zu berücksichtigenden Schneelast s_k (kN/m²) auf dem Oberboden ergibt sich eine Erhöhung der haltenden Kräfte in der Schichtgrenze pro lfd. Meter Böschungslänge in Böschungsfallrichtung zu:

$$t_{s,h,d} = s_k \cdot \cos\beta \cdot (\tan\delta_k)/\gamma_\delta + a_k/\gamma_a \qquad (9)$$

Stützkraft $S_{T,d}$ im Böschungsfußbereich

Für kurze Böschungen und bei einem Einbau des Bodens von unten nach oben (nicht gegeben bei der Anordnung von Bewehrungselementen!) kann eine haltende Kraft aus dem im Böschungsfußbereich eingebauten Boden als Stützkraft $S_{T,d}$ in die Berechnung eingehen. Im vorliegenden Fall wird diese <u>nicht</u> berücksichtigt.

$$S_{T,d} = 0{,}5 \cdot \gamma \cdot h_s^2 \cdot K_{ph,d} \cdot \cos\beta \qquad (10)$$

Zusätzliche Reibungskraft $t_{R,h,d}$ aus Eigengewicht des Fahrzeuges

Die haltende Kraft aus dem Eigengewicht des Fahrzeuges ergibt sich nach [U5] zu:

$$t_{R,h,d} = (G_R/A) \cdot \cos\beta \cdot (\tan\delta_k)/\gamma_\delta + a_k/\gamma_a \qquad (11)$$

6.2.6 Ermittlung des Auslastungsgrades im LF 2 – BS-T

Die haltenden Kräfte einer eventuell erforderlich werdenden Zugbewehrung $T_{G,d}$ werden zunächst zu Null gesetzt. Für den Endzustand ergibt sich aus der Integration der treibenden und haltenden Kräfte über die Böschungslänge der Nachweis:

$$\mu = \frac{(t_{B,d} + s_{w,d}) \times l_R + (t_{Rd,s} + t_{Rd,d}) \times l_R}{t_{f,d} \times l_R + t_{Rd,h} \times l_R + T_{G,d} + S_{t,d}} \qquad (12)$$

Für den Einbauzustand ergibt sich aus der Integration der treibenden und haltenden Kräfte über die Böschungslänge der Nachweis:

$$\mu = \frac{E_d}{R_d} \leq 1{,}0 \qquad (13)$$

Der Reibungswiderstand des Dichtungssystems muss höher sein als die im Einbauzustand durch die Befahrung der Böschung zusätzlich auf das Dichtungssystem wirkende Belastung. Die Fahrzeuge fahren dabei auf Schüttlagen mit der Dicke d. Die Berechnung ist hierbei für alle im Einbauzustand zu erwartenden Schüttstärken d_i durchzuführen, im Wesentlichen der ersten Schüttstärke d_1 und einer Gesamtmächtigkeit von d_{ges}.

Für die Berechnung ist weiterhin von entscheidender Bedeutung, ob für das Dichtungssystem im Lastfall 2 (d.h. unter Berücksichtigung der Schütthöhen) das Verhältnis κ der aus dem Eigengewicht der Bodenauflast wirkenden haltenden und treibenden Kräfte größer oder kleiner 1,0 wird. Für die Berechnung werden die haltenden Kräfte des Stützfußes $T_{St,d}$ und einer eventuell erforderlich werdenden Zugbewehrung $T_{G,d}$ zu Null gesetzt, um die Auslastung κ (treibende Kräfte / haltende Kräfte) zu ermitteln.

Das Verhältnis κ ergibt sich infolge der aus der Bodenauflast wirkenden Einzelkomponenten zu:

$$\kappa = ((t_{B,d} + s_{w,d}) \cdot l) / (t_{f,d} \cdot l + T_{G,d} + T_{St,d}) \qquad (14)$$

6.2.7 Kurzzeichen

a_k charakteristische Adhäsion (kN/m2), wird sicherheitshalber zu Null gesetzt

d Dicke der Bodenschichten (m)

d_i Dicke d_1 (bzw. d_{ges}) der Bodenschicht, auf der die Befahrung erfolgt (m)

h_w mittlere Aufstauhöhe (m)

h_s Höhe des Stützfußes (m)

$K_{ph,d}$ Erddruckbeiwert (-)

l Böschungslänge (m)

$s_{W,s}$ Strömungskraft (kN/m²)

$t_{B,d}$ Schubkraft in Böschungsfallrichtung (kN/m²)

$t_{f,d}$ mobilisierte Reibungskraft in der kritischen Scherfuge (kN/m²)

$T_{G,d}$ Zugkraft im Bewehrungselement (kN/m)

$S_{T,d}$ Stützkraft am Böschungsfuß (kN/m)

β Böschungsneigung (°)

γ Wichte des Bodens (kN/m³)

γ_w Wichte des Wassers (10 kN/m³)³)

δ_k charakteristischer Reibungswinkel der maßgebenden Kontaktfläche (°)

μ Auslastungsgrad (-)

γ_G Teilsicherheitsbeiwert (ständige Einwirkungen)

γ_Q Teilsicherheitsbeiwert (veränderliche Einwirkungen)

γ_δ Teilsicherheitsbeiwert Kontaktreibungswinkel (Widerstand)

γ_a Teilsicherheitsbeiwert Adhäsion (Widerstand)

φ_k charakteristischer Reibungswinkel (Boden)

A effektive Aufstandsfläche des Fahrzeuges unter Lastausbreitung

a_v Bremsverzögerung (m/s²)

b_R Breite der Raupenkette (m)

g Erdbeschleunigung (10 m/s²)

G_R Eigengewicht des Fahrzeuges (kN)

l_R Länge der Raupenkette (m)

s_k Schneelast (kN/m²)

$t_{S,d}$ Schubkraft aus Schneelast in Böschungsfallrichtung (kN/m²)

$t_{S,h,d}$ Mobilisierte Reibungskraft aus Schneelast (kN/m²)

$t_{Rd,d}$ Schubkräfte infolge einer Vollbremsung des Fahrzeuges (kN)

$t_{Rd,s}$ Schubkraft aus Eigengewicht des Fahrzeuges (kN/m²)

$t_{Rd,h}$ Reibungskraft in der kritischen Scherfuge aus Eigengewicht des Fahrzeuges (kN/m²)

t Zeit, die das Fahrzeug bis zum Stillstand benötigt (s)

v maximale Geschwindigkeit des Fahrzeuges (m/s)

6.2.8 Ergebnisse für die Basis- und Oberflächeabdichtung

Die Berechnungen zur Standsicherheit im Grenzzustand der Tragfähigkeit für die untersuchten Randbedingungen der Basisabdichtung sind in Anlage 4.1 für 1:n = 1:3 (β = 18,4°) geneigte Böschungsbereiche aufgeführt und nachfolgend in Tabelle 2 zusammengefasst.

Tabelle 2: Zusammenstellung der Ergebnisse für die max. 1:3 geneigte Basisabdichtung

Lastfall	Geo-metrie	Kennwerte Baugerät						Wasser-einstau	Schicht-dicke		Ergebnisse Ausnutzungsgrad µ für	
	l	1:n	G_R	l_R	b_R	v	t	h_w	d_1	d_{ges}	BS-P	BS-T
	[m]	-	[kN]					[kN/m²	[m]	[m]	[-]	[-]
BS-P / LF 1 End-zustand (s. Anl. 4.1.1)	-	1:3	-	-	-	-		0,02	0,25	10,00	**0,99** γ_k=22,8°	-
BS-T / LF 2 Bauzustand (s. Anl. 4.1.2)	100	1:3	200	3,35	0,92	1,0	2,0	0,02	0,25	0,50	-	**0,99** γ_k=25,9°

Die Berechnungen für den Endzustand (BS-P) bzw. den Bauzustand (BS-T) ergaben für die maßgebliche kritische Gleitfuge die folgenden charakteristischen Mindestreibungswinkel für das Basisabdichtungssystem (s. Anlage 4.1):

BS-P (Endzustand): $\delta_{k,Basis}$=22,8°

BS-T (Bauzustand): $\delta_{k,Basis}$=25,9°

Die Annahmen und Ergebnisse für die Berechnungen der Gleitsicherheit der Oberflächenabdichtung sind nachfolgend in Tabelle 4 dargestellt.

Tabelle 3: Zusammenstellung der Ergebnisse für eine max. 1:3 geneigte Oberflächenabdichtung

Lastfall	Geo-metrie	Kennwerte Baugerät						Wasser-einstau	Schicht-dicke		Ergebnisse Ausnutzungs-grad μ für	
	l	1:n	G_R	l_R	b_R	v	t	h_w	d_1	d_{ges}	BS-P	BS-T
	[m]	-	[kN]					[kN/m²]	[m]	[m]	[-]	[-]
BS-P / LF 1 End-zustand (s. Anl. 4.2.1)	-	1:3	-	-	-	-		0,02	0,50	1,50	**0,99** γ_k=23,1°	-
BS-T / LF 2 Bauzustand (s. Anl. 4.2.2)	100	1:3	200	3,35	0,92	1,0	2,0	0,02	0,50	1,50	-	**0,998** γ_k=25,9°

Im Ergebnis der Berechnungen des Oberflächenabdichtungssystems wurden für den Endzustand (BS-P) bzw. den Bauzustand (BS-T) die folgenden charakteristischen Mindestreibungswinkel ermittelt (s. Anlage 4.2):

BS-P (Endzustand): $\delta_{k,Basis}$=23,1°

BS-T (Bauzustand): $\delta_{k,Basis}$=25,9°

Zusammenfassend bleibt basierend auf den als Anlage 4 beigefügten Berechnungen festzustellen, dass für eine ausreichende Sicherheit gegen hangparalleles Gleiten sowohl für die Basis- als auch die Oberflächenabdichtung ein charakteristischer Mindestreibungswinkel von

$$\delta_{k,min,Basis} = 25{,}9° = \delta_{k,min,\ OAD}$$

sicherzustellen ist.

6.3 Spreizsicherheit des Böschungsfußes

Als Spreizsicherheit wird das Ausweichen des Böschungsfußes infolge nicht ausreichender Aufnahmefähigkeit von Spreizspannungen in der Aufstandsfläche bezeichnet. Mit dem Ansatz von BRAUNS lässt sich der Einfluss der Neigung der Aufstandsfläche erfassen, wobei der erforderliche Sohlreibungswinkel wie folgt ermittelt wird:

$$\tan\delta_{erf} = \frac{\tau_\varepsilon}{\sigma_\varepsilon} = \frac{\sin\phi \cdot \sin\left[\arcsin\left(\frac{\sin\beta}{\sin\phi}\right) - \beta + 2\varepsilon\right]}{1 + \sin\phi \cdot \cos\left[\arcsin\left(\frac{\sin\beta}{\sin\phi}\right) - \beta + 2\varepsilon\right]}$$

Die Neigung ε des Untergrundes (Aufstandsfläche) wird auf der sicheren Seite liegend mit

$$\varepsilon = 5{,}9°$$

angesetzt.

Für das Dammschüttmaterial wird ein Reibungswinkel

$$\varphi = 27{,}5°$$

angenommen.

Analog zu den bisherigen Ansätzen für die Böschungsneigung wird

$$\beta = 18{,}4° \ (1{:}3)$$

gewählt.

Bei dem vorhandenen Sohlreibungswinkel kann auf der sicheren Seite liegend

$$\delta_{vorh} = 22{,}5 \text{ bzw. } \delta_{vorh,k} = 18{,}00°$$

vorausgesetzt werden.

Die entsprechende Berechnung der Spreizsicherheit lässt sich somit wie folgt zusammenfassen

Spreizsicherheit von Böschungen auf geneigtem Gelände nach Brauns mit dem Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, 2005-1

Böschungswinkel β =	18,41 °	1:3,00	
Reibungswinkel Deponat φ =	27,5 °		
Untergrundneigung ε =	5,9 °		
vorhandener Sohlreibungswinkel δvorh. =	22,5 °	δvorh.k =	18,00 °
Teilsicherheitswert für Scherfestigkeiten $\gamma\varphi$ =	1,25	BS-P GEO-3	
Teilsicherheitswert für Scherfestigkeiten $\gamma\delta$ =	1,25	BS-P GEO-3	

erforderliche Sohlreibungswinkel:

$$\delta_{erf.d} = \frac{\sin\varphi_k \cdot \frac{1}{\gamma_\varphi} \cdot \sin\left[\arcsin\left(\frac{\sin\beta_d}{\sin\varphi_k \cdot \frac{1}{\gamma_\varphi}}\right) - \beta_d + 2\cdot\varepsilon_d\right]}{1 + \sin\varphi_k \cdot \frac{1}{\gamma_\varphi} \cdot \cos\left[\arcsin\left(\frac{\sin\beta_d}{\sin\varphi_k \cdot \frac{1}{\gamma_\varphi}}\right) - \beta_d + 2\cdot\varepsilon_d\right]}$$

$\tan\delta_{erf.d}$ = 0,2378

$\delta_{erf.d}$ = 13,4 °

Ausnutzungsgrad:

$$\mu = \tan\delta_{erf.d} / \tan\delta_{vorh.k} \leqq 1{,}00$$

μ = 0,72

Die Spreizsicherheit für eine 1:3 geneigte Böschung auf der technischen Barriere ist demzufolge mit einem Ausnutzungsgrad von 0,72 gegeben.

7 Setzungen und Verformungsbetrachtung

7.1 Zu erwartende Setzungen

Gemäß Deponieverordnung (DepV) ist durch die technische Planung sicherzustellen, dass es zu keinem dauerhaften Einstau von Sickerwasser im Deponiekörper kommt und somit das Sickerwasser durch das Entwässerungssystem der Basisabdichtung über die Dränageleitungen, das Durchdringungsbauwerk und die Sickerwasserschächte planmäßig abgleitet wird.

Vor diesem Hintergrund muss die Basisabdichtung dauerhaft, d. h. nicht nur zum Zeitpunkt der Errichtung, sondern über die gesamte Betriebsdauer bis zur Stilllegung und darüber hinaus auch für die Dauer der Nachsorgephase, ein Mindest(-längs-)gefälle von 1% aufweisen.

Aus den in Abbildung 1 enthaltenen Schnitten geht hervor, dass die Neigung der Deponieaufstandsfläche und damit auch das Mindestgefälle der Basisabdichtung deutlich höher ist. Gemäß Planung ist ein Mindestgefälle von 3% garantiert.

Die nachfolgende Setzungsbetrachtung basiert auf dem planerisch maßgebenden Längsschnitt und den in Abbildung 11 dargestellten Betrachtungspunkten.

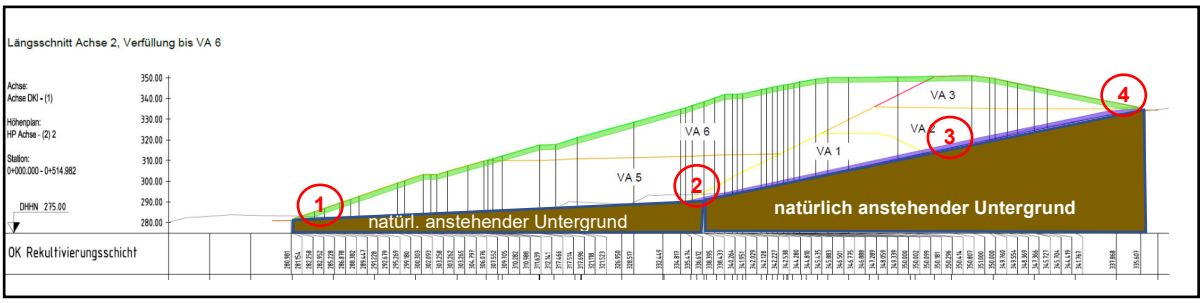


Abbildung 11: Maßgeblicher Längsschnitt durch den geplanten Deponiekörper mit Darstellung relevanter Betrachtungspunkte

Grundsätzlich hängen die zu erwartenden Setzungen im Wesentlichen von nachstehenden Einflussgrößen abhängig:

- Untergrundbeschaffenheit (Homogenität, Schichtung und Steifemodul)
- Konsolidierungsgrad (Verdichtung)
- Auflast (Höhe der Abfalleinlagerung

Für den natürlich anstehenden Untergrund sind die nachgenannten Horizonte und Steifemodul E_s anzusetzen (vgl. Abschnitt 6.1.2):

- 0,00 bis 0,50 m u. GOK
  Tonmergelstein, schluffig, feinsandig, kiesig, schwach tonig
  E_s= 10 MN/m²
- 0,50 m bis 1,50 m u. GOK
  Tonmergelsteine, schwer lösbar (Bodenklasse 6)
  E_s= 20 MN/m²
- > 1,50 m u. GOK
  Felslinie des Tonmergelstein (Bodenklasse 7)
  E_s= 60 MN/m²

Aufgrund des hohen Konsolidierungsgrades des natürlichen Untergrundes und angesichts der fehlenden Auflast werden die Setzungen der in Abbildung 11 bezeichneten Betrachtungspunkte 1 und 4 mit

$$s_1 = s_4 = 0{,}00 \text{ m}$$

angesetzt.

Unter Ansatz einer Auflasthöhe von 51 m mit einer Wichte von 19 kN/m³ und der daraus resultierenden Auflastspannung von 969 kN/m² lassen sich die zu erwartenden Setzungen mit der Formel

$$s\ (m) = \sigma \times (d_1 / E_{S1} + d_2 / E_{S2} + \ldots + d_n / E_{Sn})$$

-wie nachfolgend in Tabelle 4 zusammengefasst- in Betrachtungspunkt 2 bei Station 0+241.830 ermitteln.

Tabelle 4: Tabellarische Übersicht der in Betrachtungspunkt 2 zu erwartenden Setzungen

Nr.	Tiefe [m] uGOK	Schichtstärke d [m]	Bodenart	Steife-modul E_s [MN/m²]	Setzung s [cm]
1.1	0,00 – 0,25	0,50	Tonmergelstein, schluffig, feinsanig, kiesig, schwach tonig	10	4,8
1.2	0,50 – 1,50	1,00	Tonmergelstein e, schwer lösbar (Bodenklasse 6)	20	4,8
1.3	1,50 – 3,00	1,50	Felsgestein	60[1)]	2,4
1.4	3,00 – 10,00	7,00	Felsgestein	120[1)]	5,7
1.5	10,00 – 100,00	90,00	Felsgestein	>200[1)]	43,6
Summe der zu erwartenden Setzungen in Betrachtungspunkte 2					s_2 =**61,3**

1) sicheren Seite liegend unter Vernachlässigung der Spannungsabnahme über die Tiefe.

Bei dem bei Station 0+356.000 befindlichen Betrachtungspunkte 3 ist eine Auflasthöhe von rd. 36 m geplant, so dass sich eine Auflastspannung von 684 kN/m³ ergibt. Zwischen den beiden Betrachtungspunkten 2 und 3 steht über die Länge von rd. 215 m ausschließlich natürlicher Untergrund an.

Tabelle 5: Tabellarische Übersicht der in Betrachtungspunkt 3 zu erwartenden Setzungen

Nr.	Tiefe [m] uGOK	Schichtstärke d [m]	Bodenart	Steife-modul E_s [MN/m²]	Setzung s [cm]
3.1	0,00 – 0,25	0,50	Tonmergelstein, schluffig, feinsanig, kiesig, schwach tonig	10	3,4
3.2	0,50 – 1,50	1,00	Tonmergelstein e, schwer lösbar (Bodenklasse 6)	20	3,4
3.3	1,50 – 3,00	1,50	Felsgestein	60[1)]	1,7
3.4	3,00 – 10,00	7,00	Felsgestein	120[1)]	4,0
3.5	10,00 – 100,00	90,00	Felsgestein	>200[1)]	30.8
Summe der zu erwartenden Setzungen in Betrachtungspunkte 3					s_3 =**43,3**

Aus Tabelle 5 geht hervor, dass sich die Setzungen s_3 des natürlich anstehenden Untergrunds zu 43,3 cm summieren. Die Setzungsdifferenz zwischen Betrachtungspunkt 2 (s_2 = 61,3 cm) und Betrachtungspunkt 3 (s_3 = 43,3 cm**)** errechnet sich somit zu 18 cm.

Der Abstand zwischen den beiden

- Betrachtungspunkt 2: Station 241.830 und
- Betrachtungspunkt 3: Station 356.000

beträgt 114,70 m.

Während das Gefälle zwischen den beiden Betrachtungspunkten 2 und 3 bei den Stationen 0+241.830 und 0+356.000 vor der Errichtung des Basisabdichtungssystems mit einer Höhendifferenz von rd. 21 m

18,4% (1:5,4)

aufweist, erhöht sich die Neigung nach Abklingen der zu erwartenden Setzungen um rd. 0,2 % auf 18,6 %.

Der Abstand zwischen

- Betrachtungspunkt 2: Station 241.830 und
- Betrachtungspunkt 1: Station 0.058

beträgt 183,8 m, wobei sich der Betrachtungspunkt 1 mangels Auflast nicht setzt (s_1 = 0 cm) und im Betrachtungspunkt 2 eine Setzung von s_2 = 61,3 cm prognostiziert wird. Das geplante Längsgefälle von mindestens 3 % reduziert sich somit um 0,3 % auf 2,7 % und hält das gemäß Deponieverordnung geforderte Mindestgefälle von 1% deutlich ein.

Aufgrund der großen Neigungen der Flächen im Bereich der Multifunktionalen Abdichtung („Deponie auf Deponie“) von in der Regel mehr als 15 % bedarf es dort keiner weitergehenden Setzungsberechnungen. Die zu erwartenden Setzungen haben im steiler geneigten DK-0-Bereich keinen nennenswerten Einfluss auf die Funktion des Basisentwässerungssystems.

Die Wahrscheinlichkeit eines negativen Einflusses von bergbaulichen Aktivitäten in der Vergangenheit auf die geplante DK-I-Deponie wird aufgrund der Tiefe von mehr als 800 m unterhalb des Deponieplanums und der damit verbundenen Reduzierung der Spannungen aus der zusätzlichen (Deponie-)Auflast als vernachlässigbar eingeordnet. Weitere Details zum historischen Bergbau sind dem Bericht zur geologischen und hydrogeologischen Erkundung des Untergrundes zu entnehmen (s. /1/, Abschnitt 7).

Um die dauerhafte Funktion der Deponiebasis mit ihren Entwässerungseinrichtung zu garantieren, werden während der Betriebs- und Stilllegungsphase regelmäßige Kamerabefahrungen der Sickerwasserrohre sowie Vermessungen vorgenommen, die verlässliche Aussage zu den tatsächlichen Setzungen erlauben.

7.2 Verformungsbetrachtung

Ergänzend zu der in Abschnitt 7.1 vorgenommenen Setzungsbetrachtung sind die Verformungen hinsichtlich des Krümmungsradius der mineralischen Dichtung und der damit verbundenen Funktionsfähigkeit zu bewerten.

Die Verformungsfigur zwischen den beiden Betrachtungspunkten 2 und 3 (s. Abbildung 11) ist mittels der nachfolgenden Beziehung zu beschreiben:

$$R = (h / 2) + [s^2 / (8 * h)]$$

mit R = Krümmungsradius [m]
h = Durchbiegung/Setzung im Stich [m]; hier Δ s = 0,958 m
s = Breite des Kreisabschnittes [m]; hier L = 114 m

$$R = (0{,}180 / 2) + [114^2 / (8 * 0{,}180)] = 9.025 \text{ m}$$

Mit der berechneten Durchbiegung im Stich, also der Setzung an der ungünstigsten Stelle der geplanten Basisabdichtung (h = 0,180 m = Δ s), und der Länge dieses Bereiches, also die Breite des Kreisabschnittes (s = 114 m = L), lässt sich so der maßgebliche Krümmungsradius für das mineralische Dichtungsmaterial errechnen.

Der aus der maximal zu erwartenden Setzungsdifferenz ermittelte Krümmungsradius von rd.

$$R = 9.000 \text{ m}$$

hält die Vorgabe von R = 200 m deutlich ein. Angesichts des hohen Krümmungsradius bzw. der geringen Verformung ist von zu vernachlässigenden Dehnungen auszugehen.

Das vorgesehene mineralische Abdichtungsmaterial muss in der Lage sein, gleichmäßige und ungleichmäßige Verformungen ohne Beeinträchtigung der Abdichtungswirkung aufzunehmen. Ein entsprechender Nachweis nach den GDA-Empfehlungen E 2-13 kann entfallen, wenn ein mindestens mittelplastischer feinkörnigem Boden (z. B. der Bodengruppe TM oder TA nach DIN 18122) den Krümmungsradius R = 200 m nicht unterschreitet. Die bodenmechanischen Kennwerte des mineralischen Dichtungsmaterials zur Herstellung der geologischen Barriere sind im Zuge der Eignungsuntersuchungen bzw. im Ergebnis der Eignungsfeststellung zu prüfen und nachzuweisen.

8 Fazit und abschließende Empfehlungen

Basierend auf den Planungsunterlagen des Planfeststellungsantrages für die Deponie Kirchen-Wehbach bleibt im Ergebnis der vorliegenden Standsicherheitsbetrachtung festzustellen, dass sowohl die Gesamtstandsicherheit des geplanten Deponiekörpers gegeben ist als auch die Gleitsicherheit bei Einhaltung eines charakteristischen Mindestreibungswinkels von $\delta_{k,min}$ = 25,9° nachgewiesen ist.

Auf Grundlage der in 2018 vorgenommenen Standort- und Baugrunderkundungen sowie der in diesem Zuge durchgeführten bodenmechanischen Laboruntersuchungen lassen sich die zu erwartenden Setzungen für die maßgeblichen Schnitte und Betrachtungspunkte im Bereich des natürlichen Untergrundes (der DK-I-Deponie) zu rd. 0,61 m berechnen.

Aufgrund der großen Neigungen der Basisabdichtung im Bereich der Multifunktionalen Abdichtung („Deponie auf Deponie“) von mehr als 15 % bedarf es dort keiner weitergehenden Setzungsberechnungen. Die zu erwartenden Setzungen haben im steiler geneigten DK-0-Bereich keinen nennenswerten Einfluss auf die Funktion des Basisentwässerungssystems.

Der aus der maximal zu erwartenden Setzungsdifferenz ermittelte Krümmungsradius von rd. R = 1.700 m hält die Vorgabe von R = 200 m deutlich ein. Angesichts des hohen Krümmungsradius bzw. der geringen Verformung ist von zu vernachlässigenden Dehnungen auszugehen.

Abschließend wird darauf hingewiesen, dass die vorliegende Standsicherheitsbetrachtung im Zuge der Bauausführung im Abgleich mit den tatsächlich zum Einsatz kommenden mineralischen und geotextilen Baustoffen zu prüfen ist.

Des Weiteren gilt es insbesondere die Vorgaben des Qualitätsmanagementplans (QMP) einzuhalten sowie die Erkenntnisse aus der Errichtung der Versuchsfelder mit der jeweils erprobten Einbautechnologie vor dem Hintergrund der Standsicherheit zu bewerten.

Bottrop, 12.05.2020

Projektleiter: Dipl.-Ing. T. Rath
Projektingenieurin: Dipl. Geol. H. Blume

T. Rath

Dipl.-Ing. Thorsten Rath
INGENUM GmbH

Nachweis der Standsicherheit inkl. Setzungen und Verformungsbetrachtung (StaSNW-1.1)

Quellenverzeichnis

/1/ Bericht zur geologischen und hydrogeologischen Erkundung des Untergrundes vor dem Hintergrund der Standsicherheit und des Grundwassermonitorings, Neuerrichtung der DK I - Deponie Kirchen-Wehbach, BE-01.3, Stand 08.05.2020

/2/ Bericht zur ergänzenden hydrogeologischen Erkundung des Untergrundes vor dem Hintergrund des Grundwassermonitorings, Neuerrichtung der DK I - Deponie Kirchen-Wehbach, BE-02.5, Stand 11.05.2020

/3/ Ergänzender Bericht zur hydrogeologischen Erkundung des Untergrundes vor dem Hintergrund des Grundwassermonitorings, Neuerrichtung der DK I – Deponie Kirchen-Wehbach BE-03.1, INGENUM GmbH, Stand: 12.05.2020

/4/ Konzept zum Nachweis der Standsicherheit, Ingenieurleistungen im Rahmen der Neuerrichtung der DK-I-Deponie Wehbach in Altenkirchen (StaNW-Ko-01), INGENUM GmbH, Stand: 09.03.2020

/5/ Vorläufiger Qualitätsmanagementplan, Deponie Kirchen-Wehbach, Neuerrichtung der DK I-Deponie sowie Bau eines Wertstoffhofes, Ingenieurgruppe RUK GmbH, Stand: März 2020

/6/ Verordnung über Deponien und Langzeitlager (Deponieverordnung - DepV) vom 27. April 2009 (BGBl. I S. 900), letzte Änderung vom 27. September 2017 (BGBl. I S. 3465)

/7/ Nachweis der Gleitsicherheit von Abdichtungssystemen, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. DGGT, Fachsektion 6 Umweltgeotechnik AK 6.1 – Geotechnik der Deponiebauwerke, Stand: August 2015

Nachweis der Standsicherheit inkl. Setzungen und Verformungsbetrachtung (StaSNW-1.1)

Literaturverzeichnis

(im Zusammenhang mit dem
Nachweis der Sicherheit gegen hangparalleles Gleiten
s. Abschnitt 6.2)

[U1] DIN 1054:2010-12: Zulässige Belastung des Baugrundes, 2010

[U2] DIN 4084:2009-1 Geländebruchberechnungen, 2009

[U3] Empfehlungen des Arbeitskreises „Geotechnik der Deponiebauwerke“ der DGGT e.V.: E 3-8 „Reibungsverhalten von Geokunststoffen“, Bautechnik 82 (2005), Heft 9, Verlag Ernst & Sohn, Berlin

[U4] Empfehlungen des Arbeitskreises „Geotechnik der Deponiebauwerke“ der DGGT e.V.: E 2-7 „Standsicherheit von Dichtungssystemen“, Entwurf, Bautechnik 9/2008

[U5] Saathoff, F., Werth, K. (2005): Standsicherheitsnachweise für Oberflächendichtungs-systeme - Anmerkungen zum Lastfall Einbau geschichteter Systeme mit Geokunst-stoffen, Fachtagung "Die sichere Deponie", SKZ, Würzburg

[U6] DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken, Lastannahmen

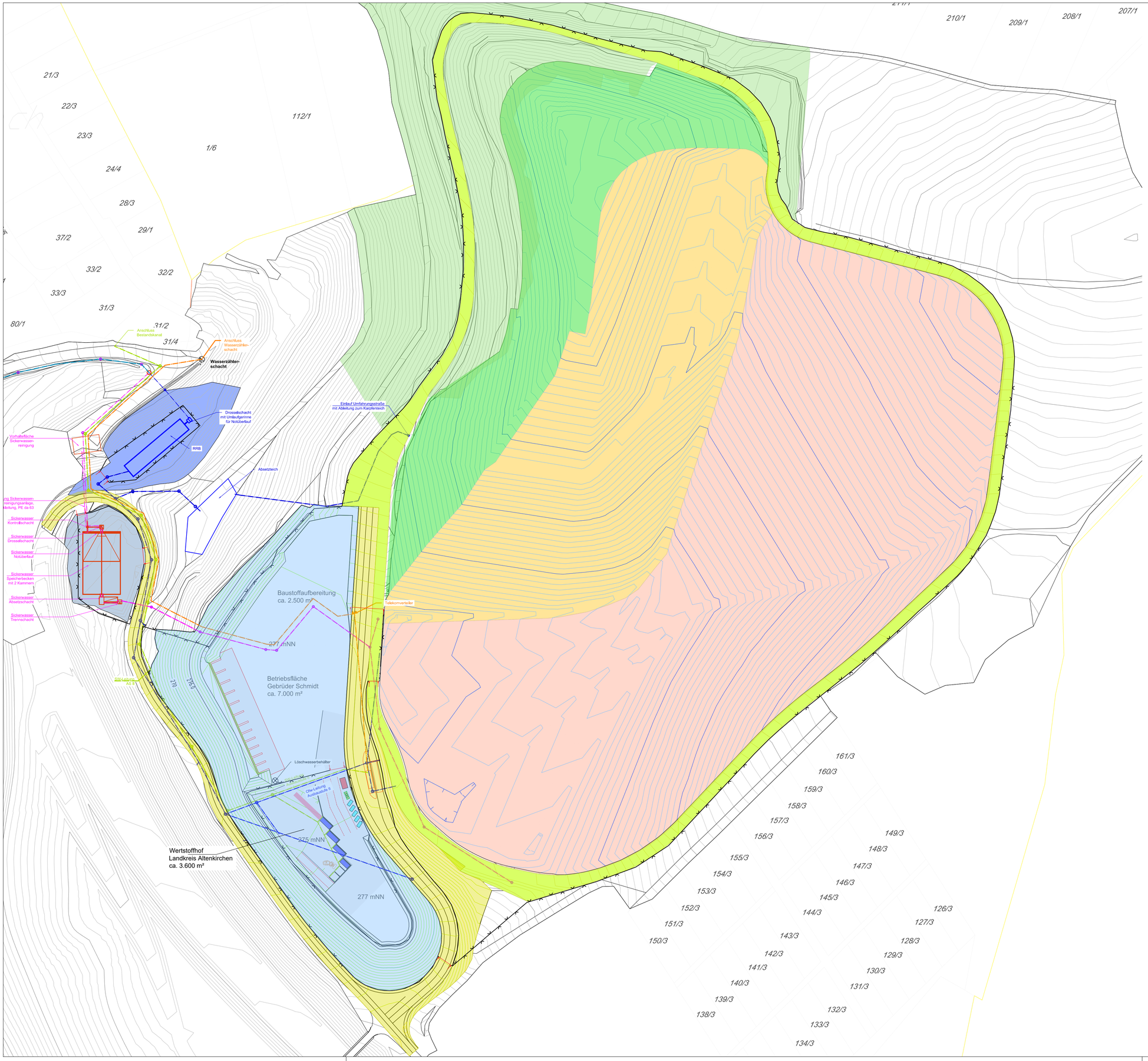
[U7] EBGEO – Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen. Hrsg.: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2010

[U8] GRETT, H.-D. (1984): Das Reibungsverhalten von Geotextilien in bindigem und nichtbindigem Boden, Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover, Heft 59/1984

ANLAGEN

Anlage 1

Übersichtslageplan der Deponie Wehbach inkl. Darstellung der bestehenden und geplanten Deponieabschnitte



Zeichenerklärung

Bestehendes Gelände
- 1 m Höhenlinie
- 10 m Höhenlinie

Planung:

UK Aufstandsfläche
- 1 m Höhenlinie
- 10 m Höhenlinie

- Bruchkanten
- Zaun
- Tor

- Oberflächenwassernableitung
- Sickerwasserableitung
- Sickerwasser- , Oberflächenwasserableitung
- Schmutzwasserableitung
- Trinkwasser und Telekom

- Profilierung und Abdeckung DK 0
- Endgültig abgedeckte Deponiebereiche
- DK I auf DK 0
- Erweiterung DK I
- Zufahrt
- Umfahrung
- Wertstoffhof/Baustoffaufbereitung (ASII)
- Regenruckhaltebecken
- Siwackerwasserbehälter

Nr. : 1 | Originalplan

Abfallwirtschaftsbetrieb Landkreis Altenkirchen

AWB Landkreis Altenkirchen

AWB - Parkstraße 8 - 57610 Altenkirchen

Telefon (02681) 81-30 60
Telefax (02681) 81-30 00

Projekt:
Deponie Kirchen-Wehbach
Erweiterung um DK I-Bereich

Planbezeichnung:
Lageplan
Aufstandsfläche Endausbau
mit geplanten Maßnahmen

Planungsphase: Gen.-Planung
Maßstab: 1 : 1.000
Plannummer: DKWE-4-3
Archivnummer:

Technischer Leiter :

Der Planverfasser :

Datei: webu1801\

bearb.:	CR	03/2020
gez.:	CR	03/2020
gepr.:	EH	03/2020

Für diese Zeichnung behalten wir uns alle Rechte vor.

Ingenieurgruppe RLK
Auf dem Haigst 21
70597 Stuttgart
Tel.: 07 11 / 9 06 78-0
Fax.: 07 11 / 9 06 78-88

Ingenieurgruppe RLK GmbH
Geschäftsführer: Dipl.-Ing. (FH) E. Haubrich

Begutachtung, Beratung, Projektplanung und Forschung
für Kreislaufwirtschaft, Deponietechnik und Altlastensanierung

RLK Ingenieurgruppe

Z:\TEXTEPROJEKTE\Wehbach_DK\04_RUK Pläne\10_Abgabe\P05_LP_Basis_Swa_ASII.dwg

Papierformat: 841.00 x 594.00 Mm (Landscape) A1

Plotdatum: 30.03.2020

Anlage 2

Längs- und Querschnitte durch den geplanten Deponiekörper

Anlage 2.1

Längsschnitt Achse DK I
Verfüllabschnitte VA 1 bis VA3
Verfüllabschnitte VA4 bis VA6,

RUK Ingenieurgruppe GmbH,
Plan-Nr.: DKWE-4-13, Stand: 03/2020

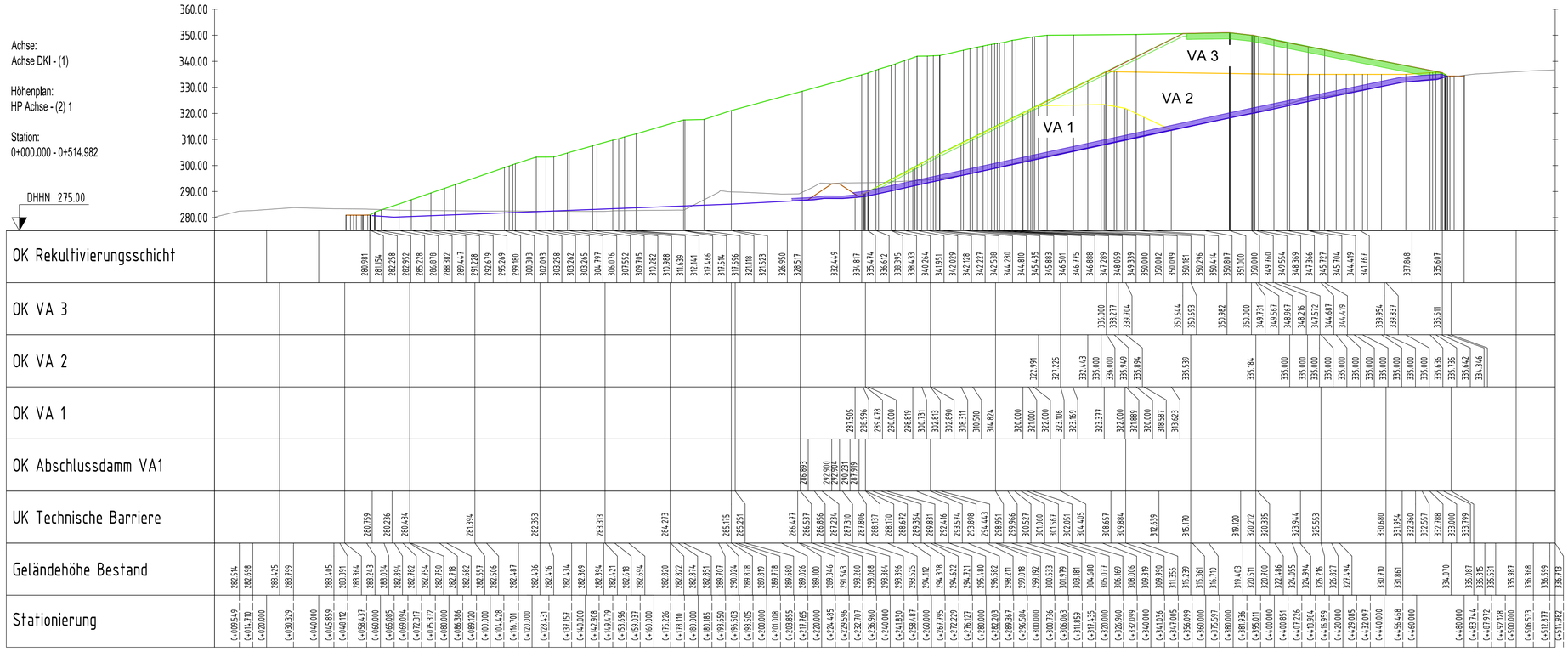
Längsschnitt Achse 2, Verfüllung bis VA 3

Achse:
Achse DKI - (1)

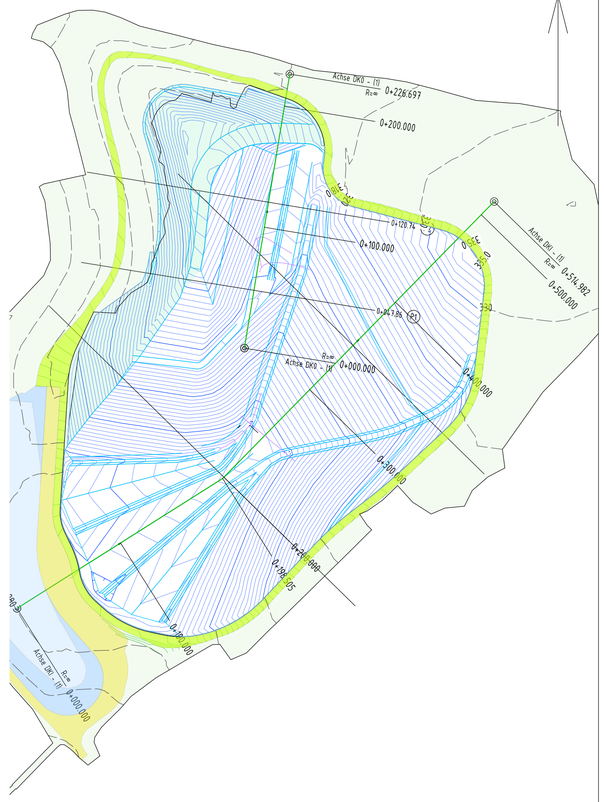
Höhenplan:
HP Achse - (2) 1

Station:
0+000.000 - 0+514.982

DHHN 275.00



Übersichtslageplan, M 1 : 2.500



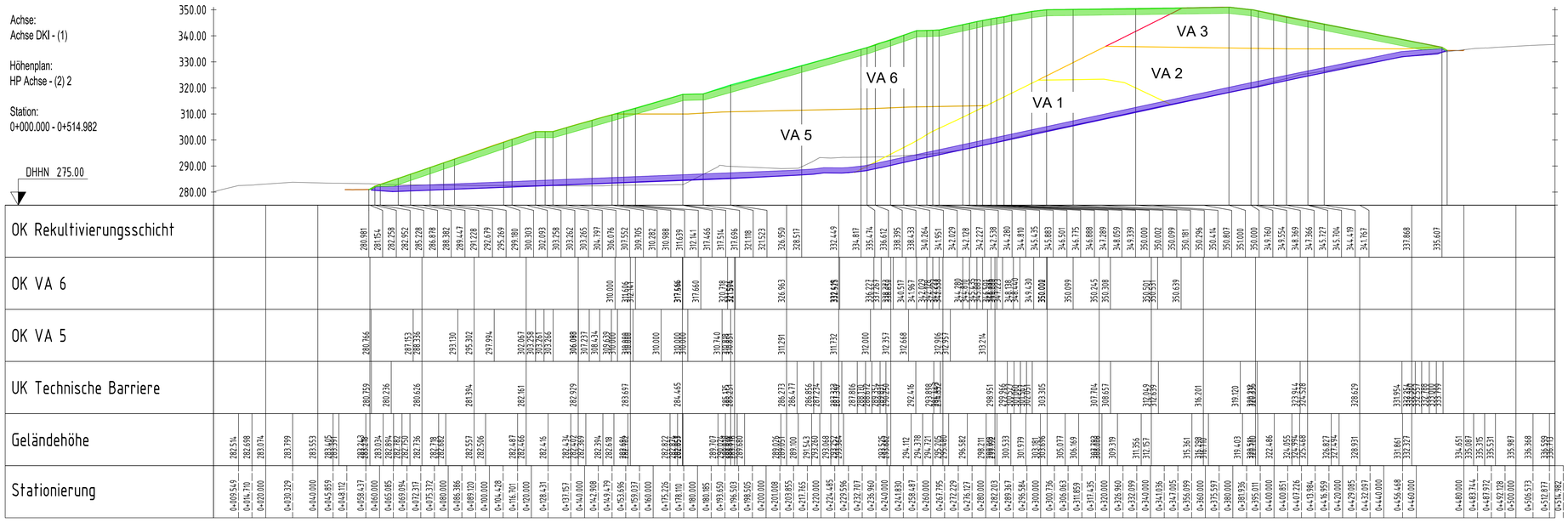
Längsschnitt Achse 2, Verfüllung bis VA 6

Achse:
Achse DKI - (1)

Höhenplan:
HP Achse - (2) 2

Station:
0+000.000 - 0+514.982

DHHN 275.00



Zeichenerklärung

- OK Rekultivierungsschicht
- OK Verfüllabschnitt VA 1
- OK Verfüllabschnitt VA 2
- OK Verfüllabschnitt VA 3
- OK Verfüllabschnitt VA 4
- OK Verfüllabschnitt VA 5
- OK Verfüllabschnitt VA 6
- Absperrdamm Ausbauabschnitt I
- UK Aufstandsfläche
- Bestandsgelände

- Oberflächenabdichtung, Aufbau entsprechend Plan xx
- Basisabdichtung, Aufbau entsprechend Plan xx

Nr. : 1	Originalplan	

Abfallwirtschaftsbetrieb Landkreis Altenkirchen

AWB - Parkstraße 8 - 57610 Altenkirchen

Telefon (02681) 81-30 60
Telefax (02681) 81-30 00

Projekt:
Deponie Kirchen-Wehbach
Erweiterung um DK I-Bereich

Planbezeichnung:
Längsschnitt Achse DK I
Verfüllabschnitte VA 1 bis VA 3
Verfüllabschnitte VA 4 bis VA 6

Planungsphase: Genehmigung
Maßstab: DIN A1 1 : 1.000
Plannummer: DKWE-4-13
Archivnummer:

Technischer Leiter :

Der Planverfasser :

Datei: webu1801\

bearb.:	CR	03/2020
gez.:	CR	03/2020
gepr.:	EH	03/2020

Für diese Zeichnung behalten wir uns alle Rechte vor.

Ingenieurgruppe RUK
Auf dem Haigst 21
70597 Stuttgart

Tel.: 07 11 / 9 06 78-0
Fax.: 07 11 / 9 06 78-88

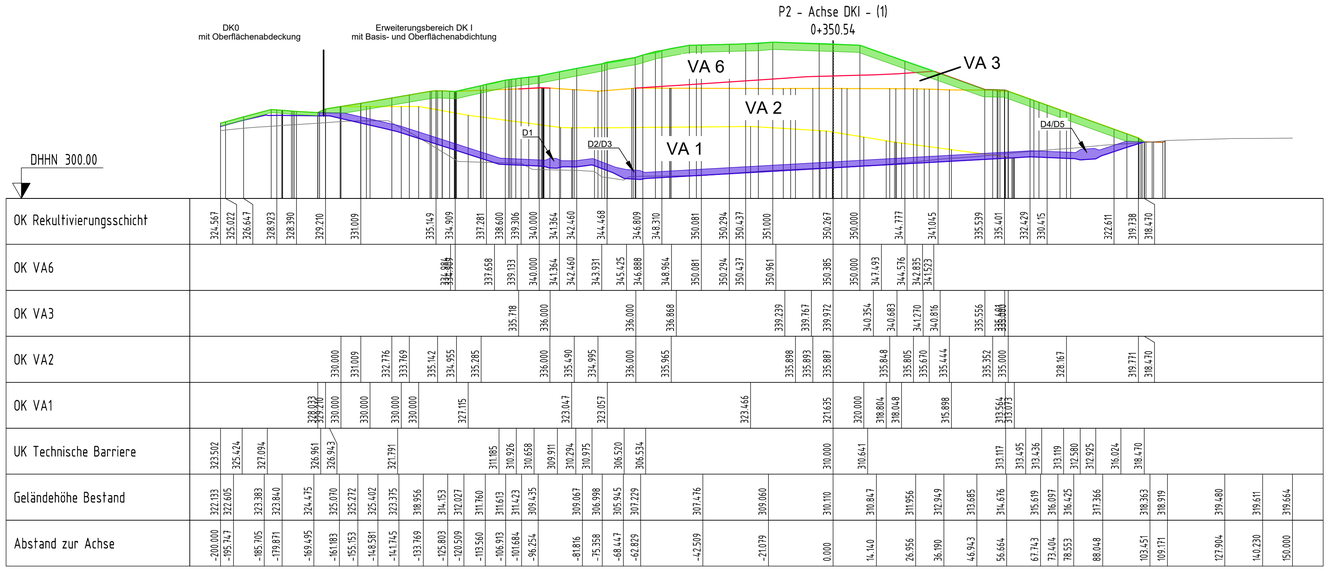
Ingenieurgruppe RUK GmbH
Geschäftsführer: Dipl.-Ing. (FH) E. Haubrich
Begutachtung, Beratung, Projektplanung und Forschung
für Kreislaufwirtschaft, Deponietechnik und Altlastensanierung

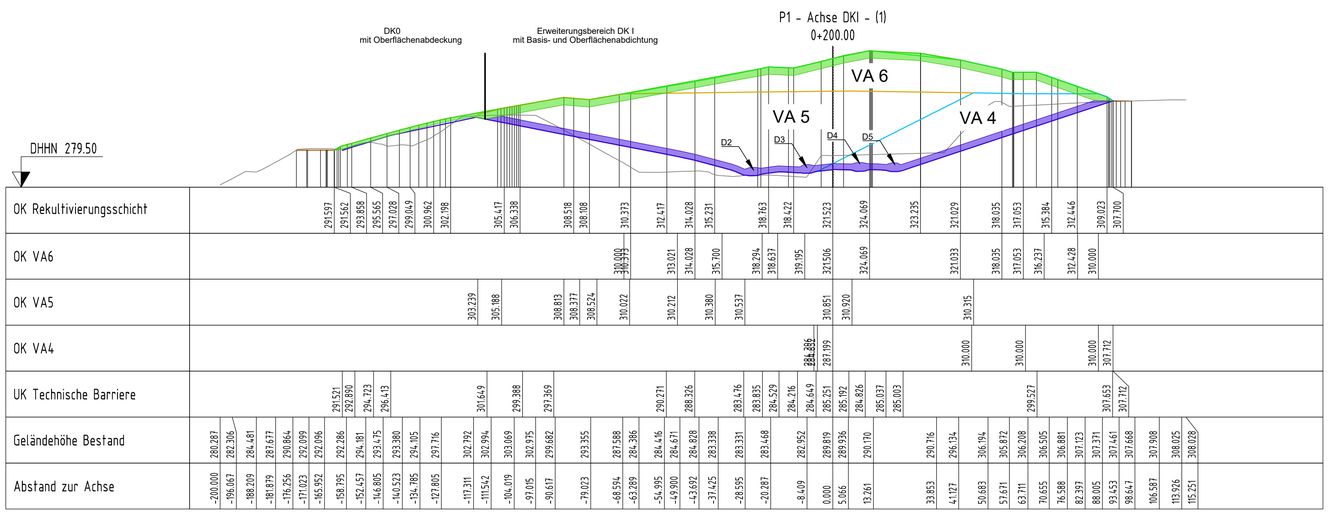
z:\texte\projekte\webbach_dki\04_ruk pläne\10_abgabe\p13_ls_va.dwg

Anlage 2.2

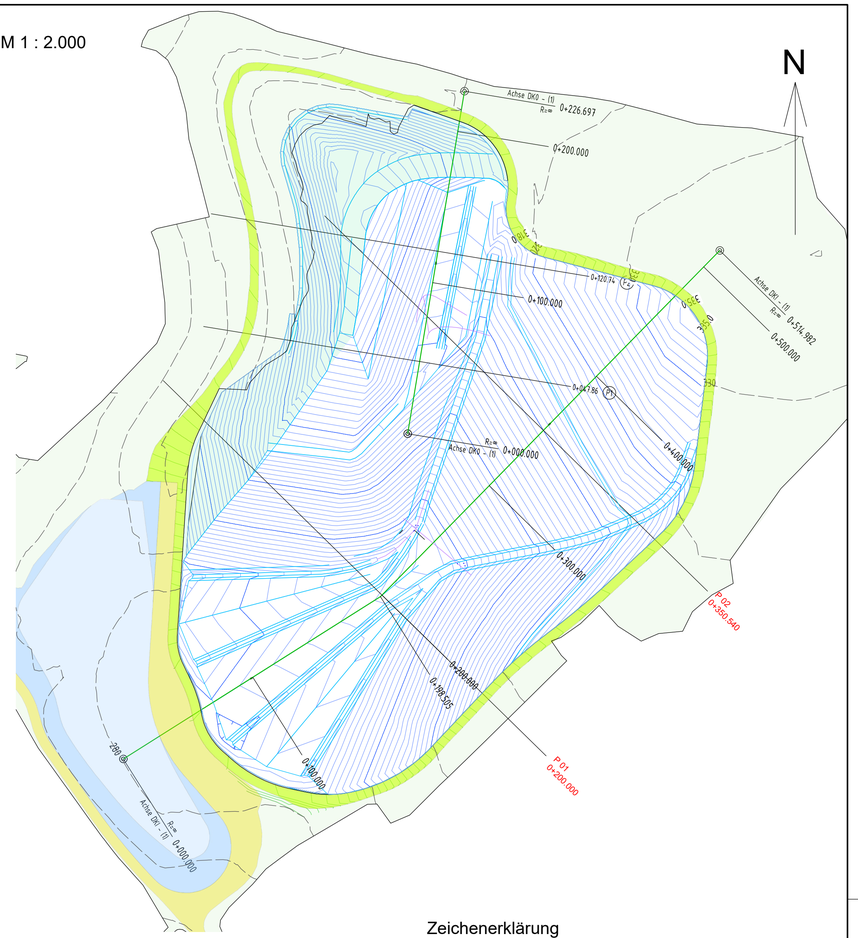
Querschnitte P1, P2 (Achse DK I) Erweiterungsbereich DK I Aufstandsfläche, Verfüllabschnitte und OK Rekultivierungsschicht

RUK Ingenieurgruppe GmbH,
Plan-Nr.: DKWE-4-13, Stand: 03/2020





Übersichtslageplan, M 1 : 2.000



Zeichenerklärung

- OK Rekultivierungsschicht
- OK Verfüllabschnitt VA 1
- OK Verfüllabschnitt VA 2
- OK Verfüllabschnitt VA 3
- OK Verfüllabschnitt VA 4
- OK Verfüllabschnitt VA 5
- OK Verfüllabschnitt VA 6
- Absperrdamm Ausbauabschnitt I
- UK Aufstandsfläche
- Bestandsgelände

- Oberflächenabdichtung, Aufbau entsprechend Plan xx
- Basisabdichtung, Aufbau entsprechend Plan xx

Nr. : 1 | Originalplan

Abfallwirtschaftsbetrieb Landkreis Altenkirchen

AWB - Parkstraße 8 - 57610 Altenkirchen

Telefon (02681) 81-30 60
Telefax (02681) 81-30 00

Projekt:
Deponie Kirchen-Wehbach
Erweiterung um DK I-Bereich

Planbezeichnung:
Querschnitte P1, P2 (Achse DKI)
Erweiterungsbereich DK I
Aufstandsfläche, Verfüllabschnitte und
OK Rekultivierungsschicht

Planungsphase: Genehmigung
Maßstab: DIN A1 1 : 1.000
Plannummer: DKWE-4-14
Archivnummer:

Technischer Leiter :

Der Planverfasser :

Für diese Zeichnung behalten wir uns alle Rechte vor.

Datei:	webu1801\	
bearb.:	CR	03/2020
gez.:	CR	03/2020
gepr.:	EH	03/2020

Ingenieurgruppe RUK
Auf dem Haigst 21
70597 Stuttgart
Tel.: 07 11 / 9 06 78-0
Fax.: 07 11 / 9 06 78-88

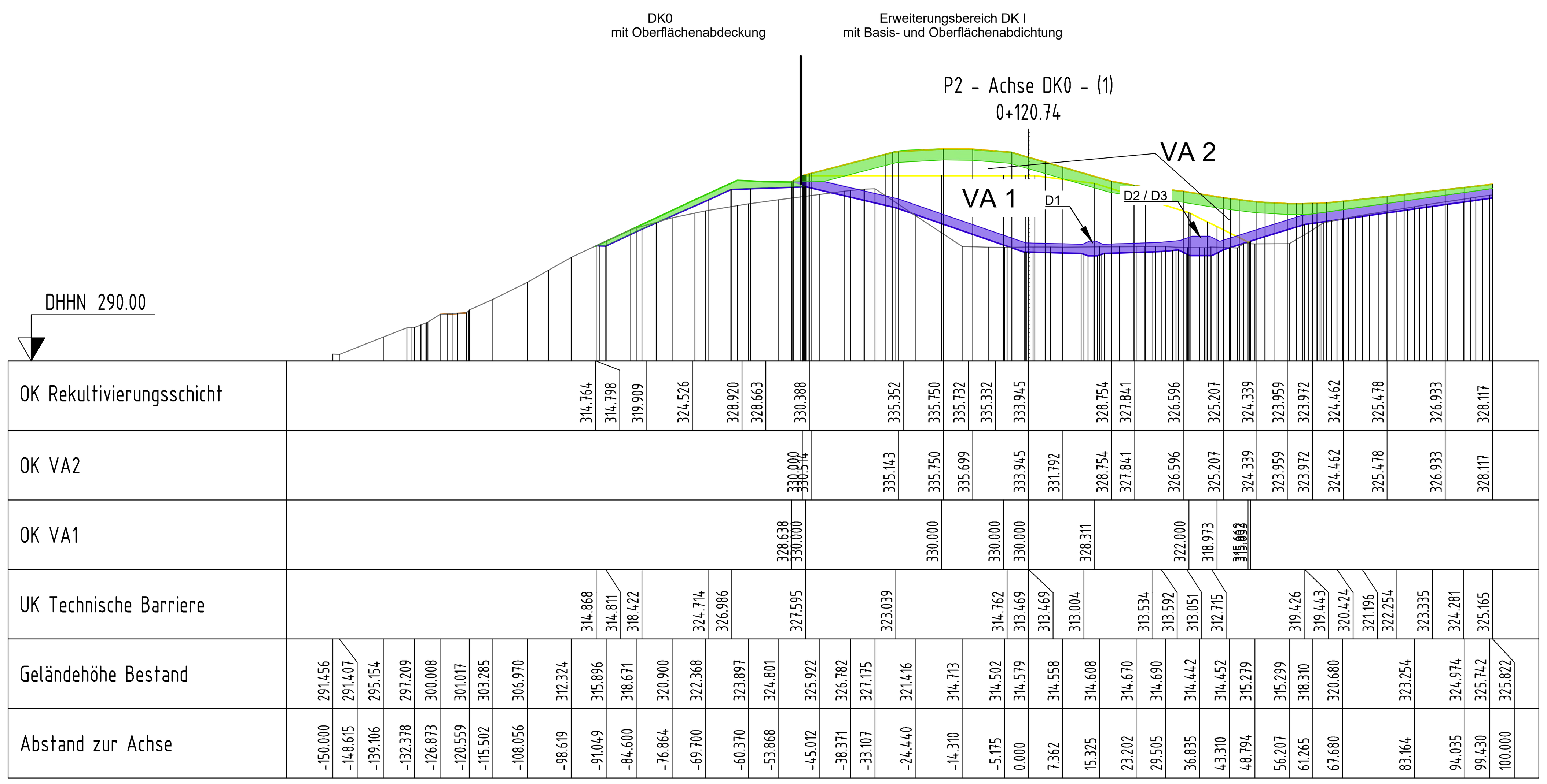
Ingenieurgruppe RUK GmbH
Geschäftsführer: Dipl.-Ing. (FH) E. Haubrich
Begutachtung, Beratung, Projektplanung und Forschung
für Kreislaufwirtschaft, Deponietechnik und Altlastensanierung

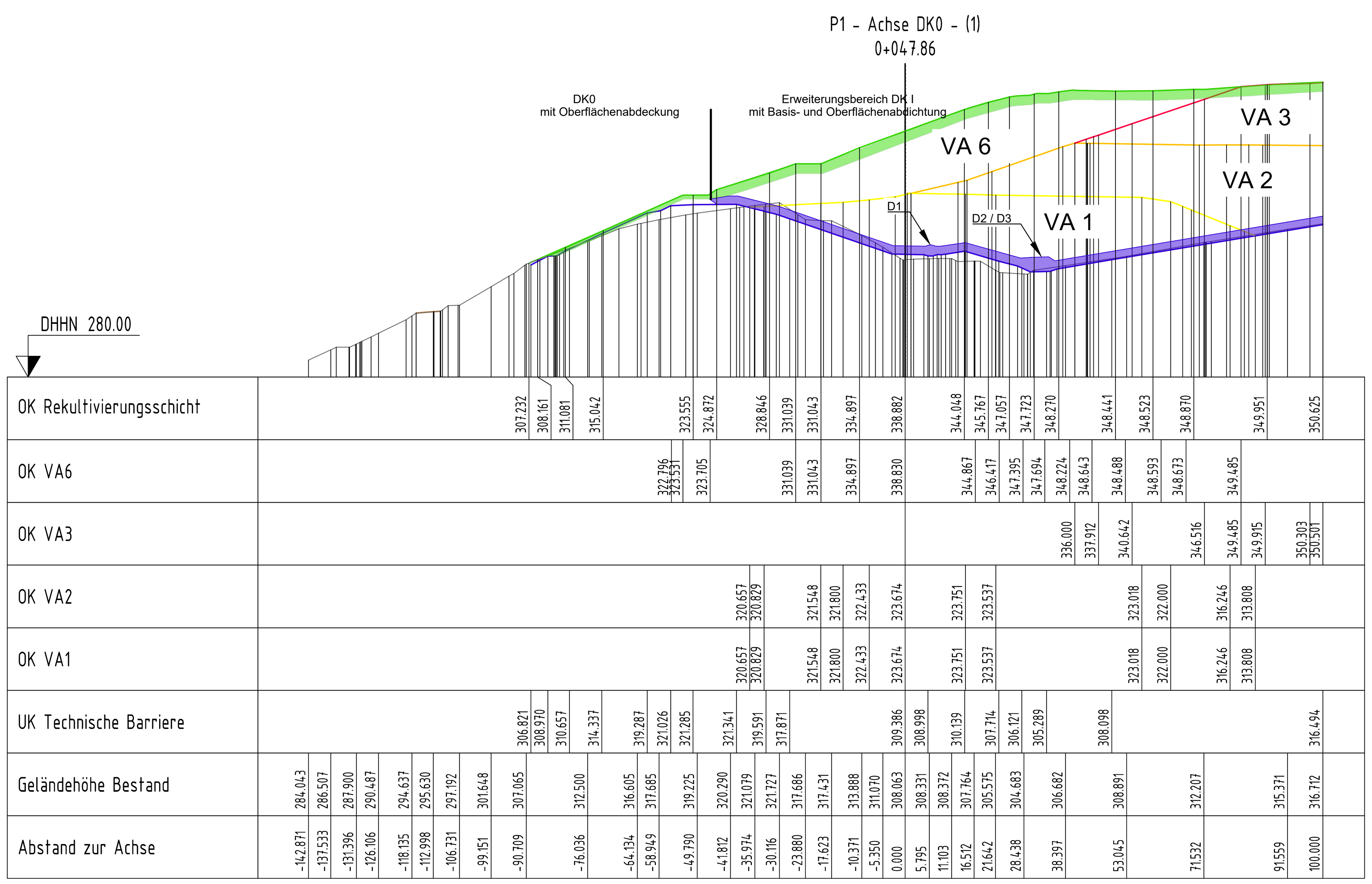
z:\texte\projekte\wehbach_dki\04_ruk pläne\10_abgabe\p13_ls_va.dwg

Anlage 2.3

Querschnitte P1, P2 (Achse DK I) Erweiterungsbereich DK I Aufstandsfläche, Verfüllabschnitte und OK Rekultivierungsschicht

RUK Ingenieurgruppe GmbH,
Plan-Nr.: DKWE-4-14, Stand: 03/2020





Übersichtslageplan, M 1 : 2.000

Zeichenerklärung

- OK Rekultivierungsschicht
- OK Verfüllabschnitt VA 1
- OK Verfüllabschnitt VA 2
- OK Verfüllabschnitt VA 3
- OK Verfüllabschnitt VA 4
- OK Verfüllabschnitt VA 5
- OK Verfüllabschnitt VA 6
- Absperrdamm Ausbauabschnitt I
- UK Aufstandsfläche
- Bestandsgelände
- Oberflächenabdichtung, Aufbau entsprechend Plan xx
- Basisabdichtung, Aufbau entsprechend Plan xx

Nr.: 1 | Originalplan

Abfallwirtschaftsbetrieb Landkreis Altenkirchen

AWB LANDKREIS ALTENKIRCHEN

AWB - Parkstraße 8 - 57610 Altenkirchen
Telefon (02681) 81-30 60
Telefax (02681) 81-30 00

Projekt:

Deponie Kirchen-Wehbach

Erweiterung um DK I-Bereich

Planbezeichnung:

Querschnitte P1, P2 (Achse DK0)
Überbauung DK 0
Aufstandsfläche, Verfüllabschnitte und
OK Rekultivierungsschicht

Planungsphase: Genehmigung

Maßstab: DIN A1 1 : 1.000

Plannummer: DKWE-4-15

Archivnummer:

Technischer Leiter :

Der Planverfasser :

Für diese Zeichnung behalten wir uns alle Rechte vor.

Datei:		webu1801\
bearb.:	CR	03/2020
gez.:	CR	03/2020
gepr.:	EH	03/2020

Ingenieurgruppe RUK
Auf dem Haigst 21
70597 Stuttgart
Tel.: 07 11 / 9 06 78-0
Fax: 07 11 / 9 06 78-88

Ingenieurgruppe RUK GmbH
Geschäftsführer: Dipl.-Ing. (FH) E. Haubrich
Begutachtung, Beratung, Projektplanung und Forschung
für Kreislaufwirtschaft, Deponietechnik und Altlastensanierung

RUK Ingenieurgruppe

z:\texte\projekte\wehbach__dk\04__ruk pläne\10__abgabe\p13__ls__va.dwg

Anlage 3

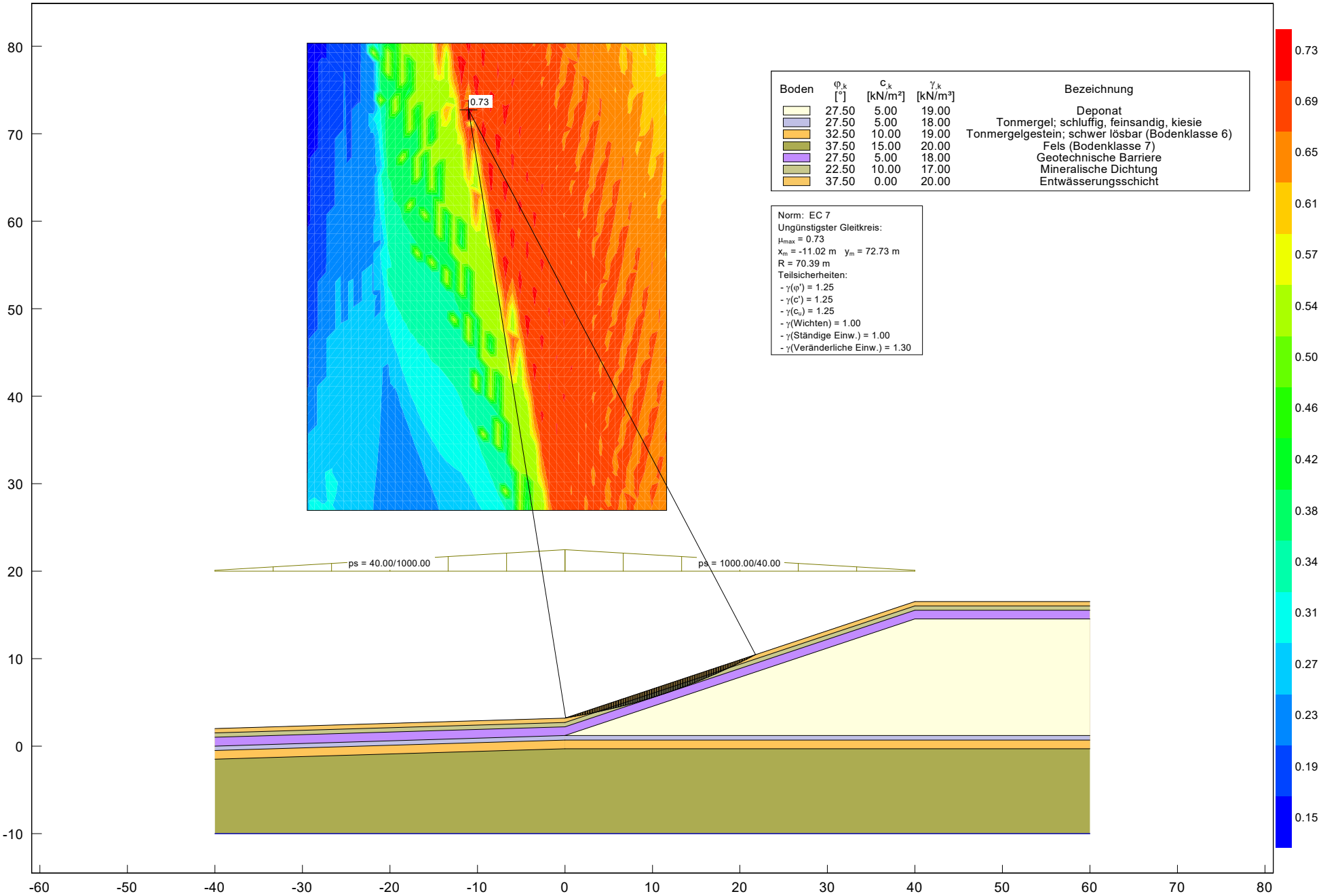
Nachweis der Gesamtstandsicherheit Böschungsbruch

Anlage 3.1

Böschungsbruch mit Kohäsion für das Deponat mit höchstem Ausnutzungsgrad μ (3 Seiten)

Anlage 3.1.1

Böschungsbruch mit Kohäsion für Bemessungssituation BS-P (Endzustand)

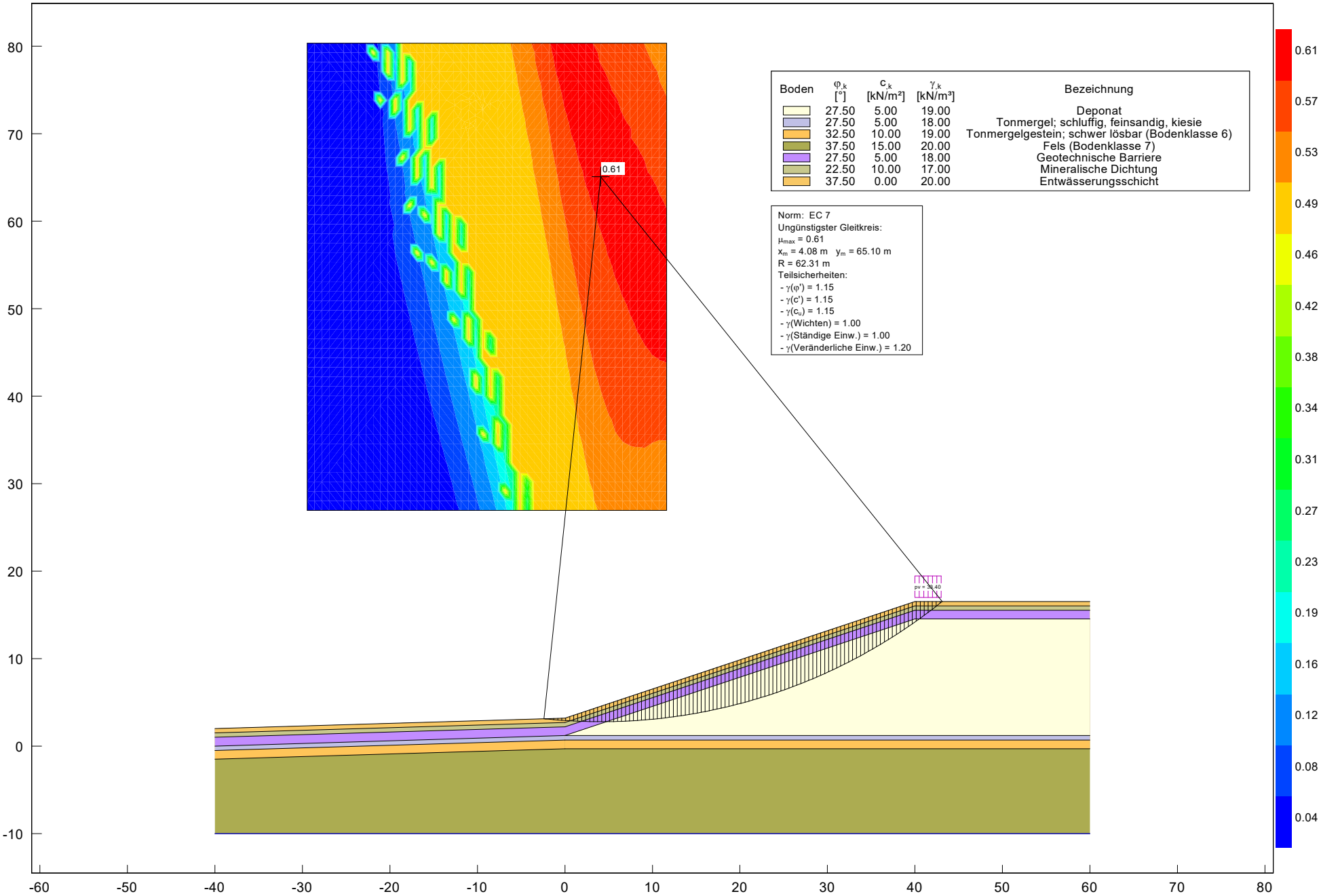


Boden	$\varphi_{,k}$ [°]	$c_{,k}$ [kN/m²]	$\gamma_{,k}$ [kN/m³]	Bezeichnung
	27.50	5.00	19.00	Deponat
	27.50	5.00	18.00	Tonmergel; schluffig, feinsandig, kiesie
	32.50	10.00	19.00	Tonmergelgestein; schwer lösbar (Bodenklasse 6)
	37.50	15.00	20.00	Fels (Bodenklasse 7)
	27.50	5.00	18.00	Geotechnische Barriere
	22.50	10.00	17.00	Mineralische Dichtung
	37.50	0.00	20.00	Entwässerungsschicht

Norm: EC 7
Ungünstigster Gleitkreis:
μ_{max} = 0.73
x_m = -11.02 m y_m = 72.73 m
R = 70.39 m
Teilsicherheiten:
- $\gamma(\varphi')$ = 1.25
- $\gamma(c')$ = 1.25
- $\gamma(c_u)$ = 1.25
- γ(Wichten) = 1.00
- γ(Ständige Einw.) = 1.00
- γ(Veränderliche Einw.) = 1.30

Anlage 3.1.2

Böschungsbruch mit Kohäsion für Bemessungssituation BS-T (Bauzustand)

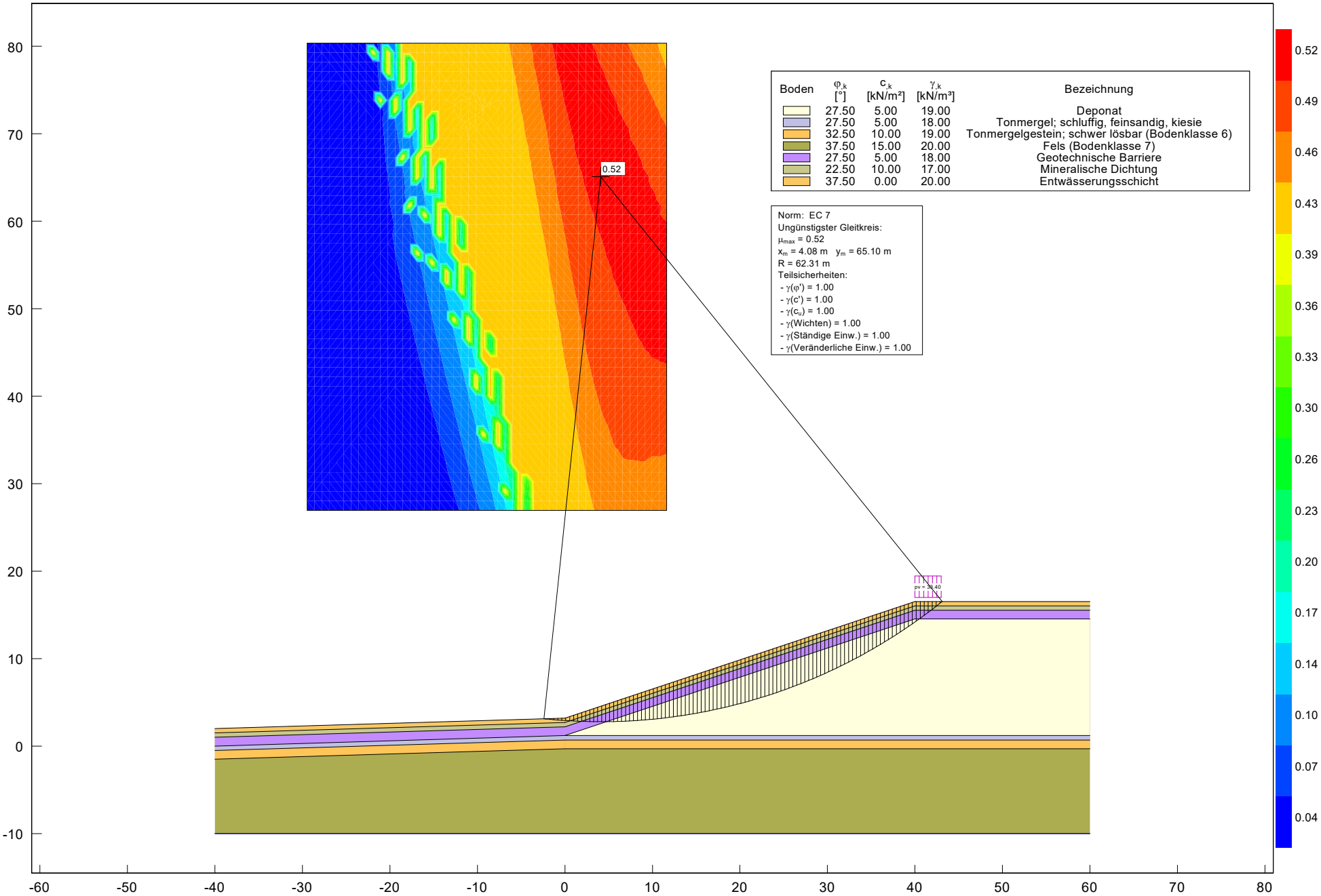


Boden	$\varphi_{,k}$ [°]	$c_{,k}$ [kN/m²]	$\gamma_{,k}$ [kN/m³]	Bezeichnung
	27.50	5.00	19.00	Deponat
	27.50	5.00	18.00	Tonmergel; schluffig, feinsandig, kiesie
	32.50	10.00	19.00	Tonmergelgestein; schwer lösbar (Bodenklasse 6)
	37.50	15.00	20.00	Fels (Bodenklasse 7)
	27.50	5.00	18.00	Geotechnische Barriere
	22.50	10.00	17.00	Mineralische Dichtung
	37.50	0.00	20.00	Entwässerungsschicht

Norm: EC 7
Ungünstigster Gleitkreis:
μ_{max} = 0.61
x_m = 4.08 m y_m = 65.10 m
R = 62.31 m
Teilsicherheiten:
- $\gamma(\varphi')$ = 1.15
- $\gamma(c')$ = 1.15
- $\gamma(c_u)$ = 1.15
- γ(Wichten) = 1.00
- γ(Ständige Einw.) = 1.00
- γ(Veränderliche Einw.) = 1.20

Anlage 3.1.3

Böschungsbruch mit Kohäsion für Bemessungssituation BS-E (Erdbeben)



Boden	$\varphi_{,k}$ [°]	$c_{,k}$ [kN/m²]	$\gamma_{,k}$ [kN/m³]	Bezeichnung
	27.50	5.00	19.00	Deponat
	27.50	5.00	18.00	Tonmergel; schluffig, feinsandig, kiesie
	32.50	10.00	19.00	Tonmergelgestein; schwer lösbar (Bodenklasse 6)
	37.50	15.00	20.00	Fels (Bodenklasse 7)
	27.50	5.00	18.00	Geotechnische Barriere
	22.50	10.00	17.00	Mineralische Dichtung
	37.50	0.00	20.00	Entwässerungsschicht

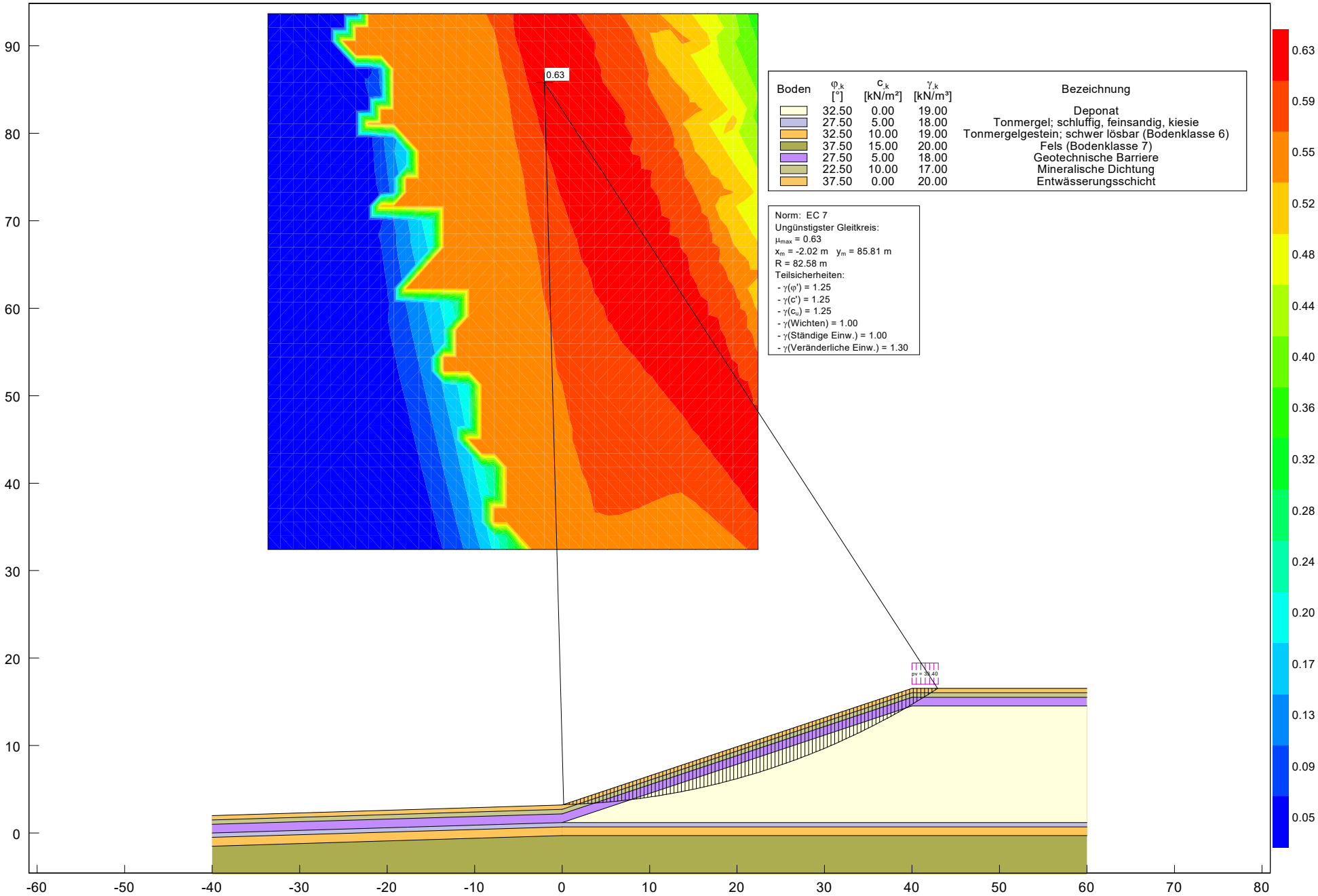
Norm: EC 7
Ungünstigster Gleitkreis:
μ_{max} = 0.52
x_m = 4.08 m y_m = 65.10 m
R = 62.31 m
Teilsicherheiten:
- $\gamma(\varphi')$ = 1.00
- $\gamma(c')$ = 1.00
- $\gamma(c_u)$ = 1.00
- γ(Wichten) = 1.00
- γ(Ständige Einw.) = 1.00
- γ(Veränderliche Einw.) = 1.00

Anlage 3.2

Böschungsbruch ohne Kohäsion für das Deponat

Anlage 3.2.1

Böschungsbruch ohne Kohäsion für Bemessungssituation BS-P (Endzustand)

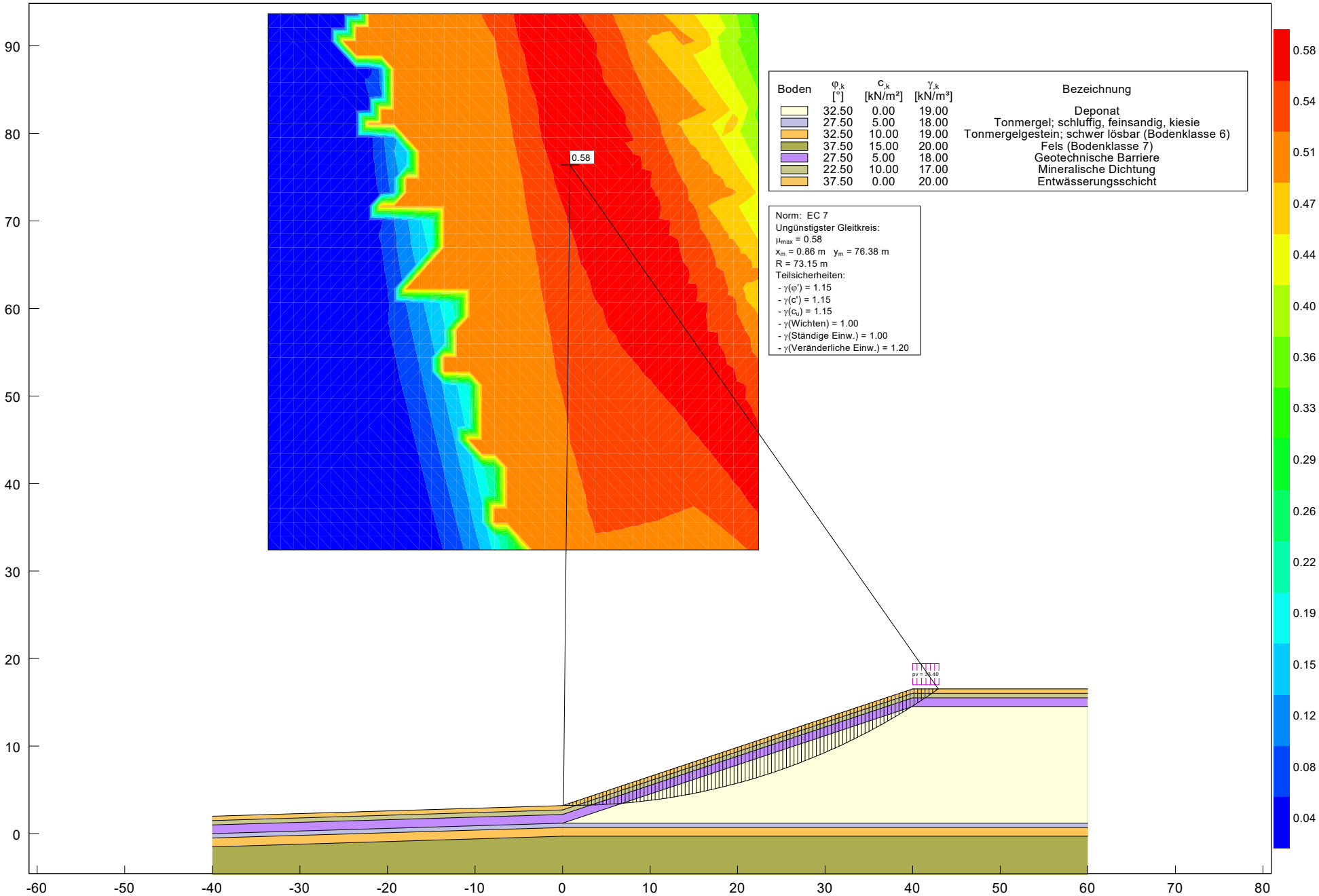


Boden	$\varphi_{,k}$ [°]	$c_{,k}$ [kN/m²]	$\gamma_{,k}$ [kN/m³]	Bezeichnung
	32.50	0.00	19.00	Deponat
	27.50	5.00	18.00	Tonmergel; schluffig, feinsandig, kiesie
	32.50	10.00	19.00	Tonmergelgestein; schwer lösbar (Bodenklasse 6)
	37.50	15.00	20.00	Fels (Bodenklasse 7)
	27.50	5.00	18.00	Geotechnische Barriere
	22.50	10.00	17.00	Mineralische Dichtung
	37.50	0.00	20.00	Entwässerungsschicht

Norm: EC 7
Ungünstigster Gleitkreis:
μ_{max} = 0.63
x_m = -2.02 m y_m = 85.81 m
R = 82.58 m
Teilsicherheiten:
- $\gamma(\varphi')$ = 1.25
- $\gamma(c')$ = 1.25
- $\gamma(c_u)$ = 1.25
- γ(Wichten) = 1.00
- γ(Ständige Einw.) = 1.00
- γ(Veränderliche Einw.) = 1.30

Anlage 3.2.2

Böschungsbruch ohne Kohäsion für Bemessungssituation BS-T (Bauzustand)

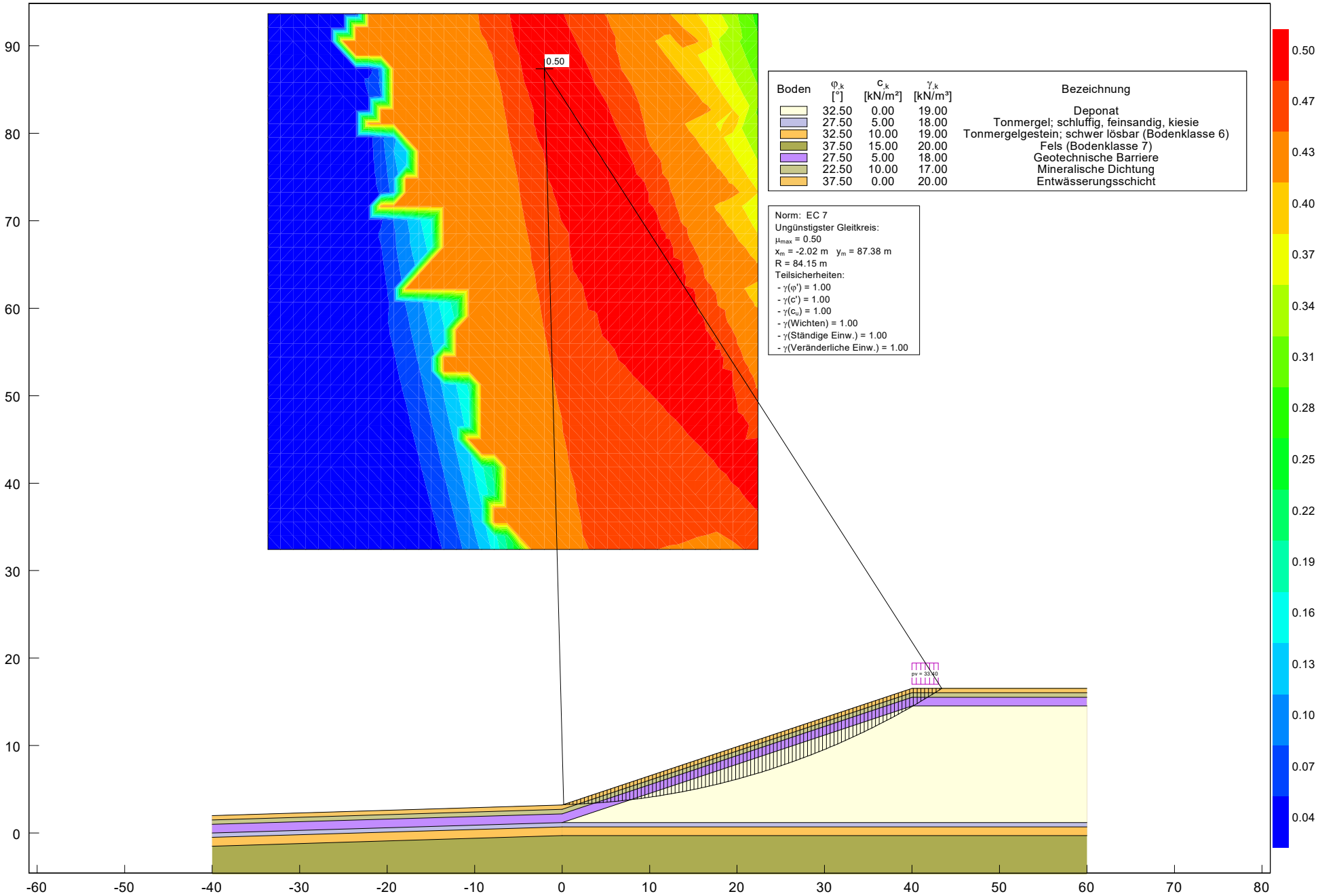


Boden	$\varphi_{,k}$ [°]	$c_{,k}$ [kN/m²]	$\gamma_{,k}$ [kN/m³]	Bezeichnung
	32.50	0.00	19.00	Deponat
	27.50	5.00	18.00	Tonmergel; schluffig, feinsandig, kiesie
	32.50	10.00	19.00	Tonmergelgestein; schwer lösbar (Bodenklasse 6)
	37.50	15.00	20.00	Fels (Bodenklasse 7)
	27.50	5.00	18.00	Geotechnische Barriere
	22.50	10.00	17.00	Mineralische Dichtung
	37.50	0.00	20.00	Entwässerungsschicht

Norm: EC 7
Ungünstigster Gleitkreis:
μ_{max} = 0.58
x_m = 0.86 m y_m = 76.38 m
R = 73.15 m
Teilsicherheiten:
- $\gamma(\varphi')$ = 1.15
- $\gamma(c')$ = 1.15
- $\gamma(c_u)$ = 1.15
- γ(Wichten) = 1.00
- γ(Ständige Einw.) = 1.00
- γ(Veränderliche Einw.) = 1.20

Anlage 3.2.3

Böschungsbruch ohne Kohäsion für Bemessungssituation BS-E (Erdbeben)


0.50
Boden
φ,k [°]
c,k [kN/m²]
γ,k [kN/m³]
Bezeichnung
32.50 0.00 19.00 Deponat
27.50 5.00 18.00 Tonmergel; schluffig, feinsandig, kiesie
32.50 10.00 19.00 Tonmergelgestein; schwer lösbar (Bodenklasse 6)
37.50 15.00 20.00 Fels (Bodenklasse 7)
27.50 5.00 18.00 Geotechnische Barriere
22.50 10.00 17.00 Mineralische Dichtung
37.50 0.00 20.00 Entwässerungsschicht
Norm: EC 7
Ungünstigster Gleitkreis:
μmax = 0.50
xm = -2.02 m ym = 87.38 m
R = 84.15 m
Teilsicherheiten:
- γ(φ') = 1.00
- γ(c') = 1.00
- γ(cu) = 1.00
- γ(Wichten) = 1.00
- γ(Ständige Einw.) = 1.00
- γ(Veränderliche Einw.) = 1.00
pv = 33.10
0.50
0.47
0.43
0.40
0.37
0.34
0.31
0.28
0.25
0.22
0.19
0.16
0.13
0.10
0.07
0.04
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
-60
-50
-40
-30
-20
-10
0
10
20
30
40
50
60
70
80

Anlage 4

Gleitsicherheitsberechnungen der maßgeblichen Grenzfuge für den Bau- und Endzustand einer 1:3 geneigten Böschung

Anlage 4.1

Basisabdichtungssystem (BAS)

Anlage 4.1.1

Endzustand (BS-P) für das BAS

Bemessung der Standsicherheit im Endzustand (LF 1 - BS-P) für die krit. Fuge "Geotextil vs. Deponat"

Erläuterung: Für den Endzustand wird eine rechnerische Gesamtmächtigkeit der Verfüllung von dges = 10,00 m und eine Dicke der ersten Lage von d_1=0,25 m angesetzt.

Grunddaten zur Bemessung nach GEO-3 (LF1 - BS-P)

Böschungsneigung:		β =	18,4	°	1:n= 1:3
Böschungslänge:		l =	100	m	
Dicke der Bodenschichten:		d_1 =	0,25	m	
		d_2 =	9,75	m	
		$d_{ges.}$ =	10,00	m	
Schneelast:		s =	0,85	kN/m²	
Bodenwichte:		γ =	19,00	kN/m²	
Aufstauhöhe:		h_w =	0,02	m	
Wasserwichte:		γ_w =	10,00	kN/m²	
Kontaktreibungswinkel:		δ_k =	22,80	°	
Adhäsion:		a_k =	0,00	kN/m²	
Teilsicherheitsbeiwerte:	Einwirkungen (ständig)	γ_G =	1,00	BS-P	
	Einwirkungen (veränderlich)	γ_Q =	1,30	BS-P	
	Widerstände	γ_δ / γ_a =	1,25	BS-P	

1. Berechnung des Ausnutzungsgrades für den Endzustand (Dicke: d_{ges})

1.1 Einwirkungen (treibende Kräfte) und Widerstände:

Schubkraft (Boden):

$t_{B,d} = \gamma * \gamma_G * d_{ges.} * \sin \beta =$ 59,97 kN/m²

Schubkraft (Schnee):

$t_{S,d} = s * \gamma_Q * \sin \beta =$ 0,35 kN/m²

Strömungskraft:

$s_{w,d} = \gamma_w * \gamma_Q * h_w * \sin \beta =$ 0,08 kN/m²

- **Widerstände:**

Reibungskraft (Boden):

$t_{f,d} = \gamma * d_{ges.} * \cos\beta * (\tan \delta_k)/\gamma_\delta + a_k/\gamma_a =$ 60,63 kN/m²

Reibungskraft (Schnee):

$t_{S,h,d} = s * \cos \beta * (\tan \delta_k)/\gamma_\delta + a_k/\gamma_a =$ 0,27 kN/m²

1.2 Berechnung des Ausnutzungsgrades für dges:

$$\mu = ((t_{B,d} + t_{s,d} + s_{w,d}) * l) / ((t_{f,d} + t_{s,h,d}) * l) = \underline{\mathbf{0,99}} < 1$$

Die Ausnutzung für dges=10.00 und eine Aufstauhöhe von h = 0,02 m wird eingehalten!

Der angesetzte

Kontaktreibungswinkel: δ_k = 22,80 °

ist als Mindestreibungswinkel unter Vernachlässigung von Adhäsion im Zuge der Eignungsuntersuchungen nachzuweisen.

Anlage 4.1.2

Bauzustand (BS-T) für das BAS

Bemessung der Standsicherheit im Bauzustand GZ 1C (LF 2 - BS-T)

Erläuterung: Beim Einbau der ersten Abfallschicht (Deponat) wird das Einschieben von bindigem Material auf einer 25 cm mäch ersten Lage als maßgebende Bemessungssituation betrachtet.
Zum Einschieben kommt exemplarisch Planierraupe vom **Typ Liebherr 724 LGP** zum Einsatz.

Grunddaten zur Bemessung im GZ1C (LF2 - BS-T)

Böschungsneigung:		β =	18,4	°	1:n= 1:3
Böschungslänge:		l =	100	m	
Dicke der Bodenschichten:		d_1 =	0,50	m	
		d_2 =	0,00	m	
		$d_{ges.}$ =	0,50	m	
Bodenwichte:		γ =	19,00	kN/m³	
Aufstauhöhe:		h_w =	0,02	m	
Wasserwichte:		γ_w =	10,00	kN/m³	
Gewicht der Raupe:		G_R =	200,00	kN	(inkl. Aufreißer + Hydraulik; aufgerundet)
Länge der Raupenkette:		l_R =	3,35	m	
Breite der Raupenkette:		b_R =	0,92	m	
Raupengeschwindigkeit:		v =	1,00	m/s	
Zeit bis zum Stillstand:		t =	2,00	s	
Lastausbreitungswinkel:			30,00	°	
Kontaktreibungswinkel:		δ_k =	25,90	°	
Adhäsion:		a_k =	0,00	kN/m²	
Teilsicherheitsbeiwerte:	Einwirkungen	γ_G =	1,00		(ständig LF 2)
	Einwirkungen	γ_Q =	1,20		(vorübergehend LF 2)
	Widerstände	γ_δ / γ_a =	1,15		Scherfestigkeiten LF 2)

1. Berechnung des Ausnutzungsgrades für den Einbau der unteren Lage der Rekultivierungsschicht (Dicke $d_1 = d_{ges}$)

1.1 Einwirkungen (treibende Kräfte):

Schubkraft (Boden):

$t_{B,d} = \gamma * \gamma_G * d_1 * \sin \beta =$ 3,00 kN/m²

Strömungskraft:

$s_{w,d} = \gamma_w * \gamma_Q * h_w * \sin \beta =$ 0,08 kN/m²

statische Belastung der Raupe:

$t_{Rd,s} = (G_R / A) * \gamma_Q * \sin \beta =$ 6,83 kN/m²

mit: $A = (2 * l_R * b_R) + [4 * d_1 * \tan 30° * (l_R + b_R)] =$ 11,09 kN/m²

dynamische Belastung der Raupe:

$t_{Rd,d} = ((G_R / g) * a_v) * \gamma_Q / A =$ 1,10 kN/m²

mit: $a_v = v / t =$ 0,5 m/s²

1.2 Widerstände:

Reibungskraft (Boden):

$t_{f,d} = \gamma * d_1 * \cos\beta * \tan\delta_k/\gamma_\delta + a_k/\gamma_a =$ 3,81 kN/m²

Reibungskraft aus der stat. Belast. der Raupe:

$t_{Rd,h} = (G_R/A) * \cos\beta * \tan\delta_k/\gamma_\delta$ = 7,22 kN/m²

2 Berechnung des Verhältni κ

$\kappa = ((t_{B,d} + s_{w,d}) * l) / (t_{f,d} * l) =$ 0,81

$\kappa < 1{,}0$

3 Berechnung des Ausnutzungsgrade μ für d_1:

$\mu = ((t_{B,d} + s_{w,d}) * l_R + (t_{Rd,s} + t_{Rd,d}) * l_R) / (t_{f,d} * l_R + t_{Rd,h} * l_R) =$ **0,998** < 1

$\mu < 1{,}0$

Die Ausnutzung für d_1=0,50 wird eingehalten!

Der angesetzte

Kontaktreibungswinkel: δ_k = 25,90 °

ist als Mindestreibungswinkel unter Vernachlässigung von Adhäsion im Zuge der Eignungsuntersuchungen nachzuweisen.

Anlage 4.2

Oberflächenabdichtung (OFA)

Anlage 4.2.1

Endzustand (BS-P) für die OFA

Bemessung der Standsicherheit im Endzustand (LF 1 - BS-P) für die krit. Fuge "Geotextil vs. Reku"

Erläuterung: Für den Endzustand wird eine rechnerische Gesamtmächtigkeit der Rekultivierungsschicht von dges = 1,50 m und eine Dicke der ersten Lage der unteren Rekultivierungsschicht von d_1=0,25 m angesetzt.

Grunddaten zur Bemessung nach GEO-3 (LF1 - BS-P)

Böschungsneigung:		β =	18,4	°	1:n= 1:3
Böschungslänge:		l =	100	m	
Dicke der Bodenschichten:		d_1 =	0,25	m	
		d_2 =	1,25	m	
		$d_{ges.}$ =	1,50	m	
Schneelast:		s =	0,85	kN/m²	
Bodenwichte:		γ =	19,00	kN/m²	
Aufstauhöhe:		h_w =	0,02	m	
Wasserwichte:		γ_w =	10,00	kN/m²	
Kontaktreibungswinkel:		δ_k =	23,10	°	
Adhäsion:		a_k =	0,00	kN/m²	
Teilsicherheitsbeiwerte:	Einwirkungen (ständig)	γ_G =	1,00	BS-P	
	Einwirkungen (veränderlich)	γ_Q =	1,30	BS-P	
	Widerstände	γ_δ / γ_a =	1,25	BS-P	

1. Berechnung des Ausnutzungsgrades für den Endzustand (Dicke: d_{ges})

1.1 Einwirkungen (treibende Kräfte) und Widerstände:

Schubkraft (Boden):

$t_{B,d} = \gamma * \gamma_G * d_{ges.} * \sin \beta =$ 9,00 kN/m²

Schubkraft (Schnee):

$t_{S,d} = s * \gamma_Q * \sin \beta =$ 0,35 kN/m²

Strömungskraft:

$s_{w,d} = \gamma_w * \gamma_Q * h_w * \sin \beta =$ 0,08 kN/m²

- **Widerstände:**

Reibungskraft (Boden):

$t_{f,d} = \gamma * d_{ges.} * \cos\beta * (\tan \delta_k)/\gamma_\delta + a_k/\gamma_a =$ 9,23 kN/m²

Reibungskraft (Schnee):

$t_{S,h,d} = s * \cos \beta * (\tan \delta_k)/\gamma_\delta + a_k/\gamma_a =$ 0,28 kN/m²

1.2 Berechnung des Ausnutzungsgrades für dges:

$$\mu = ((t_{B,d} + t_{s,d} + s_{w,d}) * l) / ((t_{f,d} + t_{s,h,d}) * l) = \underline{\mathbf{0,99}} < 1$$

Die Ausnutzung für dges=1,50 und eine Aufstauhöhe von h = 0,02 m wird eingehalten!

Der angesetzte

Kontaktreibungswinkel: δ_k = 23,10 °

ist als Mindestreibungswinkel unter Vernachlässigung von Adhäsion im Zuge der Eignungsuntersuchungen nachzuweisen.

Anlage 4.2.2

Bauzustand (BS-T) für die OFA

Bemessung der Standsicherheit im Bauzustand GZ 1C (LF 2 - BS-T)

Erläuterung: Bei der Herstellung der 2-lagigen Rekultivierungsschicht wird für den Einbau das Einschieben des Bodenmaterials auf der 50 cm mächtigen unteren Lage der Reku-Schicht als maßgebende Bemessungssituation betrachtet. Zum Einschieben kommt exemplarisch Planierraupe vom **Typ Liebherr 724 LGP** zum Einsatz.

Grunddaten zur Bemessung im GZ1C (LF2 - BS-T)

Böschungsneigung:		β =	18,4	°	1:n= 1:3
Böschungslänge:		l =	100	m	
Dicke der Bodenschichten:		d_1 =	0,50	m	
		d_2 =	0,00	m	
		$d_{ges.}$ =	0,50	m	
Bodenwichte:		γ =	19,00	kN/m³	
Aufstauhöhe:		h_w =	0,02	m	
Wasserwichte:		γ_w =	10,00	kN/m³	
Gewicht der Raupe:		G_R =	200,00	kN	(inkl. Aufreißer + Hydraulik; aufgerundet)
Länge der Raupenkette:		l_R =	3,35	m	
Breite der Raupenkette:		b_R =	0,92	m	
Raupengeschwindigkeit:		v =	1,00	m/s	
Zeit bis zum Stillstand:		t =	2,00	s	
Lastausbreitungswinkel:			30,00	°	
Kontaktreibungswinkel:		δ_k =	25,90	°	
Adhäsion:		a_k =	0,00	kN/m²	
Teilsicherheitsbeiwerte:	Einwirkungen	γ_G =	1,00		(ständig LF 2)
	Einwirkungen	γ_Q =	1,20		(vorübergehend LF 2)
	Widerstände	γ_δ / γ_a =	1,15		Scherfestigkeiten LF 2)

1. Berechnung des Ausnutzungsgrades für den Einbau der unteren Lage der Rekultivierungsschicht (Dicke $d_1 = d_{ges}$)

1.1 Einwirkungen (treibende Kräfte):

Schubkraft (Boden):

$t_{B,d} = \gamma * \gamma_G * d_1 * \sin \beta =$ 3,00 kN/m²

Strömungskraft:

$s_{w,d} = \gamma_w * \gamma_Q * h_w * \sin \beta =$ 0,08 kN/m²

statische Belastung der Raupe:

$t_{Rd,s} = (G_R / A) * \gamma_Q * \sin \beta =$ 6,83 kN/m²

mit: $A = (2 * l_R * b_R) + [4 * d_1 * \tan 30° * (l_R + b_R)] =$ 11,09 kN/m²

dynamische Belastung der Raupe:

$t_{Rd,d} = ((G_R / g) * a_v) * \gamma_Q / A =$ 1,10 kN/m²

mit: $a_v = v / t =$ 0,5 m/s²

1.2 Widerstände:

Reibungskraft (Boden):

$t_{f,d} = \gamma * d_1 * \cos\beta * \tan\delta_k/\gamma_\delta + a_k/\gamma_a =$ 3,81 kN/m²

Reibungskraft aus der stat. Belast. der Raupe:

$t_{Rd,h} = (G_R/A) * \cos\beta * \tan\delta_k/\gamma_\delta$ = 7,22 kN/m²

2 Berechnung des Verhältni κ

$\kappa = ((t_{B,d} + s_{w,d}) * l) / (t_{f,d} * l) =$ 0,81

$\kappa < 1{,}0$

3 Berechnung des Ausnutzungsgrade μ für d_1:

$\mu = ((t_{B,d} + s_{w,d}) * l_R + (t_{Rd,s} + t_{Rd,d}) * l_R) / (t_{f,d} * l_R + t_{Rd,h} * l_R) =$ **0,998** < 1

$\mu < 1{,}0$

Die Ausnutzung für d_1=0,50 wird eingehalten!

Der angesetzte

Kontaktreibungswinkel: δ_k = 25,90 °

ist als Mindestreibungswinkel unter Vernachlässigung von Adhäsion im Zuge der Eignungsuntersuchungen nachzuweisen.