

Kies- und Sandgewinnung im Gewann Bonnau, Bobenheim-Roxheim

Anlage 5

Geotechnischer Bericht



Zusammenfassung

Die Firma Gebrüder Willersinn GmbH & Co. KG, Mittelpartstraße 1, 67071 Ludwigshafen plant die Kies- und Sandgewinnung im Gewann „Bonnau“, Bobenheim-Roxheim mit der Herstellung einer Warft bzw. des Betriebsgeländes im Bereich des Deiches Bonnau. Die Warft wird gegen den vorhandenen Rheinhauptdeich geschüttet. Für die Kies- und Sandförderung soll eine kontrollierte Baggerung zum Einsatz kommen.

Im Rahmen der Planungen wurden im Projektgebiet im Jahr 2016 Kleinrammbohrungen bis in eine maximale Tiefe von 5,00 m unter Geländeoberkante sowie schwere Rammsondierungen bis in eine maximale Tiefe von 15,60 m unter Geländeoberkante niedergebracht. Zur Absicherung und Ergänzung der Baugrunderkenntnisse im Bereich der geplanten Auskiesung wurden im Jahr 2017 drei Kernbohrungen bis in eine Tiefe von 25,0 m (bis mindestens 5 m unter die planmäßige Auskiesungssohle) bzw. eine Kernbohrung bis 37,00 m unter Geländeoberkante niedergebracht. Die aktuellen Erkundungen dienen der Vervollständigung des Baugrundmodells und der erforderlichen geotechnischen Parameter.

Die heutige Standsicherheit der westlich der Auskiesung liegenden Rheinhauptdeiche kann lediglich durch ggf. veränderte Grundwasserverhältnisse beeinflusst werden, die Gegenstand eines gesonderten hydrogeologischen Gutachtens sind. Der vorliegende Bericht beschränkt sich daher auf den Nachweis ausreichender geotechnischer Stabilität der nach Auskiesung vor den Deichen und um die Warft verbleibender Vorländer und Böschungen.

Auf Grundlage der Ergebnisse der Baugrunderkundung und der Laborergebnisse wurden Standsicherheitsberechnungen für die im Zuge der Kiesgewinnung entstehenden Baggersee- und Warftböschungen für die ausgewählten Profilschnitte der maßgebenden Bemessungssituationen mit einer geplanten Über- und Unterwasserböschungsneigung von 1:3 durchgeführt. Die ermittelten Ausnutzungsgrade μ lagen zwischen 0,52 und 0,90. Damit wurde eine ausreichende Sicherheit nachgewiesen, überwiegend mit großen Sicherheitsreserven. Dabei wurde auch der Sicherheitsmindestabstand zwischen dem Fuß des Rheinhauptdeiches und der Abbaukante der Kiesbaggerung von 15,00 m als ausreichend nachgewiesen. Südlich der Warft ist der 15 m breite Sicherheitsstreifen planerisch vorgesehen. Nördlich der Warft wird er aufgrund der dort vorhandenen BASF-Ethylenfernleitung auf 25 m erhöht. Der Sicherheitsstreifen zwischen Warft und Baggerseeböschung soll aufgrund der Standsicherheitsanforderungen mindestens 10,0 m betragen.

Ergänzend zu den Standsicherheitsberechnungen erfolgte eine Abschätzung der zulässigen Unterwasserböschung (maximal mögliche Böschungsneigung) mit den Gleichungen nach BODE (2005) bzw. PATZOLD & BODE (2010) für die vorgesehene maßgebende kontrollierte Baggerung. Die Berechnung ergab eine maximal standsichere mögliche Unterwasserböschung von ca. 1:2,5. Aufgrund der geplanten Böschungsneigung von 1:3 ergibt sich auch hier eine deutlich ausreichende Sicherheit.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die durchgeführten Standsicherheitsberechnungen ausreichende Sicherheiten bei kontrollierter Baggerung für die mit einer Neigung von 1:3,0 vorgesehene Kiesabbauböschung ergeben.

Als Schüttmaterial für die Warft können die im Projektgebiet anstehenden Decklehme aus den Bereichen der geplanten Auskiesung verwendet werden. Für die Warftschüttung mit hydraulisch verbesserten bindigen Böden wird ein Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 98 \%$ gefordert. Die weiteren Hinweise und Empfehlungen zur Bauausführung, zur Böschungsunterhaltung und Böschungssicherung sowie Hinweise zum Messkonzept für Setzungen und Verformungen sind gemäß dem vorliegenden geotechnischen Bericht vorgesehen.

Inhaltsverzeichnis

1	Vorgang und Leistungsumfang	6
2	Geologischer Überblick, Aufschlussergebnisse und Kenngrößen	12
3	Ingenieurgeologische Baugrundbeurteilung	18
4	Standsicherheitsnachweise	19
4.1	Tragsicherheit der Warft- und Baggerseeböschungen nach DIN 4084:2009-01 (Baugrund – Geländebruchberechnungen)	19
4.1.1	Berechnungsgrundlagen	19
4.1.2	Warftschüttung	20
4.1.3	Einwirkungen und Bemessungssituationen	21
4.1.4	Abdichtung und Sickerlinie	22
4.1.5	Böschungsbruchberechnungen	23
4.1.6	Spreadsicherheitsnachweis am Böschungsfuß	24
4.2	Tragsicherheit der Warft- und Baggerseeböschungen nach BODE (2005) und PATZOLD & BODE (2010)	25
4.3	Zusammenfassung und Auswertung der Standsicherheitsuntersuchungen	26
4.4	Sicherheit gegen Auftrieb und hydraulischen Grundbruch	26
4.5	Gebrauchstauglichkeit	26
5	Warftschüttung und Ausbildung der Warftfußpunkte	29
5.1	Anbindung der geplanten Warft an den bestehenden Rheinhauptdeich	29
5.2	Warftschüttmaterial	29
5.3	Empfehlungen zur Ausbildung der Warftfußpunkte	30
6	Unterhaltung / Wühltierschutz / Böschungssicherung	31
7	Schlussbemerkung	32

Anlagen:

1. Schichtenverzeichnisse der Kleinrammbohrungen RB 1 bis RB 6 nach DIN 4022
2. Bohrprofile der Kleinrammbohrungen RB 1 bis RB 6 nach DIN 4023 und Rammdiagramme DPH 1 bis DPH 6 in Anlehnung an DIN EN ISO 22476-2
3. Schichtenverzeichnisse der Kernbohrungen BK 1 bis BK 4 nach DIN 4022
4. Bohrprofile der Kernbohrungen BK 1 bis BK 4 nach DIN 4023
5. Fotodokumentation Kernkisten der Kernbohrungen BK 1 bis BK 4
6. Korngrößenverteilung der Bohrung RB 3 / Probe P 4 mittels Sieb- / Schlämmanalyse nach DIN 18123
7. Korngrößenverteilungen von Material der Kernbohrungen BK 1 bis BK 4 mittels Siebanalyse nach DIN 18123
8. Zustandsgrenzen von Material der Kernbohrungen BK 1 bis BK 4 nach DIN 18122
9. Glühverluste von Material der Kernbohrungen BK 1 bis BK 4 nach DIN 18128
10. Rahmenscherversuche von Material der Kernbohrungen BK 1 bis BK 4 nach DIN 18137
11. Sickerlinien- und Böschungsbruchberechnungen: Baggersee Warftbereich (Schnitt 1 – 1)
12. Sickerlinien- und Böschungsbruchberechnungen: Baggersee Nordbereich (Schnitt 2 – 2)
13. Sickerlinien- und Böschungsbruchberechnungen: Baggersee Südbereich (Schnitt 3 – 3)
14. Böschungsneigungen für Abbauprofil des Baggersees
15. Nachweis gegen Aufschwimmen der bindigen Seesohle (Auftriebssicherheit)
16. Setzungsberechnungen nach DIN 4019 im Anbindungsbereich Warft – Deich
17. Lageplan: Messkonzept
18. Lageplan: Baugrunderkundung Aufschlüsse und Lage der Schnitte

1 Vorgang und Leistungsumfang

Die Ingenieurgesellschaft Prof. Czurda und Partner mbH (ICP), Am Tränkwald 27, 67688 Rodenbach wurde durch die Gebrüder Willersinn GmbH & Co. KG, Mittelpartstraße 1, 67071 Ludwigshafen mit der Durchführung geotechnischer Untersuchungen und der Erstellung eines geotechnischen Berichts mit erdstatischen Standsicherheitsnachweisen der Baggersee- und Warftböschungen für das oben genannte Bauvorhaben beauftragt. Etwaige grundwasserhydraulische Auswirkungen auf die heutige Standsicherheit der bestehenden Rheinhauptdeiche werden in einem gesonderten hydrogeologischen Gutachten überprüft.

Für die Ausarbeitung des geotechnischen Berichts standen folgende Unterlagen zur Verfügung:

- [1] Geotechnische Untersuchungen und Standsicherheitsberechnungen;
IBES-Projekt-Nr.: 05.283.1; Stand 22.12.2005; 143 Seiten einschließlich Anlagen
von der IBES Baugrundinstitut GmbH, Fritz-Voigt-Straße 4, 67433 Neunstadt/Weinstraße
- [2] Geotechnisches Gutachten zum Ausbau des Rheinhauptdeiches, Deichabteilung IV,
Deich-km 18+200 – 19+400 Frankenthal-Mörsch u. Bobenheim-Roxheim; Projekt-Nr.:
E 4394c; Stand 08.12.2011; 19 Seiten und Anlagen (1.1-1.2, 2.0-2.12b, 3.1-3.4, 4.1-4.2,
5.1-5.4); von IGK Ingenieurgesellschaft Kärcher mbH, Hauptstraße 152,
76744 Wörth-Schaidt
- [3] Materialkennwerte und Qualitätssicherung zum Ausbau des Rheinhauptdeiches,
Deichabteilung IV, Deich-km 18+200 – 19+400 Frankenthal-Mörsch u.
Bobenheim-Roxheim; Projekt-Nr.: E 4394c19_QSP; Stand 06.08.2013; 7 Seiten
von IGK Ingenieurgesellschaft Kärcher mbH, Hauptstraße 152, 76744 Wörth-Schaidt
- [4] Anforderungen an die Arbeiten zur Deichelementherstellung und Qualitätssicherung zum
Ausbau des Rheinhauptdeiches, Deichabteilung IV, Deich-km 18+200 – 19+400
Frankenthal-Mörsch u. Bobenheim-Roxheim; Projekt-Nr.: E 4394c20_QSP_Dichtwand;
Stand 07.08.2013; 5 Seiten; von IGK Ingenieurgesellschaft Kärcher mbH,
Hauptstraße 152, 76744 Wörth-Schaidt
- [5] Plan-Nr. 2.01: „Übersichtsplan Variante 6a“; Projekt Nr.: 76381; Maßstab 1:2000;
Stand 16.06.16; ipr Consult Ingenieurgesellschaft PAPPON + RIEDEL mbH,
Wiesenstraße 58, 67433 Neustadt
- [6] Plan 1: „Abbauplan“; Projekt Kies- und Sandgewinnung im Gewann Bonnau;
Maßstab 1:2500; Stand Juli 2016; Spang.Fischer.Natzschka.GmbH, Altrottstraße 26,
69190 Walldorf
- [7] Plan-Nr. 2.01: „Übersichtsplan Variante 6a“; Projekt Nr.: 76612;
Maßstab 1:2000; Stand Dezember 2016; ipr Consult Ingenieurgesellschaft
PAPPON + RIEDEL mbH, Wiesenstraße 58, 67433 Neustadt
- [8] Plan-Nr. 7.05: „Lageplan Station 2+375 – 2+725, 835“; Projekt Nr.: 76612; Maßstab 1:500;
Dezember 2016; ipr Consult Ingenieurgesellschaft
PAPPON + RIEDEL mbH, Wiesenstraße 58, 67433 Neustadt

- [9] Plan-Nrn. 1.1, 2 bis 6, 7.1: „Lageplan Aufbereitungsanlage, Schöpfrad und Rohkieshalde, Vorsiebstation, Körnungsaufbereitung, Sandaufbereitung, Sandhalden, Verladeanlagen, Zuführband 1 Schiffsverladung“; Projekt KW Bonnau; Maßstab 1:500 / 1:200; 10./11.2016; Ingenieurbüro Hans Gehrlein, Offenbacher Straße 22, 76865 Insheim
- [10] Schichtenverzeichnisse nach DIN 4022 und Bohrprofile der Kernbohrungen BK 1 bis BK 4 sowie der Grundwassermessstelle GWM 2 nach DIN 4023 der Fa. Hettmannsperger Bohrgesellschaft mbH, Industriestraße 22, 76470 Ötigheim
- [11] Systembeschreibung „DredgerNaut“ – das Abbaukontrollsystem für die Kies- und Sandindustrie, Version 11.0.9 vom TEAM GmbH, Westerholter Straße 781, 45701 Herten
- [12] Schichtenverzeichnisse der Bohrungen B 1 bis B 11 zur Erkundung von Sand und Kies auf dem Ackergelände von Heyl'sche Landgut inkl. Korngrößenverteilungen durch Siebung nach DIN 18123; Stand 2000 / 2002; Ernst Hild GmbH, Am Wegweiser 7, 67071 Ludwigshafen-Ruchheim
- [13] Gutachterliche Stellungnahme zur Standsicherheit des Rheinhauptdeiches, Deichabteilung IV, Deich-km 16+700 – 19+000 Gemarkung Frankenthal-Mörsch und Bobenheim-Roxheim; Projekt-Nr.: E 3494b; Stand 27.05.1999; 11 Seiten und Anlagen (2.1-2.14, 3.38-3.42, 4.1, 5.1-5.5); von IGK Ingenieurgesellschaft Kärcher mbH, Hauptstraße 152, 76744 Wörth-Schaidt
- [14] Erdstatische und untergrundhydraulische Nachweise Ausbau des Rheinhauptdeiches, Deichabteilung IV, Deich-km 18+200 – 19+470 Gemarkung Roxheim und Worms; Projekt-Nr.: E 3494c; Stand 15.08.2013; 17 Seiten und Anlagen; von IGK Ingenieurgesellschaft Kärcher mbH, Hauptstraße 152, 76744 Wörth-Schaidt
- [15] Standsicherheitsbeurteilung Rheinhauptdeich „Petersau – Bannen“, Deichabteilung IV, Deich-km 16+700 – 18+200 Gemarkung Bobenheim-Roxheim; Projekt-Nr.: E 3494e; Stand 12.12.2013; 16 Seiten und Anlagen; von IGK Ingenieurgesellschaft Kärcher mbH, Hauptstraße 152, 76744 Wörth-Schaidt

Im Zuge der geplanten Kies- und Sandgewinnung im Gewann „Bonnau“, Bobenheim-Roxheim ist die Herstellung einer Warft bzw. des Betriebsgeländes im Bereich des Deiches Bonnau vorgesehen (s. Bilder 1 bis 3). Die Warft wird gegen den vorhandenen Rheinhauptdeich geschüttet. Es wird mit einer Schüttmasse von ca. 142.000 m³ gerechnet. Auf der Warft wird das neue Kieswerk errichtet.



Bild 1: Untersuchungsbereich am 22.09.2016; Blickrichtung Norden



*Bilder 2 und 3: Untersuchungsbereich am 04.12.2017 und am 08.12.2017;
Blickrichtung Nordosten / Norden*

Zur Erkundung des Untergrundes wurden am 22.09.2016, 23.09.2016 und 30.09.2016 im Projektgebiet **-6-** Kleinrammbohrungen RB 1 bis RB 6 (DN 80/60/50) nach DIN EN ISO 22475-1 mit durchgehendem Gewinn gekernter Bodenproben bis in Tiefen zwischen 4,00 m und 5,00 m unter Geländeoberkante abgeteuft.

Zur Beurteilung der Lagerungsdichte bzw. Konsistenz der im Bereich des Baufeldes anstehenden Lockergesteinsböden wurden insgesamt **-6-** schwere Rammsondierungen DPH 1 bis DPH 6 nach DIN EN ISO 22476-2 niedergebracht. Die Sondierungen endeten in Tiefen zwischen 9,60 m und 15,60 m uAP in den anstehenden Sanden bzw. Kiesen. Sie waren nicht ausgerammt (Sondierabbruch).

Die Aufschlussresultate der Kleinrammbohrungen RB 1 bis RB 6 sowie der scheren Rammsondierungen DPH 1 bis DPH 6 wurden in Schichtenverzeichnissen nach DIN 4022 (Anlage 1) und Bohrprofilen nach DIN 4023 sowie in Schlagzahldiagrammen für Rammsondierungen in Anlehnung an DIN EN ISO 22476-2 dargestellt (Anlagen 2.1 bis 2.5).

Ergänzend wurden für die Erstellung der erforderlichen Standsicherheitsberechnungen durch Fa. Hettmannsperger Bohrgesellschaft mbH, Industriestraße 22, 76470 Ötigheim vom 29.11.2017 bis 15.12.2017 im Untersuchungsgebiet insgesamt **-4-** Kernbohrungen BK 1 bis BK 4 nach DIN EN ISO 22475-1 mit durchgehendem Gewinn gekernter Bodenproben abgeteuft.

Die Kernbohrungen BK 1, BK 3 und BK 4 (DN 219) wurden entlang des bestehenden Rheinhauptdeiches in einer Entfernung zum Deichfuß von ca. 40,00 m – 55,00 m (ca. auf der Mitte der vorgesehenen, später im Rahmen der Kiesgewinnung entstehenden Baggerseeböschung) bis in eine Tiefe von jeweils 25,00 m unter dem Ansatzpunkt (uAP) niedergebracht. Die Kernbohrung BK 2 (DN 324) wurde im Bereich der geplanten Warft bis in eine Tiefe von 37,00 m unter Geländeoberkante bis zum Erreichen des 2. Aquifers und ca. 5,00 m Einbinden in den 2. Aquifer ausgeführt und zur Grundwassermessstelle GWM 2 (s. [10]) ausgebaut.

Die Aufschlussresultate der Kernbohrungen BK 1 bis BK 4 sind den Schichtenverzeichnissen nach DIN 4022 und Bohrprofilen sowie der Pegelausbaukizze GWM 2 nach DIN 4023 [10] zu entnehmen.

Die Schichtenverzeichnisse und Bohrprofile wurden nach der Auswertung der Laborergebnisse überarbeitet und mit den Angaben der hydrogeologischen Schichten dargestellt (Anlagen 3.1 bis 3.4 und 4.1 bis 4.3).

Die geotechnische Begleitung und Überwachung der Bohrarbeiten wurde von ICP durchgeführt. Die Bodenproben wurden aus ausgelegten Kernkisten (Bohrgut) entnommen. Die Kernkisten wurden fotografisch dokumentiert (Anlage 5).

Zur Bodenklassifikation nach DIN 18196 wurde im bodenmechanischen Labor an **-1-** charakteristischen Bodenprobe (RB 3 / P 4) die Korngrößenverteilung mittels Sieb- / Schlämmanalyse nach DIN 18123 bestimmt (Anlage 6).

Weiterhin wurde zur Bodenklassifikation nach DIN 18196 im bodenmechanischen Labor an **-42-** charakteristischen Bodenproben die Korngrößenverteilung mittels Nass-/Trockensiebung nach DIN 18123 bestimmt (Anlagen 7.1 bis 7.42).

Zur weiteren Bodenklassifikation nach DIN 18196 wurden im bodenmechanischen Labor an **-8-** charakteristischen Bodenproben die Zustandsgrenzen nach ATTERBERG gemäß DIN 18122 bestimmt (Anlagen 8.1 bis 8.8).

Zur Ermittlung des organischen Anteils wurde an **-3-** hinsichtlich der Färbung auffälligen Bodenproben der Glühverlust nach DIN 18128-GL bestimmt (Anlage 9).

An **-9-** charakteristischen Bodenproben wurde die Scherfestigkeit nach DIN 18137-3 (Rahmenschersversuch) ermittelt (Anlagen 10.1 bis 10.9).

Für die erbohrten Bodenschichten wurden die charakteristischen Bodenkenngrößen nach DIN 1055, die Bodengruppen nach DIN 18196, die Bodenklassen nach DIN 18300:2012-09 sowie die Frostepfindlichkeitsklassen nach ZTV E-StB 17 ermittelt.

Sämtliche Aufschlusspunkte wurden mittels GNSS-Vermessung nach Lage (Gauß-Krüger-Koordinaten) und Höhe (m ü NN) ermittelt und sind der Tabelle 1 zu entnehmen. Die Endteufen der niedergebrachten Aufschlüsse (m uAP und m ü NN) sind ebenfalls in der Tabelle 1 aufgeführt.

Die Ansatzhöhen und Endteufen der niedergebrachten Aufschlüsse gehen aus nachfolgender Tabelle 1 hervor:

Tabelle 1: Höhen- und Koordinatenangaben

Höhen- und Koordinatenangaben					
Projekt:	Gebrüder Willersinn GmbH & Co. KG Auskiesung Bonnau und Herstellung der Warft In Bobenheim-Roxheim				
Datum:	22./23.+30.09.2016		29.11.2017 – 15.12.2017		
Beobachter:	ICP		Hettmannsperger		
Koordinatensystem:	Gauß-Krüger- Koordinatensystem				
Kleinrammbohrung (RB) / Schwere Rammsondierung (DPH) / Kernbohrung (BK)	Gauß-Krüger-Koordinaten		Ansatzpunkt (AP)	Endteufe	
	Rechtswert [m]	Hochwert [m]	[m ü NN]	[m u AP]	[m ü NN]
Baugrunderkundung 2016					
RB 1	3457945,501	5493726,496	90,534	5,00	85,534
DPH 1				9,60	80,934
RB 2	3457785,457	5494021,742	90,066	5,00	85,066
DPH 2				12,90	77,166
DPH 3	3457889,217	5494069,845	90,748	13,40	77,348
RB 3	3457411,146	5494213,556	90,333	5,00	85,333
DPH 4				15,60	74,733
RB 4	3457250,421	5494388,187	89,050	5,00	84,050
DPH 5	3457499,345	5494285,752	90,635	14,30	76,335
RB 5	3457331,577	5494485,471	90,534	4,00	86,534
DPH 6				13,50	77,03
RB 6	3457219,500	5494525,680	90,709	4,00	86,709
Baugrunderkundung 2017					
BK 1	3457121,581	5494924,191	89,480	25,00	64,480
BK 2 / GWM 2	3457189,772	5494563,017	89,903	37,00	52,903
BK 3	3457496,032	5494118,853	89,731	25,00	64,731
BK 4	3457777,718	5493982,044	89,340	25,00	64,340

Die Lage der Aufschlusspunkte ist dem beigefügten Lageplan zu entnehmen (Anlage 18).

Der vorliegende geotechnische Bericht fasst die Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen in den Warft- und Uferbereichen sowie die Durchführung der erdstatischen Standsicherheitsnachweise für die im Zuge der Kiesgewinnung entstehenden Baggersee- und Warftböschungen für drei ausgewählte Profilschnitte zusammen und gibt Hinweise und Empfehlungen zur Bauausführung.

2 Geologischer Überblick, Aufschlussergebnisse und Kenngrößen

Gemäß der geologischen Übersichtskarte von Rheinland-Pfalz 1:300.000 (herausgegeben vom Landesamt für Geologie und Bergbau, Rheinland-Pfalz) liegt das Untersuchungsgebiet im Grenzbereich der Rheinaue mit alten, rezenten bis subrezentem Mäandersystemen („Rha“ und „Rhr“, Quartär; Holozän). Diese aufgebauten Bereiche der Rheinaue bestehen aus sandigen Lehmen bis kiesigen, z. T. tonigen, humosen Sanden sowie kiesigen Sanden bis sandigen, z. T. lehmigen bis tonigen Kiesen (in Altarmen).

Entsprechend der regionalgeologischen Situation lässt sich auf Grundlage der bis dato durchgeführten Aufschlussergebnisse (s. auch [1] und [12]) sowie in Anlehnung an die hydrogeologischen Kartierung und Grundwasserbewirtschaftung Rhein-Neckar-Raum 1:50.000, 3. Bericht, Jahr 1999 das nachfolgende, in Schichtglieder (SG) unterteilte Grundsatzprofil unterhalb der ca. 0,30 m-0,50 m mächtigen Oberbodendecke ableiten:

SG I: Decklehme sowie

Schluffe und Tone mit organischen Lagen (Oberer Zwischenhorizont OZH)

SG Ia: Decklehme, Schluffe und Tone

Schluffe, ±feinsandig, ±mittelsandig, ±tonig, ± kalkhaltig;

Tone, ±schluffig, ±kiesig, ±sandig

Farbe: hellbraun, beigebraun, braun, grau, dunkelgrau, dunkelbraun

Konsistenz: weich bis halbfest

Bodengruppen: UL, UM, UA, TL, TM, TA nach DIN 18196

SG Ib: organische Schluffe und Tone

Schluffe, ±sandig, ±tonig, z. T. organische Anteile aus Pflanzenresten;

Tone, ±schluffig, ±kiesig, ±sandig, z. T. organische Anteile aus Pflanzenresten

Farbe: dunkelbraun, dunkelgrau, grau

Konsistenz: weich bis halbfest

Bodengruppen: OU, OT nach DIN 18196

SG II: z.T. bindige Sande und Kiese (Oberer Grundwasserleiter (OGWL) und Oberer Teil des Mittleren Grundwasserleiters (MGWLo))

SG IIa: Sande und Kiese

Fein- bis Grobsande und Kiese, ±fein- bis grobkiesig, ±fein- bis grobsandig, teils schwach schluffig, ±kalkhaltig

Farbe: hellgrau, grau, braun, hellbraun, beigebraun, helloliv

Lagerung: locker bis dicht

Bodengruppen: SU, SE, SI, SW, GI nach DIN 18196

SG IIb: bindige Sande

Fein- bis Mittelsande, schluffig bis stark schluffig, teils schwach mittel- bis grobsandig, z.T. wassergesättigt, ±kalkhaltig

Farbe: hellgrau, grau, beigebraun, graubraun

Konsistenz: weich bis steif

Bodengruppen: SU*, ST* nach DIN 18196

Die charakteristischen Kenngrößen der anstehenden Schichtglieder sind in der nachfolgenden Tabelle 2 zusammengestellt. Die mittels Rahmenscherversuchen nach DIN 18137 ermittelten Scherparameter (Anlagen 10.1 bis 10.9) sind in der Tabelle 2 ebenfalls aufgeführt (s. auch Tab. 3).

Tabelle 2: Charakteristische Kenngrößen und Parameter

	SG Ia Decklehme, Schluffe und Tone	SG Ib organische Schluffe und Tone	SG IIa Sande und Kiese	SG IIb bindigeSande
Bodengruppe (DIN 18196)	UL, UM, UA TL, TM, TA	OU, OT	SU, SE, SI, SW, GI	SU*, ST*
Boden-/Felsklasse (DIN 18300:2012-09)	4, 2 ⁺⁾	2	3	4, 2 ⁺⁾
Konsistenz Lagerungsdichte	weich bis halbfest --	weich bis halbfest --	-- locker bis dicht	weich bis steif --
Plastizität	leicht bis ausgeprägt plastisch	leicht bis ausgeprägt plastisch	--	leicht plastisch
Wichte (DIN 1055) cal γ [kN/m ³] cal γ' [kN/m ³]	18,0 – 21,0 8,0 – 11,0	14,0 – 17,0 4,0 – 7,0	18,0 – 24,0 10,0 – 14,0	20,0 – 20,5 10,0 – 10,5
Reibungswinkel cal φ' [Grad] (DIN 1055)	17,5 – 27,5	15	29,0 – 35,4	27,5 – 31,8
Kohäsion (DIN 1055) cal c_u [kN/m ²] cal c' [kN/m ²]	0 – 75 0 – 25	10 – 20 0	-- --	0 – 40 0 – 9
Steifemodul cal E_s [MN/m ²]	5 – 50	1 – 4	10 – 60	10 – 30
Frostempfindlichkeitsklasse (ZTV E-StB 17)	F3	F3	SU: F2 ⁺⁺⁾ SE, SI, SW, GI: F1	F3
Massenanteil (M.-%) Steine Blöcke große Blöcke	0 - 30 0 0	0 - 30 0 0	0 - 30 0 0	0 - 30 0 0
Durchlässigkeitsbeiwert cal k_f [m/s] (Literaturangaben)	$10^{-6} - 10^{-12}$	10^{-7}	$10^{-4} - 10^{-6}$	$10^{-6} - 10^{-9}$

⁺⁾ Fein- und gemischtkörnige Böden verändern ihre Konsistenz bereits bei geringer Veränderung des Wassergehaltes. Aufgeweichte bindige Böden bzw. solche von breiiger Konsistenz gehen in Bodenklasse 2 nach DIN 18300: 2012-09 über.

⁺⁺⁾ Nur wenn ≥ 5 Gew.-% $< 0,063$ mm bei $U \geq 15$ oder ≥ 15 Gew.-% $< 0,063$ mm bei $U \leq 6$, sonst zu F1 gehörend.

Scherversuche

In der nachfolgenden Tabelle 3 sind die Ergebnisse der konsolidiert dränierten Rahmenscherversuche nach DIN 18137-3 zusammengestellt (Anlagen 10.1 bis 10.9):

Tabelle 3: Ergebnisse der Scherversuche für z.T. bindige Fein- bis Mittelsande

Kernbohrung (BK) / Entnahmetiefe [m]	Bodenart	Bodengruppe nach DIN 18196	Reibungswinkel φ [°]	Kohäsion c' [kN/m ²]
BK 1 / P 5 1,80 – 2,60	mS, fs, gs'	SE	29,0	8,7 ^{*)}
BK 1 / P 11 12,00 – 13,30	mS, fs, gs'	SE	34,4	15,4 ^{*)}
BK 2 / P 9 6,50 – 8,10	mS, u, fs, g', gs'	SU*	31,9	9,0
BK 2 / P 14 12,20 – 14,10	mS, gs, fg', fs'	SE	34,6	0,3 ^{*)}
BK 3 / P 2 0,50 – 1,20	S, u	SU*	31,8	8,7
BK 3 / P 3 1,20 – 2,90	S, u'	SU	35,0	0,2 ^{*)}
BK 3 / P 14 11,30 – 13,40	mS, fs, g', gs'	SE	34,6	5,2 ^{*)}
BK 4 / P 5 1,40 – 3,00	fS, mS, u'	SU	35,4	5,2 ^{*)}
BK 4 / P 8 9,30 – 11,30	mS, fs, g', gs'	SE	33,0	1,2 ^{*)}

^{*)} Eine Kohäsion c' ist bei den nicht bindigen Sanden und Kiesen nicht vorhanden. Werden geringe c' -Werte erzielt, so handelt es sich um eine „scheinbare Kohäsion“ infolge Kapillarspannungen.

Korngrößenverteilung mittels Nass-/Trockensiebung

In der nachfolgenden Tabelle 4 sind die Ergebnisse der Korngrößenverteilungen mittels Nass-/Trockensiebung nach DIN 18123 zusammengestellt (Anlagen 7.1 bis 7.42):

Tabelle 4: Ergebnisse der Korngrößenverteilung KB 1 bis BK 4

Kernbohrung (BK) / Probennummer (P)	Entnahmetiefe [m]	Bodenart	Bodengruppe nach DIN 18196
BK 1 / P 3	0,70 – 1,60	mS, fs, gs'	SE
BK 1 / P 5	1,80 – 2,60	mS, fs, gs'	SE
BK 1 / P 8.1	2,90 – 5,00	S, fg, mg	SI
BK 1 / P 8.2	5,00 – 7,00	S, fg, mg'	SE
BK 1 / P 8.3	7,00 – 9,10	S, fg, mg	SE
BK 1 / P 9	9,10 – 10,40	S, G	GI
BK 1 / P 10	10,40 – 12,00	mS, fs, gs, fg'	SE
BK 1 / P 11	12,00 – 13,30	mS, fs, gs'	SE

Kernbohrung (BK) / Probennummer (P)	Entnahmetiefe [m]	Bodenart	Bodengruppe nach DIN 18196
BK 1 / P 12	13,30 – 14,70	S, fg'	SE
BK 1 / P 13	14,70 – 15,40	S, G	GI
BK 1 / P 24.1	21,00 – 23,00	fS, ms, u'	SU
BK 2 / P 6	1,70 – 3,00	S, G	GI
BK 2 / P 7.1	3,00 – 5,00	S, fg, mg	SI
BK 2 / P 7.2	5,00 – 6,10	S, fg, mg'	SE
BK 2 / P 9	6,50 – 8,10	mS, u, fs, g', gs'	SU*
BK 2 / P 10	8,10 – 9,40	fS, u, ms'	SU*
BK 2 / P 11	9,40 – 10,30	mS, mg, fs', gs', fg'	SE
BK 2 / P 12	10,30 – 11,40	S, G	GI
BK 2 / P 14	12,20 – 14,10	mS, gs, fs', fg'	SE
BK 2 / P 28	18,60 – 19,30	U, fs, ms, gs'	SU*
BK 2 / P 30.1	20,10 – 22,00	fS, ms, u'	SU
BK 2 / P 30.2	22,00 – 24,00	mS, fs, u', gs'	SU
BK 2 / P 30.3	24,00 – 26,90	fS, mS, u'	SU
BK 3 / P 3	1,20 – 2,90	S, u'	SU
BK 3 / P 7	4,80 – 5,70	mS, mg, fs', fg', mg'	SE
BK 3 / P 8	5,70 – 6,40	mS, fs, g', gs'	SE
BK 3 / P 9	6,40 – 7,50	mS, gs, fs', fg', mg'	SE
BK 3 / P 10	7,50 – 8,50	S, G	GI
BK 3 / P 12	9,20 – 10,30	mS, fs, g', gs'	SE
BK 3 / P 13	10,30 – 11,30	mS, mg, fs', gs', fg'	SE
BK 3 / P 14	11,30 – 13,40	mS, fs, g', gs'	SE
BK 3 / P 15	13,40 – 15,50	mS, gs, s', fg'	SE
BK 3 / P 23.1	20,90 – 23,00	fS, ms, u'	SU
BK 4 / P 5	1,40 – 3,00	fS, mS, u'	SU
BK 4 / P 6.1	3,00 – 5,00	S, fg, mg'	SE
BK 4 / P 6.2	5,00 – 6,60	S, G	GI
BK 4 / P 7	6,60 – 9,30	S, fg', mg'	SE
BK 4 / P 8	9,30 – 11,30	mS, fs, g', gs'	SE
BK 4 / P 9	11,30 – 14,00	S, fg, mg', gg'	SE
BK 4 / P 10	14,00 – 15,80	S, G	GI
BK 4 / P 15	16,90 – 18,80	U, ms, fs'	TL
BK 4 / P 22	22,00 – 24,60	mS, gs, u', fs'	SU

Zustandsgrenzen nach ATTERBERG

In der nachfolgenden Tabelle 5 sind die Ergebnisse der Bestimmung der Zustandsgrenzen nach ATTERBERG gemäß DIN 18122 zusammengestellt (Anlagen 8.1 bis 8.8):

Tabelle 5: Ergebnisse der Zustandsgrenzen

Kernbohrung (BK) / Probennummer (P)	Entnahmetiefe [m]	Bodenart	Bodengruppe nach DIN 18196	Konsistenz
BK 1 / P 15	15,65 – 15,80	Ton	TA	steif
BK 1 / P 21	17,40 – 18,70	Sand-Ton Gemische	ST*	weich
BK 2 / P 17	15,35 – 15,70	Schluff	UA	steif
BK 2 / P 19	15,85 – 16,40	Schluff	TM	steif
BK 2 / P 29	19,30 – 20,10	Sand-Schluff Gemische / Schluff	SU*-UL	weich-steif bis halbfest
BK 3 / P 19	17,20 – 18,60	Schluffe	UM	steif
BK 4 / P 12	15,90 – 16,40	organische Tone	OT	steif-halbfest
BK 4 / P 14	16,60 – 16,90	Schluffe	TL	weich-steif bis halbfest

Glühverlust

Die bei den Kernbohrungen BK 2 bis BK 4 entnommenen Bodenproben des Oberen Zwischenhorizontes (OZH) zeigten auffällige dunkelbraune sowie grau-dunkelgraue Färbungen, so dass der Verdacht auf einen erhöhten Gehalt an organischen Bestandteilen (zersetzte Pflanzenreste) bestand. Organische Bestandteile bedingen eine ungünstige Beeinflussung der bodenphysikalischen Eigenschaften durch Volumenverlust infolge Verrottung, verringerte Verdichtbarkeit und Wasserdurchlässigkeit sowie Zunahme der Kompressibilität infolge von erhöhtem Porenanteil mit entsprechend verringerter Tragfähigkeit.

An den entnommenen Bodenproben BK2 / P 18, BK 3 / P 20 und BK 4 / P 12 wurden exemplarisch Glühverluste nach DIN 18128-GL im bodenmechanischen Labor bestimmt, um den Anteil an organischen Bestandteilen zu ermitteln (Anlage 9).

Der Glühverlust entspricht dem Masseverlust des bei 105°C getrockneten Bodens bei einer Glüh-temperatur von 550°C. Basierend auf den Versuchsergebnissen weisen die untersuchten Proben folgende Gehalte an organischen Bestandteilen auf:

BK 2 / P 18 (15,70 – 15,85 m) $V_{GL} = 14,28 \text{ M-\%}$

BK 3 / P 20 (18,55 – 18,90 m) $V_{GL} = 13,30 \text{ M-\%}$

BK 4 / P 12 (15,90 – 16,40 m) $V_{GL} = 14,50 \text{ M-\%}$

Organische Bestandteile wirken sich bei bindigen Böden erfahrungsgemäß ab einem Glühverlust von 5 M.-% maßgeblich aus (vgl. DIN 1054). Ab diesem Gehalt an organischen Bestandteilen zeigen diese Böden bereits erheblich veränderte plastische Eigenschaften.

Die Glühverluste der untersuchten bindigen Böden lagen über dem genannten Wert von 5 M.-%. Diese Böden sind daher der Bodengruppe OU bzw. OT zuzuordnen.

Wasserstände

Grund-, Schicht- oder Stauwasser konnte zum Zeitpunkt der Feldarbeiten (22./23. + 30.09.2016) bei den Kleinrammbohrungen RB 1 bis RB 6 sowie den schweren Rammsondierungen DPH 4 bis DPH 6 bis zu Tiefen zwischen 1,10 m uAP und 3,80 m uAP nicht nachgewiesen werden. Für größere Tiefen kann für diese Aufschlüsse wegen Zufallens der Bohr-/Sondierlöcher nach dem Ziehen des Bohr-/Sondiergestänges keine Aussage über die Wasserspiegelhöhe getroffen werden. Die bei den Bohrungen RB 3 bis RB 5 entnommen Bodenproben waren jedoch ab Tiefen zwischen 2,00 und 4,70 m uAP nass bzw. wassergesättigt, was auf das Vorhandensein von Wasser in diesen Tiefen schließen lässt. Bei allen anderen Aufschlüssen konnte kein Grund-, Schicht- oder Stauwasser bis zur jeweiligen Endteufe nachgewiesen werden.

Grund-, Schicht- oder Stauwasser wurde zum Zeitpunkt der ergänzenden Baugrunderkundung (29.11.2017 – 15.12.2017) bei den Kernbohrungen BK 1 bis BK 4 angetroffen. Die gemessenen Wasserspiegelhöhen in m uAP und m üNN sind in nachfolgender Tabelle 6 angegeben:

Tabelle 6: Gemessene Wasserspiegelhöhen

Kernbohrungen (BK)	Gemessene Wasserspiegelhöhe [m unter Ansatzpunkt]	Gemessene Wasserspiegelhöhe
		[m üNN]
BK 1	2,90 angebohrt am 29.11.2017	ca. 86,60
	2,95 eingestellt am 30.11.2017	ca. 86,50
BK 2	3,00 angebohrt am 11.12.2017	ca. 86,90
	2,90 eingestellt am 12.12.2017	ca. 87,00
BK 3	3,10 angebohrt am 01.12.2017	ca. 86,60
	3,06 eingestellt am 04.12.2017	ca. 86,70
BK 4	3,00 angebohrt am 05.12.2017	ca. 86,30
	3,10 eingestellt am 06.12.2017	ca. 86,20

Generell ist eine zeitweilige, jahreszeitlichen Schwankungen unterliegende Schichtwasserführung bzw. die Ausbildung staunasser Horizonte nicht auszuschließen.

Des Weiteren ist zu beachten, dass der Grundwasserspiegel Schwankungen unterliegt. Innerhalb eines Jahres ist in der Regel ein jahreszeitlicher Wechsel von hohen Grundwasserständen (Maximum meistens im Frühjahr) und niedrigen Grundwasserständen (Minimum meistens im Herbst) gegeben. Ursache ist die Grundwasserneubildung aus Niederschlag im Winterhalbjahr und die fehlende bzw. nur eine geringe Grundwasserneubildung im Sommerhalbjahr.

In mehreren Trockenjahren hintereinander kommt es in der Regel zu einem insgesamt über mehrere Jahre fallenden Trend, in mehreren Nassjahren hintereinander zu einem insgesamt über mehrere Jahre steigenden Trend der Grundwasserstände. Dabei wird dieser längerzeitige Trend vom jahreszeitlichen Wechsel der Grundwasserstände innerhalb eines Jahres überlagert.

In diesem Zusammenhang weisen wir ferner darauf hin, dass auch die zeitweilige Ausbildung lokaler Staunässehorizonte auf Schichtlagen oberhalb des geschlossenen Grundwasserspiegels, insbesondere nach andauernden Niederschlagsperioden, im gesamten Baufeld nicht generell auszuschließen ist.

Außerdem können infolge variierender Rheinwasserstände Änderungen in den Grundwasserständen auftreten.

3 Ingenieurgeologische Baugrundbeurteilung

Die im Untersuchungsgebiet unter der 0,30 m – 0,50 m mächtigen Oberbodendecke der Boden- gruppe OU (humose, sandige, tonige Schluffe) aufgeschlossenen bindigen Böden setzen sich aus schwach bis stark feinsandigen, teils mittelsandigen, tonigen Schluffen des Schichtgliedes SG Ia der Bodengruppen TL und TM nach DIN 18196 zusammen, deren Konsistenz aufgrund der Sondierergebnisse mit Korrelation zu den Kleinramm- und Kernbohrungen als überwiegend steif, bereichsweise weich zu beurteilen ist. Die Mächtigkeit der Decklehme beträgt im Mittel etwa zwischen 0,50 m und 3,50 m.

Unter den bindigen Deckschichten stehen ca. 14,20 – 15,60 m mächtige schwach fein- / grob- sandige bis fein-/grob-sandige, schwach bis stark fein- bis grobkiesige, teils schwach schluffige, Fein- bis Grobsande sowie Kiese des Schichtgliedes SG IIa der Bodengruppen SU, SE, SI, SW und GI nach DIN 18196 an (Oberer Grundwasserleiter OGWL), deren Lagerungsdichte aufgrund der Aufschlussergebnisse als überwiegend mitteldicht, bereichsweise locker zu beurteilen ist.

Im mittleren Teil des Untersuchungsgebiets im Bereich der geplanten Warft treten Einschaltungen aus bindigen Sanden und Schlufflinsen mit Mächtigkeiten von ca. 0,90 m bis ca. 2,90 m auf (vgl. BK 2 und B 11).

Unter dem Oberen Grundwasserleiter OGWL sind Tone und Schluffe mit organischen Lagen des Schichtgliedes SG Ia / SG Ib der Bodengruppen UL, UM, UA, TL, TM, TA sowie OU, OT nach DIN 18196 in einer Mächtigkeit von ca. 3,80 m – 5,10 m (Oberer Zwischenhorizont OZH) aufgeschlossenen.

Im Liegenden folgen der Obere und Untere Grundwasserleiter MGWLo und MGWLu mit einem Zwischenhorizont ZH2 (s. Anlage 4.3).

4 Standsicherheitsnachweise

4.1 Tragsicherheit der Warft- und Baggerseeböschungen nach DIN 4084:2009-01 (Baugrund – Geländebruchberechnungen)

Die Nachweise erfolgen in Anlehnung an DIN 19712:2013-01 Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern und Merkblatt DWA-M 507-1 Deiche an Fließgewässern, Teil 1: Planung, Bau und Betrieb sowie DIN 4084:2009-01.

4.1.1 Berechnungsgrundlagen

Die folgenden Nachweise erfolgen für die Warft im Profilschnitt 1 – 1 und für die Böschungen des Baggersees im ausgewählten Profilschnitt 2 – 2 im Norden und 3 – 3 im Süden des Untersuchungsgebietes auf Grundlage der Baugrunderkundung aus 2016 / 2017. Außerdem wurden für die weiteren Betrachtungen und Berechnungen die geotechnischen Untersuchungen im Projektgebiet zum Ausbau des Rheinhauptdeiches aus den Jahren 2000 / 2002 sowie 2005 und 2011 (s. [1], [2] und [12] bis [14]) herangezogen.

Die Profilschnitte sind den Anlagen 11 bis 13 zu entnehmen. Die Lage der Profilschnitte ist in der Anlage 18 gekennzeichnet.

Als Berechnungsgrundlage wurden für den Profilschnitt 1 - 1 die im Warftbereich durchgeführten Kleinrammbohrungen RB 4 bis RB 6 in Verbindung mit den schweren Rammsondierungen DPH 5 und DPH 6 (Anlagen 2.3 bis 2.5) sowie die Kernbohrung BK 2 (Anlage 4.2 und 4.3) herangezogen.

Als Berechnungsgrundlage für den Profilschnitt 2 - 2 dienten die im nördlichen Uferbereich durchgeführte Kernbohrung BK 1 (Anlagen 4.1 und 4.3) sowie Parameter aus [2] und [14].

Für den Profilschnitt 3 - 3 im südlichen Uferbereich wurden die Kleinrammbohrungen RB 1 bis RB 3 in Verbindung mit den schweren Rammsondierungen DPH 1 bis DPH 4 (Anlagen 2.1 bis 2.3) sowie die Kernbohrungen BK 3 und BK 4 (Anlage 4.1 und 4.3) verwendet.

Der Bemessungshochwasserstand des Rheins beträgt ca. **92,8 m ü NN**. Der mittlere Wasserstand im Baggersee bei mittleren hydrogeologischen Verhältnissen wurde für die nachfolgenden Berechnungen und Betrachtungen auf ca. **87,0 m ü NN** angenommen.

4.1.2 Warftschüttung

Für die Warftschüttung sollen die anstehenden Decklehme (Abraum) verwendet werden (s. auch Kapitel 5.2).

Der Reibungswinkel φ [Grad] des Warftschüttmaterials kann nach LANG/HUDER näherungsweise aus der Körnungslinie ermittelt werden. Der nachfolgend dargestellte Berechnungsgang verdeutlicht die Ermittlung des Reibungswinkels aus der Sieblinie:

$$\begin{aligned}\varphi \text{ [Grad]} = & \frac{1}{7} \text{ Gew-\% der Kornfraktion } < 0,002 \text{ mm} \\ & + \frac{1}{5} \text{ Gew-\% der Kornfraktion } 0,002 \text{ bis } 0,01 \text{ mm} \\ & + \frac{1}{3} \text{ Gew-\% der Kornfraktion } 0,01 \text{ bis } 0,2 \text{ mm} \\ & + \frac{1}{2.5} \text{ Gew-\% der Kornfraktion } > 0,2 \text{ mm}\end{aligned}$$

Für die Berechnungen kann nach Auswertung der Körnungslinie (RB3/P4) ein Reibungswinkel von $\varphi = 27,5^\circ$ angesetzt werden.

Die Bodenkennwerte des Warftschüttmaterials wurden für die nachfolgenden Berechnungen wie folgt zugrunde gelegt:

- Scherwinkel $\varphi' = 27,5^\circ$
- Kohäsion $c' = 2 \text{ kN/m}^3$
- Wichte $\gamma/\gamma' = 20,5/10,5 \text{ kN/m}^3$

4.1.3 Einwirkungen und Bemessungssituationen

Für die Tragsicherheitsnachweise der Warft- und Baggerseeböschungen werden die ständigen Bemessungssituationen BS-P.1 und BS-P.2 (Hochwasserzustand) als maßgebende Bemessungssituationen im Endzustand gemäß Tabelle 7 betrachtet.

Somit werden folgende ständige und veränderliche Lasten angenommen:

- Das Eigengewicht der Warft und des Baggerseegeländes wurden programmbedingt automatisch berücksichtigt.
- Lasten infolge Aufbereitungsanlage auf dem Betriebsgelände:
Auf der Oberkante der Warft wurden ständige Lasten g_k von 112,2 kN/m² und veränderliche Lasten von 21,4 kN/m² der Rohkieshalde ($V_{\text{gesamt}} = 30.600 \text{ to}$; $V_{\text{aktiv}} = 4.900 \text{ to}$) mit einem Abstand zum Rand von 10,00 m und einer Breite von 54,0 m ($R_{\text{Rohkieshalde}} = 27,0 \text{ m}$) gemäß [9] angesetzt.
- Auf dem Betriebsweg wurden Verkehrslasten für den vollgeladenen Schwerlastwagen (Gesamtgewicht 40,0 to) von 33,0 kN/m² angenommen.
- Beanspruchung durch Bemessungshochwasserstand: BHW = 92,8 m ü NN
- Beanspruchung durch aus BHW fallendem Wasserspiegel im Gewässer:
Der s. g. Lastfall „schnelle Spiegelsenkung“ wurde mit einem Wasserstand bei mittleren hydrogeologischen Verhältnissen im See modelliert. Die Sinkgeschwindigkeit beträgt dabei 10 cm/h.

Bei der Betrachtung wurde die Gesamtspegeldifferenz w in Ansatz gebracht. Gemäß DIN 19712:1997-11 wird nur ein Ansatz von $1/3 \cdot w$ gefordert. Der Nachweis ist jedoch auch mit der Gesamtspegeldifferenz erfüllt. Das Ergebnis liegt somit auf der sicheren Seite.

Tabelle 7: Einwirkungen und Bemessungssituationen nach DIN19712: 2013-01

Einwirkungen		Bemessungssituation					
		BS-P ständig		BS-T vorübergehend	BS-A außergewöhnlich		
		(Hochwasser- zustand)		(Bau- und Revisions- zustand)	(Besondere Belastungen und Situationen)		
		P.1	P.2	T.1	A.1	A.2	A.3
Ständige	Eigenlasten und Auflasten	X	X	X	X	X	X
Veränderliche	Verkehrslasten	X	X	X	X	X	X
	Beanspruchungen durch BHW	X				X	
	Beanspruchungen durch aus BHW fallenden Wasserspiegel		X				
	Beanspruchungen durch BauHW			X			X
Außergewöhnliche	Beanspruchungen durch Wasserstand „bordvoll“ ^a				X		
	Beanspruchungen infolge Versagen von Dichtungen bzw. Dräns ^b					X	X

^a Dies entspricht bei Deichen einem wasserseitigen Einstau bis zur wasserseitigen Böschungsschulter ohne Berücksichtigung von lokalen Über- oder Unterhöhen (z. B. aus Überfahrten oder Überlaufstrecken) und konstruktiv erforderlichen Überhöhungen.

^b Systemsicherheit von Dichtungs- und Dränelementen ist zu berücksichtigen. Bei nachweislich erosionsstabilen Systemen darf gegebenenfalls ein Teilversagen angesetzt werden. Das Maß des Versagens ist jeweils systemabhängig festzulegen.

Bezüglich der Erdbebeneinwirkung gehört das Untersuchungsgebiet gemäß DIN EN 1998-1/NA:2011-01 zur Erdbebenzone 1 sowie zur Untergrundklasse S (Gebiete tiefer Beckenstrukturen mit mächtiger Sedimentfüllung).

Ergänzend zu den ständigen Bemessungssituationen BS-P.1 und BS-P.2 wird die Standsicherheit der untersuchten Böschungen in der Bemessungssituation BS-E bei gleichzeitigem (dauerhaft üblichen) mittlerem Seewasserstand in der Auskiesungsfläche von 87,3 m ü NN nachgewiesen.

4.1.4 Abdichtung und Sickerlinie

Die geplante Abdichtung der westlichen Böschung der Auskiesung wurde auf der sicheren Seite liegend nicht in Ansatz gebracht.

Für die Böschungsbruchberechnungen wurden die Porenwasserdrucklinien / Sickerlinien mittels Software GGU-SS-FLOW2D ermittelt (s. Anlagen 11.1 - 11.3 bis 13.1 - 13.3).

Die Durchlässigkeitsbeiwerte zur Ermittlung der Porenwasserdrucklinien wurden gemäß den Laborergebnissen der durchgeführten Baugrunderkundung angesetzt. Die kf-Werte beziehen sich auf eine lokale Systembetrachtung und liegen für die Durchführung der erdstatischen Nachweise auf der sicheren Seite.

4.1.5 Böschungsbruchberechnungen

Die Böschungsbruchberechnungen wurden mit dem Rechenprogramm GGU-STABILITY Version 11.18 nach dem Lamellenverfahren mit kreisförmigen Gleitflächen nach BISHOP durchgeführt. Die Ausnutzungsgrade werden für ein gewähltes Mittelpunktraster errechnet; die Gleitkreisradien werden durch gewählte Zwangspunkte vorgegeben.

Die Schnittverläufe wurden mit der Warftböschung **1 : 3** unter Berücksichtigung der Abdeckung mit Oberboden (ca. 0,20 m – 0,30 m) sowie die Baggerseeböschung mit Überwasserböschung und Unterwasserböschung von jeweils **1 : 3** entsprechend einem Winkel von 18,43° geprüft.

Es wurde dabei ein planerisch minimal vorgesehener Sicherheitsmindestabstand zwischen dem Fußpunkt des bestehenden Deiches und der Baggerseeböschung von **15,0 m** angenommen. Der Sicherheitsstreifen im Bereich der Warft zur Baggerseeböschung soll aufgrund der Standsicherheitsanforderungen mindestens **10,0 m** betragen.

Die maßgebenden Einwirkungen einschließlich der hohen Haldenlasten auf der Warft sowie die Bemessungssituationen wurden gemäß Abschnitt 4.1.3 angesetzt. Für die Haldenlasten wurde eine gleichmäßige Flächenlast angesetzt. Für die unter 4.1.3 aufgeführten Lastfälle konnten die in der folgenden Tabelle aufgeführten Ausnutzungsgrade nachgewiesen werden (siehe auch Anlagen 11.4 – 11.6 bis 13.4 – 13.6). Als Grenzzustand gilt $\mu = 1$. Der Nachweis ausreichender Sicherheit ist bei Ausnutzungsgraden von $\mu \leq 1$ erbracht.

Tabelle 8: Ermittelte Sicherheiten Böschungsbruch von Profilschnitt 1 – 1 bis 3 - 3

Anlage Nr.	Schnitt / Lage	Bemessungssituation	ermittelter Ausnutzungsgrad μ_{vorh} [-]
11.4	1 – 1 Warftbereich	BS-P.1	0,70
11.5.1		BS-P.2 „lokal“	0,97
11.5.2		BS-P.2 „global“	0,76
11.6		BS-E	0,61
12.4	2 – 2 Nordbereich	BS-P.1	0,63
12.5.1		BS-P.2 „lokal“	0,88
12.5.2		BS-P.2 „global“	0,70
12.6		BS-E	0,54
13.4	3 – 3 Südbereich	BS-P.1	0,60
13.5.1		BS-P.2 „lokal“	0,78
13.5.2		BS-P.2 „global“	0,66
13.6		BS-E	0,52

Den Berechnungen zufolge werden für die untersuchten Geländeschnitte die zulässigen Ausnutzungsgrade für die untersuchten Bemessungssituationen bei den angenommenen Hochwasserständen für die Überwasser- und Unterwasserböschung mit einer Neigung $H : L$ von ca. 1 : 3 entsprechend einem Winkel von $18,43^\circ$ im Bereich der geplanten Warft sowie im nördlichen und südlichen Bereich an dem bestehenden Rheinhauptdeich sicher eingehalten. Demzufolge sind die Warft- und Baggerseeböschungen standsicher gegenüber Böschungsbruch. Die Bedingung $\mu \leq 1$ wird mit teilweise hohen Reserven erfüllt.

4.1.6 Spreizsicherheitsnachweis am Böschungsfuß

Die Spreizsicherheit wird gemäß DIN 19712: 2013-01 nach der Formel von BRAUNS, J. (1980) berechnet.

Der erforderliche Sohlreibungswinkel δ beträgt im Grenzzustand ($\eta = 1,0$):

$$\tan \delta_{\text{erf}} = \frac{\tau_e}{\sigma_e} = \frac{\sin \varphi \times \sin \left[\arcsin \left(\frac{\sin \beta}{\sin \varphi} \right) - \beta + 2\varepsilon \right]}{1 + \sin \varphi \times \cos \left[\arcsin \left(\frac{\sin \beta}{\sin \varphi} \right) - \beta + 2\varepsilon \right]}$$

In der Warftaufstandsfläche stehen Decklehme an. Der Gleitreibungswinkel φ wird deshalb mit $27,5^\circ$ angenommen. Der Winkel β einer 1:3 geneigten Böschung beträgt $18,43^\circ$. Unter Zugrundelegung des Reibungswinkels für die Decklehme und Vernachlässigung des Kohäsionsanteils wird der erforderliche Sohlreibungswinkel wie folgt ermittelt:

$$\delta_{\text{erf}} = 10,03^\circ$$

Die Neigung der Warftaufstandsfläche beträgt 0° . Die Berechnung der Spreizsicherheit am wasserseitigen Böschungsfuß ergibt:

$$\eta_{\text{vorh}} = \frac{\tan 27,5^\circ}{\tan 10,03^\circ} = 2,94 > 1,5 = \eta_{\text{zul}}$$

Der Nachweis der Spreizsicherheit am wasserseitigen Böschungsfuß ist damit mit hohen Reserven erbracht.

4.2 Tragsicherheit der Warft- und Baggerseeböschungen nach BODE (2005) und PATZOLD & BODE (2010)

Zur Beurteilung der Standsicherheit der im Zuge der Auskiesung entstehenden Böschungen sind neben Geländebruchberechnungen gemäß DIN 4084 dem Stand der Technik entsprechend auch Betrachtungen der Stabilität von Unterwasserböschungen nach BODE (2005) bzw. PATZOLD & BODE (2010) erforderlich.

Die Abschätzung der standsicheren Unterwasserböschung bei kontrollierter Baggerung erfolgt nach BODE (2005) und PATZOLD & BODE (2010) mit nachfolgender Gleichung:

$$H : L_{\text{erf.}} = \left[\frac{1}{\mu_{\text{tab.}}} \cdot \alpha_{\text{dyn.}} \cdot \tan \frac{\varphi_c}{\gamma_\varphi} \right]$$

mit

- H : L_{erf} Neigungsverhältnis der Unterwasserböschung [-]
- μ_{tab.} Ausnutzungsgrad aus Lastannahmen [-]
- α_{dyn} Abminderungsbeiwert für Gewinnungsverfahren [-]
- φ_c Kritischer Reibungswinkel des Bodens [°]
- γ_φ Teilsicherheitsbeiwert für Reibungswinkel [-]

Unter Verwendung der Gleichung von Bode und Patzold wurden die erforderlichen Böschungsneigungen neu berechnet und in der Tabelle 9 zusammengestellt. Die Herstellung der Unterwasserböschung bei laufendem Kiesabbau wird dabei der vorübergehenden Bemessungssituation (BS-T) zugeordnet. Der entsprechende Teilsicherheitsbeiwert für den Reibungswinkel beträgt nach DIN 1054:2010-12 γ_φ = 1,15. Dabei werden ein Ausnutzungsgrad μ = 1,0, ein Abminderungsbeiwert α_{dyn} = 0,70 und ein Reibungswinkel des Bodens φ_c aus der Baugrunderkundung und den Laborergebnissen bei der kontrollierten Baggerung angesetzt.

Tabelle 9: maximale Böschungsneigung in der vorübergehenden Bemessungssituation BS-T bei kontrollierter Baggerung für Sande und Kiese (Oberer Grundwasserleiter OGWL)

Kernbohrung (BK)	Reibungswinkel φ _c [°]	Böschungsneigung H : L _{erf} [-]
BK 1	34,4	1 : 2,483
BK 2	34,6	1 : 2,466
BK 3	34,6	1 : 2,466
BK 4	33,0	1 : 2,610

Somit ist für die anstehenden Sande und Kiese (Oberer Grundwasserleiter OGWL) bei **kontrolliertem Kiesabbau** eine Unterwasserböschung mit einer mittleren Neigung H : L von ca. **1 : 2,5** entsprechend einem Winkel von 21,80° oder flacher als standsicher abzuschätzen.

4.3 Zusammenfassung und Auswertung der Standsicherheitsuntersuchungen

In Anlage 14 wurden die errechneten Böschungsneigungen aus den Geländebruchberechnungen 1 : 3 (schwarz) sowie aus den Betrachtungen der Unterwasserböschungen nach BODE (2005) bzw. PATZOLD & BODE (2010) bei der kontrollierten Baggerung 1 : 2,5 (blau) in das Baggersee-Abbauprofil eingetragen. Dabei wurde der Sicherheitsmindestabstand zwischen dem Fuß des Rheinhauptdeiches und der Abbaukante der Kiesbaggerung von 15,0 m beibehalten.

Somit ist die geplante Böschungsneigung von 1 : 3 entsprechend einem Winkel von 18,43° als standsichere Baggersee-Ausbauböschungsneigung für die Kies- und Sandgewinnung im Gewinn „Bonnau“ mit hohen Reserven nachgewiesen.

4.4 Sicherheit gegen Auftrieb und hydraulischen Grundbruch

Die Auswertung der Isolinien des Porenwasserdruckes für die Profilschnitte 1 – 1, 2 – 2 und 3 – 3 über das Programm GGU-SS-FLOW2D (stationäre Grundwasserströmung im 2-dimensionalen vertikalen System) ergab ausreichende Sicherheiten gegen Auftrieb und hydraulischen Grundbruch (s. Anlagen 11.1 - 11.3 bis 13.1 - 13.3).

Für die Profilschnitte 1 – 1 und 2 – 2 wurden auf der Grundlage der Ergebnisse der durchgeführten Kernbohrungen BK 1 und BK 2 die Nachweise gegen Aufschwimmen der bindigen Seesohle (Auftriebssicherheit) mit dem Rechenprogramm GGU-UPLIFT durchgeführt (s. Anlage 15). Der Nachweis wurde erbracht. Ein Aufschwimmen der bindigen Seesohle ist somit nicht zu besorgen.

4.5 Gebrauchstauglichkeit

Die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit (SLS) bestehen in den Abschätzungen der zu erwartenden Setzungen und Verformungen der angeschütteten Betriebsfläche infolge hoher Lasten der Aufbereitungsanlage sowie infolge der Eigensetzungen der Auffüllung und der Konsolidationssetzungen des Untergrundes.

Die Gesamtsetzungen ergeben sich aus Überlagerung der nachfolgenden Setzungsanteile:

- **Setzungen s_1 infolge Bauwerklasten (Fundament- bzw. Haldenlasten)**
- **Konsolidationssetzungen s_2 des Untergrundes**
- **Eigensetzungen s_3 der Auffüllung**

Konsolidationssetzungen

Bei bindigen Böden sind drei Setzungsanteile zu unterscheiden, die Sofortsetzungen, die primären Setzungen (Konsolidationssetzungen) und die sekundären Setzungen (Langzeitsetzungen). Die Hauptphase sind die Konsolidationssetzungen, in der das Korn- oder Mineralgerüst zusammengedrückt wird. Die Langzeitsetzungen treten nur bei feinkörnigen Böden auf und sind auf Kriecherscheinungen im Boden und Umlagerungen im Mineralgerüst zurückzuführen.

Beispielhaft wird eine Auffüllung in einer Gesamtmächtigkeit von ca. 3,50 m (hydraulische Bodenverbesserung der Decklehme im Zuge der Warftschüttung) betrachtet. Durch das Eigengewicht der Auffüllmassen ist mit Konsolidationssetzungen der überschütteten Tone und Schluffe von bis zu ca. 4,0 cm zu rechnen, welche rechnerisch nach ca. 180 Tagen ihr Endmaß erreichen. Nach etwa 60 Tagen sind rechnerisch jedoch bereits ca. 80 % der Setzungen abgeklungen.

Eigensetzungen der Auffüllung

Bei den Auffüllmassen selbst können gemäß ZTVE-Kommentar Eigensetzungen von ca. 0,2 % bei Verwendung von nicht bindigen Böden bis 1 % der Auffüllhöhe bei Verwendung von bindigen Auffüllböden auftreten. Diese Eigensetzung wird überschlägig bei Verwendung der mittels hydraulischer Bodenverbesserung verwendeten Decklehme mit ca. 1,5 cm bei einem Verdichtungsgrad der Warftschüttungen von $D_{Pr} \geq 100 \%$ und mit ca. 2,0 cm bei einem Verdichtungsgrad der Warftschüttungen von $D_{Pr} \geq 98 \%$ abgeschätzt.

Setzungen infolge der Aufbereitungsanlage (Sand- und Kieshalden)

Die zusätzlich zu erwartenden Setzungen der Warft im Bereich der geplanten Halden wurden aufgrund der angenommenen Geometrien mit ca. 9,0 cm überschlägig berechnet.

Im Bereich der Halden sind somit Setzungen aus Konsolidation und Setzungen aus Eigengewicht der Auffüllmassen sowie Setzungen aus den Lasten der Halden in einer Größenordnung von ca. 15,0 cm zu erwarten.

Für den Bereich der Sandhalde 0-2 mm sollten im Vorfeld der Ausführungsplanung ergänzend detaillierte Setzungsberechnungen durchgeführt werden. Zur Abschätzung der zu erwartenden Setzungen und Setzungsdifferenzen aus dem Schüttkegel mit einer maximalen Höhe von ca. 24,50 m (Sandhalde 0 – 2 mm) im westlichen Bereich der Warft parallel zum bestehenden Rheinhauptdeich (Anbindungsbereich) wurden Setzungsberechnungen nach DIN 4019 nach dem Steifemodulverfahren ausgeführt und die Setzungsmulde in Haldenmitte ermittelt (Anlage 16).

Als Berechnungsgrundlage wurden die im Warftbereich durchgeführten Kleinrammbohrungen RB 4 bis RB 6 in Verbindung mit den schweren Rammsondierungen DPH 5 und DPH 6 (Anlagen 2.3 bis 2.5) sowie der Kernbohrung BK 2 (Anlage 4.2) herangezogen.

Der Anbindungsbereich zum Rheinhauptdeich wurde der geplanten Nutzung entsprechend als lastenfrier Streifen angenommen. Betrachtet wurde eine Sandhaldenfläche mit der Abmessungen vom 66,0 x 71,1 m mit einem Abstand zum lastenfrier Anbindungsbereich von ca. 10,0 m. Die Lasten wurden gemäß den vorliegenden Sandhaldenlasten [9] als Flächenlasten trapezförmig angesetzt.

Unter den getroffenen Annahmen ergeben sich zu erwartende Setzungen im Anbindungsbereich Warft – Deich von ca. 1,0 cm – 2,6 cm (siehe Anlage 15), die aus gutachtlicher Sicht unkritisch zu beurteilen sind.

Im Bereich von Gebäuden und sonstigen Bauteilen kommen zu den Konsolidations- und Eigensetzungen noch die Setzungen aus Bauwerkslasten, deren rechnerische Werte bei entsprechender Planungsreife durch zusätzliche Setzungsberechnungen ermittelt werden können.

Hinweise zum Messkonzept für Setzungen und Verformungen

Die Setzungen und Verformungen auf der Warft infolge der hohen zu erwartenden Haldenlasten können die Infrastruktur beeinflussen. Es wird daher empfohlen, Anschlüsse von Leitungen flexibel zu gestalten und setzungsempfindliche Anlagenkomponenten mit Verstelleinrichtungen zu versehen.

Die Verformungen sowie die Konsolidations- und Eigensetzungen sind durch regelmäßige Inaugenscheinnahme und durch mindestens -3- geodätische Messpunkte oder Setzungspegel am Übergangsbereich zum Hochwasserschutzdeich zu überwachen und durch regelmäßige Profilaufnahmen zu dokumentieren.

Weiterhin wird empfohlen, mindestens -1- Messpunkt in einem nicht anfahrbaren Bereich der geplanten Halden zu installieren, so dass bei etwaigen Setzungen frühzeitig Maßnahmen zur Nachjustage der Anlagenteile getroffen werden können.

Die mögliche Lage der Messpunkte ist im beigefügten Lageplan dargestellt (Anlage 17).

5 Warftschüttung und Ausbildung der Warftfußpunkte

5.1 Anbindung der geplanten Warft an den bestehenden Rheinhauptdeich

Der Anschluss zwischen dem bestehenden Rheinhauptdeich und der geplanten Warft kann mit dem gleichen Schüttmaterial wie die Warft geschüttet werden. Da der Anbindungsbereich nicht genutzt und damit nicht belastet wird, kann aus gutachtlicher Sicht auf eine Verzahnung verzichtet werden.

Das Schüttmaterial ist lagenweise einzubauen und auf die geforderten Verdichtungswerte zu verdichten. Der Erdbau ist den Witterungsverhältnissen anzupassen und einzustellen, wenn eine ausreichende Verdichtung nicht mehr gewährleistet ist. Aufgeweichte Böden dürfen nicht überschüttet werden.

Etwaige Mitnahmesetzungen des Rheinhauptdeiches sind entsprechend durch profilgerechte Anschüttungen wieder auszugleichen. Die Setzungen im Übergangsbereich zwischen der Grundstücksgrenze zu dem Deich sind zu überwachen. Vorsorglich wird der Einbau eines Trennvlieses zwischen Deichkörper und Warftschüttung empfohlen.

5.2 Warftschüttmaterial

Gemäß dem vorliegenden Entwurf zur Herstellung der Warft ergibt sich eine erforderliche Auffüllhöhe von ca. 3,00 m – 3,50 m nach Abtrag des vorhandenen Oberbodens.

Als Schüttmaterial für die Warft können die im Projektgebiet anstehenden Decklehme aus den Bereichen der geplanten Auskiesung verwendet werden (Abraummaterial).

Die Lehme der Bodengruppen TL, TM und TA sind durch Bodenverbesserung **mit hydraulischem Bindemittel** zu verbessern. Dabei wird die erforderliche Tragfähigkeit und Verdichtbarkeit der verwendeten Böden gewährleistet. Die Bindemittelart und Bindemittelzusammensetzung (Verhältnis Kalk/Zement) sowie die in Abhängigkeit vom Wassergehalt der zu verbessernden Böden erforderliche Zugabemenge sind im Rahmen einer im Vorfeld der Baumaßnahmen durchzuführenden **Eignungsprüfung** festzulegen! Erfahrungsgemäß ist von einer erforderlichen Bindemittelzugabe von **ca. 2 – 4 M.-%** bei einem möglichen Bindemittel von **Kalk-Zement-Mischbinder mit Mengenanteilen von 50 % Kalk und 50 % Zement** bei einem natürlichen Wassergehalt der bindigen Böden von ca. **12 – 16 M.-%** auszugehen. Zur Minimierung der Setzungen sind die bindigen Stoffmaterialien, auch bei verdichtungsfähigem Wassergehalt, mittels hydraulischer Bodenverbesserung und einer Mindestbindemittelmenge von **2 M.-%** zu verbessern.

Für die Warftschüttung mit hydraulisch verbesserten bindigen Böden ist ein Verdichtungsgrad von **$D_{Pr} \geq 98 \%$** gefordert.

Die Einhaltung der Verdichtungsanforderungen ist durch Eigenüberwachungs- und Kontrollprüfungen während des Einbaus zu kontrollieren und nachzuweisen.

Die Auffüllung bzw. Anschüttung ist lagenweise (Schüttstärke maximal 30 cm) herzustellen und zu verdichten. Der Verdichtungsgrad ist zu kontrollieren und nachzuweisen (mittels Plattendruckversuch nach DIN 18134). Der mit statischen Plattendruckversuchen erfassbare Tiefenbereich beträgt ca. 0,6 m bis 0,9 m (zwei- bis dreifacher Lastplattendurchmesser). Bei dem erforderlichen Einbau in Lagen von maximal 30 cm sind insofern auf mindestens jeder zweiten Lage Prüfungen durchzuführen.

Generell sind hierbei auch direkte Verdichtungskontrollen mittels Ersatzverfahren (Densitometermethode oder Sandersatzverfahren) in Verbindung mit Proctorversuchen anwendbar. Wegen des erforderlichen Zeitaufwandes für die Versuchsauswertung müssen hierbei jedoch Verzögerungen im Bauablauf in Kauf genommen werden, oder es müssen in Abhängigkeit der erst zeitversetzt vorliegenden Prüfergebnisse gegebenenfalls bereits eingebaute Lagen wieder abgeschoben werden, um unzureichend verdichtete tiefere Lagen nachverdichten zu können.

Auf eine ausreichende Entwässerungsmöglichkeit des jeweiligen Arbeitsplanums (Längs- bzw. Quergefälle, Entwässerungsgräben) ist unbedingt zu achten. Die allgemeinen Empfehlungen und Richtlinien zum Schutz des Erdplanums vor Witterungseinflüssen (z. B. ZTV E-StB 17) sind zu beachten.

5.3 Empfehlungen zur Ausbildung der Warftfußpunkte

Der unmittelbare Warftfuß muss von Strauch- und Baumbewuchs freigehalten werden, da das in die Warft eindringende Wurzelwerk die Warft schädigt und flach wurzelnde Bäume aufgrund ihres Standorts gegen Windwurf gefährdet sind.

Weiterhin verweisen wir auf die Ausführungen in den geltenden Regelwerken, insbesondere der DIN 19712:2013-01 und den DWA - Merkblättern.

6 Unterhaltung / Wühltierschutz / Böschungssicherung

Die Böschungen sind mittels Rasenansaat möglichst zügig zu begrünen. Die wasserseitigen Böschungen sind mehrmals jährlich zu mähen, das Mähgut ist aus dem Überschwemmungsgebiet zu entfernen.

Maulwurfshügel und sonstige Unebenheiten müssen eingeebnet werden. Maulwurfsgänge sind unter Kontrolle zu halten und so zu verfüllen, dass keine Hohlräume bleiben. Größere Grabarbeiten oder Baue von Füchsen und Dachsen sind zu verfüllen und einzustampfen.

Es ist besonders zu beachten, dass Böschung und Oberboden erst gegen Abschwemmen durch Niederschläge und strömendes Wasser gesichert sind, wenn die Durchwurzelung stattgefunden hat. Böschungen sollten daher in der günstigen Zeit sofort mit Oberboden und im Nassspritzverfahren bedeckt und eingesät werden.

In ungünstigeren Zeiten und bei besonders erosionsempfindlichen Böden empfiehlt sich der Einsatz von Begrünungsmatten (M Geok E), die sofort gegen Erosion schützen:

- geschlossenflächige Matten aus verrottbaren Stoffen (z.B. Stroh, Jute, Reißwolle)
- grobe Gewebe aus Jute- oder Kokosfasern, die mit Oberboden oder Nasssaat gefüllt werden
- Geokunststoffoberbodenmatten: Kräuselstrukturen aus Kunststoffdraht, die aufgenagelt und mit Oberboden gefüllt werden

7 Schlussbemerkung

Entsprechend den vielfältigen Wechselbeziehungen zwischen Baugrund und Bauwerk ist der vorliegende geotechnische Bericht nur in seiner Gesamtheit verbindlich. Änderungen in den Bearbeitungsunterlagen und vom Bericht abweichende Bauausführungen bedürfen deshalb stets der Überprüfung und der Zustimmung des Gutachters. Auszugsweise Vervielfältigungen dieses Berichts bedürfen der Zustimmung des Unterzeichners.

Baugrundaufschlüsse basieren auch bei Einhaltung der nach den gültigen Vorschriften vorgegebenen Rasterabstände zwangsläufig auf punktförmigen Aufschlüssen, so dass Abweichungen in Bezug auf Schichtmächtigkeit, Ausbildung sowie Lagerungsdichte bzw. Konsistenz der aufgeschlossenen Bodenschichten zwischen den Aufschlusspunkten nicht generell ausgeschlossen werden können. Insbesondere sind jahreszeitlichen Schwankungen unterliegende Grund- und Schichtwasserzuflüsse nicht auszuschließen.

Wird im Zuge der Erdarbeiten ein anderer als im vorliegenden Bericht dargestellter Aufbau des Untergrunds angetroffen, ist der Gutachter unverzüglich zu benachrichtigen und durch die ICP mbH eine Bestandsaufnahme vor Ort durchzuführen.

Der geotechnische Bericht gilt für das angegebene Objekt nur im Zusammenhang mit den Projektdaten. Eine Übertragung der Untersuchungsergebnisse auf andere Projekte ist ohne Zustimmung der Ingenieurgesellschaft Prof. Czurda und Partner mbH nicht zulässig.

Bei Unsicherheiten/Unklarheiten oder der Gefahr der Fehlinterpretation ist der Gutachter heranzuziehen.

Rodenbach, im August 2018

ICP Ingenieurgesellschaft Prof. Czurda und Partner mbH



Frank Neumann
(Dipl.-Geologe/Berat. Geowissenschaftler)

gez.
Lydia Fail (Dipl.-Ing.(FH))
Oliver Semmelsberger (Dipl.-Ing. (FH))