
Prof. Dr.-Ing. E. Veas und Partner Baugrundinstitut GmbH
Friedrich-List-Straße 42 · 70771 Leinfelden-Echterdingen

TBF + Partner AG
Alsterarkaden 9
20354 Hamburg

Friedrich-List-Straße 42
70771 Leinfelden-Echterdingen

Telefon +49 (0) 711 797350 - 0
Telefax +49 (0) 711 797350 - 20
E-Mail info@geotechnik-veas.de

10.10.2023
Az 22 253

Geotechnischer Bericht

zum Neubau einer Klärschlamm-Verwertungsanlage
auf dem Gelände des Restmüllheizkraftwerks Böblingen

Geschäftsführer

Prof. Dr.-Ing. Johannes Giere
Dr.-Ing. Stefan Krieg
Dr.-Ing. Jens Turek

Amtsgericht Stuttgart HRB 22 36 32

öffentlich bestellte Sachverständige

Prof. Dr.-Ing. Johannes Giere
ö.b.u.v. SV für Erd- und Grundbau, Standsicherheit
von Böschungen

Prof. Dr.-Ing. Edelbert Veas
anerkannter SV für Erd- und Grundbau nach Bauordnungsrecht

Inhalt	Seite
1 Vorgang	4
2 Lage und geologischer Überblick	4
3 Durchgeführte Untersuchungen	6
4 Untersuchungsergebnisse.....	7
4.2 Grundwasserverhältnisse	10
4.3 Zuordnung des Untergrundes in Homogenbereiche	12
4.4 Bodenmechanische Kennwerte für erdstatische Berechnungen.....	16
4.5 Erdbebeneinwirkung.....	17
5 Gründung.....	17
6 Baugrube, Baugrubensicherung.....	21
7 Schutz des Gebäudes gegen Durchfeuchtung aus dem Untergrund	28
8 Arbeitsraumverfüllungen und Außenflächen.....	30
9 Weitere Hinweise	32
9.1 Wiederverwertung/ Entsorgung von Aushubmaterial.....	32
9.2 Beweissicherung	33
9.3 Kampfmittel	33
9.4 Wasserrechtliche Hinweise	34
9.5 Mögliche Radongefährdung des Standortes.....	35
10 Schlussbemerkungen.....	36

Anlagen

- 1.1 Übersichtslageplan, M. 1:10 000
- 1.2 Lageplan, M. 1:1000
- 1.3 Lageplan, M. 1:500 (Übergang Verwitterungsböden/ verwitterte Stubensandsteinschichten)
- 1.4 Lageplan, M. 1:500 (Grundwasser-Höhengleichen)
- 2.1 – 2.8 Schichtprofile der Kernbohrungen
- 3.1 – 3.4 Bodenmechanische Laborergebnisse
- 4 Fotodokumentation der Bohrkerne aus den Bohrungen B 1/23 bis B 4/23
- 5 Dokumentation der Bohrunternehmung Terrasond GmbH & Co. KG
- 6 Ergebnisse chemischer Analysen der BVU GmbH an vier Bodenmischproben
- 7 Definition der Boden- und Felsklassen nach DIN 18300:2012-09 und DIN 18301:2012-09

1 Vorgang

Auf dem Gelände des Restmüllheizkraftwerks Böblingen soll eine Klärschlamm-Verwertungsanlage errichtet werden. Von der TBF + Partner AG, Hamburg, erhielt unser Büro den Auftrag, für dieses Bauvorhaben eine Baugrunderkundung durchzuführen und einen Geotechnischen Bericht zur Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung zu erstellen.

Dafür standen uns folgende Unterlagen zur Verfügung:

- Lageplan, M. 1:200, Datum 31.07.2023, erstellt von der Fiedler Beck Ingenieure AG, Hamburg.
- Pläne KSVA Böblingen (Grundrisse und Schnitte), M. 1:200, Datum 14.07.2023, erstellt von der TBF + Partner AG, Hamburg.
- Pläne des Ingenieurbüros Schädel, Weil der Stadt:
 - Lageplan, M. 1:500, Datum 02/2018
 - Bestandslageplan, M. 1:250, Datum 01.02.2018
 - Höhenbestandsplan, M. 1:250, Datum 28.11.2019
 - Bestandsplan Einmessung der Grundwassermessstellen (Vorabzug), M. 1:500, Datum 11.09.2023

Außerdem konnten wir auf die Ergebnisse der Baugrunderkundung für das bestehende Restmüllheizkraftwerk im Jahr 1991 zurückgreifen (Baugrund- und Gründungsgutachten vom 25.06.1992, Hydrogeologisches Standortgutachten vom 12.05.1992; Az 90136; jeweils Stand 23.09.1992).

Anhand dieser Unterlagen und auf der Grundlage der durchgeführten Baugrunderkundungen wurde der vorliegende Bericht erarbeitet.

2 Lage und geologischer Überblick

Der geplante Neubau soll im nordöstlichen Eckbereich des Betriebsgeländes des Restmüllheizkraftwerks errichtet werden (vgl. Anlagen 1.1 und 1.2). Hier befindet sich zurzeit noch das zum Abbruch vorgesehene Verwaltungsgebäude, daneben Parkplatz- und Betriebsflächen. Das ursprüngliche Gelände war hier nach Norden bis Nordwesten geneigt. Dies ist auch am Gefälle

der Betriebsstraße am Rand des Geländes erkennbar. Dadurch ergibt sich zwischen dem südlichen Randbereich (bestehendes Gelände auf ca. 495 m NN¹) und dem Nordrand des geplanten Neubaus (bestehendes Gelände auf ca. 486 m NN) eine Höhendifferenz von ca. 9 m. Entlang der Westseite des geplanten Neubaus wurde das Gelände bereits beim Bau der bestehenden Anlagen bis auf das Niveau des vorhandenen Betriebshofes abgetragen (ca. 489 m NN).

Das Fußbodenniveau des geplanten Neubaus (Länge ca. 110 m, Breite maximal ca. 40 m; $\pm 0 = 489,0$ m NN) liegt in seinen südöstlichen Bauteilen bis zu 6 m unter dem vorhandenen Gelände. Nach Norden nimmt die Einbindetiefe ab; hier liegt das ± 0 -Niveau bereichsweise etwa 1 m oberhalb des bestehenden Geländes. Im unterkellerten Nordteil des Gebäudes ($-3,96$ m = 485,04 m NN) liegt das geplante Fußbodenniveau etwa 1 m bis 3 m unter dem vorhandenen Gelände.

Ein weiterer kleinflächiger, unterkellertes Bereich ($- 3,96$ m) ist im mittleren Teil des Gebäudes an seiner Westseite geplant (Achsbereich N23 - N38/W07 - O05). Hier liegt das FH-Niveau ca. 4 m unter dem Niveau des hier befindlichen Betriebshofes.

Aufgrund der bisherigen Nutzung des Geländes ist der natürliche Untergrund hier überall mit künstlichen Auffüllungen bedeckt. Dabei handelt es sich um die Befestigungen der vorhandenen Parkplätze, Straßen- und Betriebsflächen. Die Dicke dieser Auffüllungen betrug in den Bohrungen maximal etwa 1 m.

Darunter besteht der natürliche Untergrund aus den Schichten des sogenannten Stubensandsteins². Sie sind zuoberst stark verwittert, entfestigt und zersetzt (Verwitterungsböden aus Schluff und Ton, Sand, z. T. Steinen). Diese Zone besitzt Dicken von ca. 2,5 m bis 6 m. Sie geht ohne scharfe Grenze in die verwitterten und mäßig verwitterten, felsartig festen Schichten der Stubensandstein-Formation über. Diese Schichten bestehen aus einer Wechsellagerung von Schlufftonstein, Schluffsandstein und grobkörnigem Sandstein. Sie reichen mit abnehmendem Verwitterungsgrad bis in große Tiefe hinab. Ihre Untergrenze ist etwa 40 m unter Gelände zu erwarten. Darunter folgen die tieferen Schichtglieder des Mittleren Keupers.

Der zusammenhängende Grundwasserspiegel in den Stubensandstein-Schichten liegt etwa 4 m (im Nordteil des Baufeldes) bis mehr als 7 m unter Gelände (im Südteil des Baufeldes).

¹ Die Höhenangaben in den Bestands-Lageplänen von 2018 und 2019 beziehen sich auf das Höhensystem, das beim Bau des bestehenden Restmüllheizkraftwerks gültig war (m NN). Auf dieses Höhensystem beziehen sich auch die Höhen der Bestandsgebäude ($\pm 0 = 489,0$ m NN) und des geplanten Neubaus. Die neuen Baugrundaufschlüsse (Kernbohrungen 2023, vgl. Abschnitt 3) wurden entsprechend der Auflage des Regierungspräsidiums Stuttgart im aktuell gültigen Höhensystem DHHN 2016 (Deutsches Haupthöhennetz 2016) eingemessen. Die Differenz zwischen beiden Höhensystemen beträgt 5,2 cm (Höhe in m NN – 0,052 m = Höhe in DHHN 16). Für die geotechnische Beurteilung des Untergrundes ist diese Differenz unerheblich.

² Die Stubensandstein-Schichten (km4) bilden eine lithostratigrafische Einheit des Mittleren Keupers. Bei der Bezeichnung Stubensandstein handelt es sich um einen älteren, regional geografischen Begriff. Die aktuelle lithostratigrafische Bezeichnung dieser Schichtfolge ist: Löwenstein-Formation. Im vorliegenden Bericht wird die Bezeichnung Stubensandstein-Formation bzw. Stubensandstein beibehalten, weil auch in den vorangegangenen Berichten zu Erkundungsergebnissen an diesem Standort (1991 bis 2022) diese Bezeichnung verwendet wurde.

3 Durchgeführte Untersuchungen

Nach der wasserrechtlichen Freigabe durch das Regierungspräsidium Stuttgart (wasserrechtliche Erlaubnis vom 13.06.2023) führte die Bohrunternehmung Terrasond GmbH, Günzburg, in der Zeit vom 31.07. bis 08.08.2023 vier Kernbohrungen (B1/23 bis B 4/23) mit Tiefen von 10 m bis 12 m aus. Ihre Lage ist im Lageplan in Anlage 1.2 verzeichnet. Die Bohrungen B 2/23 und B 3/23 wurden unmittelbar nach ihrer Ausführung dicht mit Zement-Bentonit-Suspension verschlossen. Die Bohrungen B 1/23 und B 4/23 wurden als Grundwassermessstellen (GWM) ausgebaut (vgl. die Bohrprotokolle und Ausbauskizzen der Firma Terrasond in Anlage 5).

Die Messstelle B 4/23 ist zur Beobachtung und Beprobung des Grundwassers bis zum Baubeginn vorgesehen, sie soll vor Beginn der Baumaßnahme sachgerecht verschlossen werden. Die Grundwassermessstelle B 1/23 wurde auf Veranlassung des Regierungspräsidiums Stuttgart als dauerhafte Messstelle ausgebaut (Ausbaudurchmesser 5" = 125 mm; Abstrom-Messstelle zur Kontrolle des Grundwassers, das aus dem Bereich des KSVA-Standortes abfließt). Aus diesem Grund wurde sie vom geplanten Gebäude etwas nach Nordwesten verschoben, damit sie außerhalb des Baufeldes liegt und während der Bauzeit gegen Beschädigung geschützt werden kann.

Der erschlossene Schichtaufbau wurde von unserem Büro (Frau Dipl.-Geow. S. Haßlwanter) geologisch und bodenmechanisch aufgenommen. In Anlage 2 sind die jeweiligen Untergrundverhältnisse in Form von Schichtprofilen dargestellt (Anlage 4 ist eine Fotodokumentation der Bohrkern). An repräsentativen Bodenproben wurden in unserem Labor bodenmechanische Untersuchungen durchgeführt. Ihre Ergebnisse (vgl. Anlage 3) dienen zur genaueren Einstufung der Böden und zur Festlegung der in Abschnitt 4.4 angegebenen Bodenkennwerte.

Die Aufnahme der Bohrpunkte nach Lage (UTM-Koordinaten) und Höhe (DHHN 2016) erfolgte durch das Ingenieurbüro Schädel, Weil der Stadt.

Die aktuelle Erkundung konnte im vorliegenden Fall auf die vier o. g. Kernbohrungen beschränkt werden, weil hier auch die Ergebnisse weiterer, früherer Kernbohrungen vorliegen. Die Bohrungen B 3/91, B 8/91, B 14/91 und B 15/91 wurden bereits im Zuge der Erkundung für das bestehende Restmüllheizkraftwerk niedergebracht. Ihre Lage, Schichtprofile und die Ergebnisse der damals ausgeführten Laboruntersuchungen sind ebenfalls in den Anlagen 1 bis 3 zusammengestellt.

4 Untersuchungsergebnisse

4.1 Schichtaufbau des Untergrundes

Als oberstes Schichtglied fanden sich in den Kernbohrungen von 2023 künstliche Auffüllungen. In den Kernbohrungen, die 1991 noch vor der Erschließung des Geländes ausgeführt wurden, setzte meist unmittelbar der natürliche Untergrund ein, weil das Gelände zu diesem Zeitpunkt noch geringer verändert war als heute.

Bei den Auffüllungen handelt es sich überwiegend um den Aufbau der befestigten Flächen (im Einzelnen vgl. die Beschreibungen in Anlage 2):

- B1/23: Lage am Rand des Betriebshofes. Unter dünner Oberbodenandeckung Auffüllung aus Aushubmaterial mit Fremd Beimengungen, Betonreste (Randsteinfundament?)
- B 2/23 und B 3/23: Lage jeweils am Rand von Parkplatzflächen. Unter dünner Oberbodenandeckung fand sich hier jeweils der Aufbau der befestigten Flächen aus Kies und gebrochenem Schotter-Splitt-Material.
- B 4/23: Lage: Gehweg am Rand des Betriebshofes. Unter dem Pflaster aus Betonsteinen fand sich auch hier der Unterbau des Gehwegs aus Kies und Sand.

Die Dicke der Auffüllungen schwankte zwischen ca. 0,5 m und 1,0 m. An anderen Stellen ist lokal mit größeren Auffüllmächtigkeiten zu rechnen (Verfüllungen von Leitungsgräben und der Arbeitsräume des bestehenden Verwaltungsgebäudes). Auch in ihrer Beschaffenheit können die Auffüllungen sehr stark variieren.

Unterhalb der Auffüllungen besteht das oberste Schichtglied des natürlichen Untergrundes aus Verwitterungsböden. Die ursprünglich felsartig festen Schichten des Stubensandsteins sind hier nahezu vollständig verwittert, entfestigt, kleinstückig-plattig zerlegt, zersetzt oder zu bindigem Boden plastifiziert. Entsprechend dem Mineralbestand der Ausgangsgesteine (Sandstein, Schluffsandstein, Schlufftonstein) finden sich hier Sand und Steine (entfestigter und zersetzter Sandstein), Schluff und Ton mit wechselndem Sandgehalt (Schlufftonstein, Schluffsandstein, plastifiziert) oder kleinstückig zerlegter, sehr mürber bis zersetzter Schlufftonstein in bindiger Grundmasse oder in Wechsellagerung mit bindigen Lagen (Schluff und Ton).

Die bindigen Verwitterungsböden aus plastifiziertem und zersetztem Schlufftonstein wurden bei der Geländeansprache durchweg als toniger Schluff bezeichnet. Nach den Laboruntersuchun-

gen (vgl. Anlage 3) gehören diese Verwitterungsböden zu den Bodengruppen TM und TL³ nach DIN 18196 (mittelplastische und leicht plastische Tonböden). Die Konsistenz der untersuchten Bodenproben war überwiegend halbfest oder fest, daneben steif.

Einzelne Proben besaßen weiche oder breiige Konsistenz und / oder relativ hohe Wassergehalte. Dies ist mit großer Wahrscheinlichkeit auf den Einfluss des Spülwassers beim Einsatz des Drehbohrverfahrens zurückzuführen (Wasseraufnahme des Bohrguts infolge Auflockerung beim Bohrvorgang).

Die Dicke und Beschaffenheit (Verwitterungsgrad) der einzelnen Lagen innerhalb der Verwitterungsböden schwankte in den einzelnen Bohrungen sehr stark (vgl. die Beschreibungen in Anlage 2). Neben vollständig zersetzten und entfestigten Lagen fanden sich auch Bereiche mit geringerem Verwitterungsgrad (stark verwitterter, sehr mürber Schlufftonstein oder Sandstein). Eine sichere Korrelation der erschlossenen Schichtglieder ist deshalb nicht möglich.

Zur Tiefe nahm der Verwitterungsgrad der erschlossenen Schichten ohne scharfe Grenze ab. Hier fanden sich Lagen aus sehr mürbem bis mäßig hartem Schlufftonstein und Schluffsandstein in Wechsellagerung mit mürbem bis hartem Sandstein (= verwitterte Stubensandsteinschichten). Das Bohrgut zerfiel je nach Gesteinsart und Verwitterungsgrad kleinstückig-regellos (Schlufftonstein), dünnplattig-bankig (Schluffsandstein, Wechsellagerungen Sandstein/ Schlufftonstein) oder das Gestein wurde in längeren, zusammenhängenden Kernstücken erbohrt (massiger Sandstein). Diese verwitterten Festgesteinschichten besaßen meist deutlich geringere Wassergehalte als die Verwitterungsböden. Vereinzelt waren auch hier noch dünne Lagen aus tonigem Schluff enthalten (plastifizierter Schlufftonstein; z. T. auch durch den Bohrvorgang entfestigt).

An Kernstücken der Bohrungen B 1/23 und B 4/23 aus den verwitterten Stubensandsteinschichten wurden Punktlastversuche⁴ zur Abschätzung der einaxialen Druckfestigkeit der erbohrten Festgesteine durchgeführt (vgl. Anlagen 3.1 – 3.3). Danach ergibt sich für die untersuchten Proben ein Streubereich der einaxialen Druckfestigkeit von $\sigma_u^* \approx 4 \text{ MN/m}^2$ bis $\approx 80 \text{ MN/m}^2$. Das entspricht mäßig mürbem bis mäßig hartem Fels.

Aufgrund des unscharfen, fließenden Übergangs von den Verwitterungsböden in die verwitterten, sehr mürben bis mäßig mürben Schichten lässt sich nur schwer eine Grenze zwischen den Zonen mit unterschiedlichem Verwitterungsgrad ziehen.

³ TL: leicht plastische Tone ($w_L < 35 \%$)
TM: mittelplastische Tone ($35 \% \leq w_L \leq 50 \%$)

⁴ Ausführung nach der Empfehlung Nr. 5 des Arbeitskreises 3.3 der DGGT (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik), Belastung jeweils axial (senkrecht zur Schichtung) und diametral (parallel zur Schichtung)

Anhand der Kriterien:

- Einsatz des Drehbohrverfahrens mit Doppelkernrohr und Wasserspülung,
- Verwitterungsgrad nach Geländeaufnahme,
- Wassergehalt der einzelnen Schichten und
- Konsistenz der plastifizierten Bereiche

kann der Übergang zwischen den Verwitterungsböden und den (stark bis mäßig) verwitterten Stubensandsteinschichten etwa auf folgenden Niveaus gezogen werden (vgl. auch die Darstellung in Anlage 1.3):

Tabelle 1:

	Ansatzhöhe*	Grenzbereich Verwitterungsböden/ verwitterte Stubensandsteinschichten**	
		m u. Gel.	m*
B 1/23	485,31	≈ 4,0	≈ 481,3
B 2/23	489,28	≈ 4,0	≈ 485,3
B 3/23	491,49	≈ 5,8	≈ 485,7
B 4/23	489,11	≈ 5,9	≈ 483,2
B 3/91	488,94	≈ 4,7	≈ 484,2
B 8/91	495,48	≈ 7,4	≈ 488,1
B 14/91	488,32	≈ 5,5	≈ 482,8
B 15/91	491,72	≈ 3,0	≈ 488,7

* Höhen B 1/23 bis B 4/23: DHHN 2016
Höhen B 3/91 bis B 15/91: m NN (1991)
(vgl. die Fußnote auf Seite 5)

** die Höhenlage des Überganges ist nach den Erkundungsergebnissen ermittelt. In den Bereichen zwischen den Bohrpunkten kann der Übergang auch auf höheren oder tieferen Niveaus liegen, als nach einer Interpolation zwischen den Niveaus bei den Bohrpunkten abgeschätzt werden kann.

Die Bohrungen von 1923 endeten innerhalb der verwitterten Stubensandsteinschichten. Darunter nimmt der Verwitterungsgrad der Schichtfolge weiterhin ab, hier liegen überwiegend mäßig harte und harte Gesteine vor. Dies zeigte sich auch in den tieferen Bereichen der älteren Bohrungen von 1991 (vgl. Anlage 2, B 3/91 und B 8/91). Die Schichtfolge der Stubensandsteinschichten setzt sich noch etwa bis in eine Tiefe von ca. 40 m unter Gelände fort. Darunter folgen die tieferen Schichten des Mittelkeupers.

Etwa 300 m südlich des Standortes des Restmüllheizkraftwerks verläuft eine tektonische Störungszone (sogenannte Sindelfinger Brüche, regionale Grabenstruktur). Es kann deshalb nicht ausgeschlossen werden, dass auch kleinere Randstörungen im Baufeld angetroffen werden (kleinräumige Verbiegungen oder Versätze der Schichtfolge, lokale Zerrüttung des Gesteins mit stärkerem Verwitterungsgrad).

4.2 Grundwasserverhältnisse

Mit den Bohrungen wurde jeweils der zusammenhängende Grundwasserkörper innerhalb der Stubensandsteinschichten erreicht. In den neu ausgeführten Bohrungen (2023) wurden bisher folgende Wasserstände gemessen:

Tabelle 2: Grundwasserstände in den aktuellen Bohrungen

Bohrung/ Messung	Geländehöhe m (DHHN16) ¹⁾	Grundwasserspiegel		
		Datum	m u. Gel.	m (DHHN16) ¹⁾
B 1/23 (GWM)	485,31	03.08.2023	3,56	481,75
		07.08.2023	3,90	481,41
		29.08.2023	3,90	481,41
		12.09.2023	3,95	481,36
		27.09.2023	4,10	481,21
B 2/23	489,28	01.08.2023	6,79	482,49
B 3/23	491,49	01.08.2023	8,32	483,17
B 4/23 (GWM)	489,11	02.08.2023	9,11 ²⁾	480,00 ²⁾
		29.08.2023	6,47	482,64
		12.09.2023	6,55	482,56
		27.09.2023	6,67	482,44

1) Die Höhen beziehen sich auf das aktuelle DHHN2016 (vgl. die Fußnote auf Seite 5), Aufnahme der Bohrpunkte und Messstellen nach Lage und Höhe durch das Ingenieurbüro Schädel im August 2023

2) Wasserstand in der Messstelle wahrscheinlich noch durch die Bohrarbeiten beeinflusst (Ausblasen des Spülwassers und Grundwassers aus dem Bohrloch)

Zum Vergleich dazu sind in der folgenden Tabelle die Ergebnisse der Wasserstandsmessungen in den älteren Grundwassermessstellen (1991) in der Nachbarschaft des geplanten Neubaus zusammengestellt:

Tabelle 3: Grundwasserstände in den älteren Messstellen im Umfeld des geplanten Neubaus

Messstelle	Zeitraum	Grundwasserspiegel		Höhensystem
		Maximum (Datum)	Minimum (Datum)	
B 3/91	1991 – 1998 ¹⁾	474,73 (26.06.1992)	471,54 (05.12.1997)	m NN
	1994 – 2022 ²⁾	480,59 (2013)	471,52 (1998)	m NN
	Stichtagsmessung ⁴⁾	478,91 (17.05.2023)		DHHN16
B 8/91	1991 – 1996 ¹⁾	487,81 (21.06.1994)	483,23 (08.01.1992)	m NN
	keine jüngeren Messungen, GWM verschlossen			
B 12/91	1991 – 1998 ¹⁾	488,42 (21.06.1994)	486,98 (10.04.1992)	m NN
	1994 – 2022 ²⁾	489,44 (2002)	487,35 (1998)	m NN
	Stichtagsmessung ⁴⁾	487,70 (17.05.2023)		DHHN16
B 15/91	1991 – 1996 ¹⁾	483,94 (06.06.1995)	< 481,73 (mehrfach)	m NN
	keine jüngeren Messungen, GWM verschlossen			
DR10 ³⁾	1999 – 2022 ³⁾	485,32 (19.06.2001)	482,20 (22.06.2022)	m NN
	Stichtagsmessung ⁴⁾	482,37 (17.05.2023)		m NN

Anmerkung 1: Messungen Büro Veess, vgl. unseren Bericht vom 09.04.1998 (Az. 90136), dort Anlage 2.4.

Anmerkung 2: Messungen des Zweckverbands RBB; Jahresmittelwerte des Grundwasserstandes. Die Messwerte beziehen sich auf die Messpunkte im Ausbauzustand der Messstellen von 1991 (Überflur-Ausbau mit Überstand des Aufsatzrohres über Gelände; Messpunkt = OK Aufsatzrohr bei geöffneter Kappe). Nach 1998 wurden die Messstellen umgebaut: Die überstehenden Betonsockel und Aufsatzrohre wurden entfernt und durch geländegleiche Straßenkappen ersetzt (Unterflur-Ausbau). In diesem Zustand wurden die Messstellen bei der Stichtagsmessung am 17.05.2023 vorgefunden. Der Zeitpunkt des Umbaus ist uns nicht bekannt. Die Messungen nach dem Umbau, die weiterhin auf die alten (höher liegenden) Messpunkt-Niveaus bezogen wurden, ergaben dadurch höhere Grundwasserstände als tatsächlich vorhanden. Die Differenz beträgt einige Dezimeter. Da der Umbau-Zeitpunkt nicht bekannt ist, wurden die Messwerte in der obigen Tabelle nicht korrigiert.

Anmerkung 3: DR10 = Kontrollschacht des Systems zur Gewährleistung der Grundwasserumlaufbarkeit beim Restmüllbunker; Lage: Nordwest-Ecke des Restmüllbunkers; Messungen des Zweckverbands RBB; Werte = jährliche Einzelmessungen; Höhenbezug: OK Schachtdeckel = OK Hofgelände $\approx \pm 0$, $\approx 489,0$ m NN.

Anmerkung 4: Bei der Stichtagsmessung wurden die bestehenden Grundwassermessstellen in der Umgebung des Baufeldes besichtigt und gemessen. Im August 2023 wurden die aktuellen Höhen der Straßenkappen der Messstellen von 1991 vom Ingenieurbüro Schädel neu eingemessen (OK Straßenkappe = OK Gelände, Höhensystem: DHHN16). Die Ergebnisse der Stichtagsmessung beziehen sich auf diese Höhenaufnahme

Hiernach zeigt sich folgendes Bild:

- Die Grundwasseroberfläche des zusammenhängenden Grundwasserkörpers in den Stubensandsteinschichten besitzt im Bereich des Baufeldes eine Neigung von Südost nach Nordwest (vgl. hierzu Anlage 1.4).
- Die Ergebnisse der aktuellen Grundwasserstandsmessungen stimmen relativ gut mit den früheren Messergebnissen überein.
- Die Sohlen des geplanten Neubaus liegen überall deutlich oberhalb des zusammenhängenden Grundwasserspiegels. Eine lokale Sickerwasserführung in den Schichten oberhalb des zusammenhängenden Grundwasserspiegels kann jedoch nicht ausgeschlossen werden. Hier ist in Abhängigkeit von Jahreszeit und Witterungsverlauf mit stark wechselnder, lokaler Sickerwasserführung zu rechnen.

Die Wasserdurchlässigkeit der Stubensandsteinschichten ist relativ gering. Dies zeigte sich jeweils an dem langsamen Wiederanstieg des Wasserspiegels nach dem Ausblasen der Bohrlöcher sowie an den geringen Förderraten und der raschen Absenkung des Wasserspiegels bei den Pumptests in der Messstelle B1/23 und im Bohrloch B2/23 (vgl. die Protokolle in Anlage 5).

Nach bisheriger Kenntnis ist das natürliche Grundwasser in den Stubensandsteinschichten nicht betonangreifend (vgl. die Analysenergebnisse in unseren Berichten vom 28.03.1994 und 09.04.1998). Eine Beprobung der neu eingerichteten Grundwassermessstellen ist vorgesehen, die Ergebnisse werden nachgereicht.

4.3 Zuordnung des Untergrundes in Homogenbereiche

Nach den aktuellen Normen DIN 18300:2019-09 (Erdarbeiten) und DIN 18301:2019-09 (Bohrarbeiten) ist der Untergrund in Homogenbereiche mit annähernd gleichartiger Beschaffenheit einzuteilen. Hier können 3 Homogenbereiche abgegrenzt werden:

- Homogenbereich 1: Auffüllungen
- Homogenbereich 2: Verwitterungsböden
- Homogenbereich 3: Stubensandsteinschichten, verwittert, mäßig verwittert.

Daneben sind ggf. weitere, unterschiedliche Einstufungen entsprechend der Ersatzbaustoffverordnung (EBV)⁵ zusätzlich zu berücksichtigen (soweit bekannt), die eine weitere Unterteilung erforderlich machen können (vgl. Abschnitt 9.1).

In der Tabelle 4 sind die Eigenschaften dieser Homogenbereiche zusammengestellt. Dabei ist zu beachten, dass sowohl die Auffüllungen als auch die Böden des natürlichen Untergrunds sehr inhomogen sind und deshalb eine große Schwankungsbreite ihrer Eigenschaften besitzen.

Zwischen den Homogenbereichen 2 (Verwitterungsböden) und 3 (verwitterte Stubensandsteinschichten) ist keine scharfe Grenze ausgebildet. Sie gehen vielmehr graduell ineinander über. Die Abgrenzung dieser beiden Homogenbereiche muss deshalb, wo erforderlich, im Zuge der Bauausführung erfolgen. Für überschlägliche Massenabschätzungen können die obige Tabelle 1 und die Darstellung in Anlage 1.3 herangezogen werden.

Tabelle 4: Einstufung in Homogenbereiche nach DIN 18300:2019-09 und DIN 18301:2019-09

		Boden	Boden	Fels
Homogenbereich		1	2	3
ortsübliche Bezeichnung		Auffüllung	Verwitterungsböden	Stubensandstein, verwittert
Benennung von Boden / Fels		Gemische aus Schotter-Splitt, Kies, Sand und Ton	Wechsellagerung von Schluff und Ton mit tonig-schluffigem Sand und Kies, z. T. Steine und Blöcke	Schlufftonstein, Schluffsandstein, Sandstein sehr mürb-mäßig hart
Massenanteil an Ton und Schluff sowie Sand und Kies [%]	≤ 0,063 mm	5 – 80	5 – 100	–
	> 0,063 – 2,0 mm	5 – 60	5 – 60	–
	> 2,0 – 63 mm	5 – 80	5 – 80	–
Massenanteil an Steinen und Blöcken [%]	> 63 – 200 mm	< 40	< 40	–
	> 200 – 630 mm	< 30	< 10	–
	> 630 mm	< 20	< 5	–
Feuchtwichte γ [kN/m ³]		19 – 22	19 – 22	20 – 24
Kohäsion c' [kN/m ²]		0 – 15	0 – 30	15 – > 40
undrän. Scherfestigkeit c_u [kN/m ²]		0 – 40	40 – 200	–
Wassergehalt w_n [%]		2 – 30	5 – 30	–

⁵ Verordnung über Anforderungen an den Einbau von mineralischen Ersatzbaustoffen in technische Bauwerke (Ersatzbaustoffverordnung vom 09.07.2021 (BGBl. I S. 2598), die durch Art. 1 der Verordnung vom 13.07.2023 (BGBl. 2023 I Nr. 186) geändert worden ist)

<i>Tabelle 4 Fortsetzung</i>			
	Boden	Boden	Fels
Homogenbereich	1	2	3
ortsübliche Bezeichnung	Auffüllung	Verwitterungs- böden	Stubensandstein, verwittert
Plastizitätszahl I_p [%]	0 – 40	0 – 40	–
Konsistenzzahl I_c [-]	0,75 – 1,1	0,75 – 1,4 (lokal < 0,75)	–
bezogene Lagerungsdichte I_D [%]	20 – 80	–	–
organischer Anteil [%]	< 3	< 3	–
Abrasivität (qualitativ) [-]	schwach	schwach	schwach – stark
Bodengruppe [-]	A [TL] [TM] [GÜ] [GȚ] u. a.	TM, TL SÜ, ST, GT, GȚ	–
Verwitterung [-]	–	–	stark-mäßig
Druckfestigkeit [MN/m ²]	–	–	≤ 80 (Schluffton- stein) ≤ 200 (Sandstein)
Trennflächenabstand [cm]	–	–	Schlufftonstein: < 2 - 10 (Schicht- flächen) Sandstein: 5 - > 80 (Schicht- flächen/Klüfte)
Trennflächenrichtung [-]	–	–	Schichtflächen: ± horizontal Klüftung: ± vertikal
Öffnungsweite von Trennflächen [-]	–	–	meist ≤ 1 cm; bindig gefüllt
Gesteinskörperform [-]	–	–	Schlufftonstein: dünnplattig, klein- stückig Sandstein: plattig, bankig, mas- sig

Zwar ist die Novellierung der DIN 18300 und DIN 18301 mit der Vorgabe, den Untergrund nach Homogenbereichen zu beschreiben, bereits 2015 erfolgt, häufig werden aber noch die „alten“ Boden- und Felsklassen nach den zuvor geltenden Fassungen dieser Normen verwendet. Zum Vergleich wird deshalb in der folgenden Tabelle auch die Einstufungen in Boden- und Felsklassen entsprechend dieser alten Normen aufgeführt:

Tabelle 5: Einstufung in Boden- und Felsklassen nach DIN 18300:2012-09 und DIN 18301:2012-09 („alte“ Normen)

Homogenbereich	Schichtglied	Boden- bzw. Felsklassen	
		nach DIN 18300:2012-09	nach DIN 18301:2012-09
1	Künstliche Auffüllungen *	3, 4 und 5, evtl. 6	BB 2 + BB 3, BN 1 + BN 2, BS 1 – BS 3
2	Verwitterungsböden	4 und 5, evtl. 6 z. T. 3	BB 2 - BB 4, BS 1 - BS 4 FV 1
3	Stubensandstein, verwittert	6 und 7, z. T. 5	FV 1 – FV 3, z. T. BB 2 – BB 4, FD 1 - FD 3 zur Tiefe FV 4 – FV 6

* in der festgestellten Zusammensetzung und Beschaffenheit ohne Befestigungen, Bauwerksreste und unterirdische Bauteile

Die Definitionen der aktuell nicht mehr gültigen Boden- und Felsklassen nach DIN 18300:2012-09 und DIN 183301:2012-09 sind zur Information als Anlagen 7.1 und 7.2 beigelegt.

Die oben getroffene Einteilung kann ein Aufmaß auf der Baustelle nicht ersetzen. Sollte es zwischen Bauherrschaft und Auftragnehmer zu unterschiedlichen Auffassungen bei der Einstufung des Untergrunds in Homogenbereiche kommen, kann der Baugrundgutachter zur Klärung offener Fragen hinzugezogen werden.

4.4 Bodenmechanische Kennwerte für erdstatische Berechnungen

Tabelle 6: Bodenmechanische Kennwerte für erdstatische Berechnungen

Homogenbereich	Schichtkomplex	Wichte [kN/m ³]		Reibungswinkel [°]	Kohäsion [kN/m ²]		Steifemodul [MN/m ²] Es
		γ_k	γ'_k	φ'_k	c'_k	$c_{u,k}$	
1	Künstliche Auffüllungen *	19	–	25 (17,5 – 30,0)	5 (0 – 10)	–	–
2	Verwitterungsböden	20	10	25 (22,5 – 30)	10 (0 – 30)	80 (20 – 150)	20 (10 – 80)
3	Stubensandstein, verwittert	23	13	35 (25 – 45)	30 (15 – 50)	100 (40 – 400)	80 (40 – 200)

* in der festgestellten Zusammensetzung und Beschaffenheit ohne Befestigungen, Bauwerksreste und unterirdische Bauteile

Bei Baugruben mit geböschten Arbeitsräumen sind für die Ermittlung des Erddrucks in der Regel die Kennwerte des Hinterfüllmaterials maßgebend. Für verdichtet eingebautes Fremdmaterial können folgende Parameter eingesetzt werden:

Tabelle 7: Bodenmechanische Kennwerte für Fremdmaterial

Material	Reibungswinkel [°]	Wichte [kN/m ³]	
	φ'_k	γ_k	γ'_k
Schottergemische	35	20	12
Kiesgemische (auch Siebschutt)	32,5	20	12
Bindige Böden (auch Aushubmaterial; bei Einbau mit $D_{Pr} > 97\%$ kann auch ein Kohäsionswert angesetzt werden)	25	20	10

4.5 Erdbebeneinwirkung

Nach DIN EN1998-1:2020-12 und der zugehörigen Karte der Erdbebenzone entsprechend DIN 4149: 2005-04 sind für den untersuchten Standort folgende Einstufungen zugrunde zu legen:

Erdbebenzone: 1

Untergrundklasse: R

Baugrundklasse: B

5 Gründung

Der geplante Neubau schneidet zwischen ca. 0 m und > 6 m unter das bestehende Gelände ein (vgl. Abschnitt 2). Wenn man davon ausgeht, dass die Aushubsohle (UK Filterschicht, vgl. Abschnitt 7) ca. 0,8 m bis 1 m unterhalb des jeweiligen Fußbodenniveaus liegt, wird sie im größten Teil des Baufeldes innerhalb der Verwitterungsböden verlaufen (verwitterte, zersetzte und zu bindigem Boden entfestigte Stubensandsteinschichten; vgl. Tabelle 1 und Anlage Nr. 1.3). Nur im Bereich der kleinflächigen Unterkellerung im Westteil des Neubaus (Achsfeld N23 - N38/W07 – O05) wird die Aushubsohle einheitlich in den verwitterten Stubensandsteinschichten verlaufen (Schlufftonstein, Schluffsandstein, Sandstein; meist mäßig mürb bis mäßig hart).

Aufgrund der unterschiedlichen Höhenlage des Übergangsbereichs zwischen den Verwitterungsböden und den verwitterten Stubensandsteinschichten ergibt sich auch ein unterschiedlicher Höhenabstand zwischen diesem Übergangsbereich und der jeweiligen Aushubsohle:

Tabelle 8: Abstand zwischen Aushubsohle und verwitterten Stubensandsteinschichten

Bauteil	Fußbodenniveau	Aushubsohle ≈ - 1 m	Niveau des Überganges zu den verwitterten Stubensandsteinschichten	Abstand zwischen Aushubsohle und Übergangsbereich
nicht unterkellertes Bereich	± 0 = 489,0	≈ 488,0	≈ 484 - 488	0 m – ca.4 m
Bauteil nördlich Achse N76	- 3,96 = 485,04	≈ 484,0	≈ 483,5 - 485	0 m – ca. 1 m
Bauteil Achsfeld N23-N38/W07-O05	- 3,96 = 485,04	≈ 484,0	≈ 486 – 488	0 m

Die Verwitterungsböden sind aufgrund ihrer wechselhaften Beschaffenheit unterschiedlich stark kompressibel. Außerdem besitzen sie nach der obigen Tabelle sehr unterschiedliche Dicken

unterhalb der jeweiligen Aushubsohle. Es ist deshalb ratsam, diese Schichten nicht unmittelbar zur Lastabtragung heranzuziehen.

Die verwitterten Stubensandsteinschichten unterhalb der Verwitterungsböden bilden einen gut tragfähigen und gering setzungsempfindlichen Baugrund.

Aus geotechnischer Sicht kommt hier in erster eine sogenannte vertiefte Flachgründung in Frage, bei der die Bauwerkslasten bis auf die verwitterten Stubensandsteinschichten hinabgeführt werden. Daneben ist auch eine Gründung auf einer elastisch gebetteten Bodenplatte möglich (Plattengründung). Auf beide Varianten wird nachfolgend eingegangen.

Vertiefte Flachgründung

Bei einer vertieften Flachgründung werden unter den planmäßigen Fundamenten Pfeilerförmige oder streifenförmige Gründungskörper aus unbewehrtem, dichtem Beton hergestellt, die bis auf die gut tragfähigen, gering setzungsempfindlichen verwitterten Stubensandsteinschichten hinabgeführt werden. Damit lässt sich auch bei unterschiedlichen Lasten und unterschiedlicher Dicke der Verwitterungsböden eine setzungsverträgliche Gründung des Neubaus erzielen. Im Einzelnen werden dazu folgende Hinweise gegeben:

- Die Fundamentvertiefungen (Gründungspfeiler oder streifenförmige Vertiefungen) werden bis auf den felsartigen Untergrund hinabgeführt (verwitterte Stubensandsteinschichten = mürber Schlufftonstein oder Sandstein bzw. Festgesteine mit günstigerer Beschaffenheit).
- Auf diesem Untergrund können folgende Bemessungswerte des Sohlwiderstandes⁶ zugrundegelegt werden (nach DIN 1054:2021-04 und EC7, für die Bemessungssituation BS-P):

Fundamentabmessungen	$\sigma_{R,d}$
Streifenfundament $b \leq 1,5 \text{ m}$	1 000 kN/m ²
Streifenfundament $b \leq 2,5 \text{ m}$	800 kN/m ²
Einzelfundament $a = b \leq 2,0 \text{ m}$	1 200 kN/m ²
Einzelfundament $a = b \leq 3,0 \text{ m}$	1 000 kN/m ²

Für größere Einzelfundamente muss der Bemessungswert des Sohlwiderstandes in Abstimmung mit dem Baugrundgutachter festgelegt werden.

⁶ Der Bemessungswert des Sohlwiderstandes $\sigma_{R,d}$ nach DIN 1054:2021-04 kann durch Division mit dem Faktor 1,4 in den aufnehmbaren Sohldruck σ_{zul} nach DIN 1054:2005-01 umgerechnet werden.

- Mit diesem Ansatz werden sich bei einheitlicher Gründung in den verwitterten Stubensandstein-Schichten gleichartige Setzungen von ≤ 2 cm ergeben. Dem Bemessungswert des Sohlwiderstands sind die Bemessungswerte der Einwirkungen gegenüberzustellen. Sie gelten für reine Vertikallasten ohne dynamische, horizontale oder exzentrische Belastungen. Ansonsten sind die Sohlwiderstände nach den Regeln der DIN 1054 abzumindern.
- Die Sohlen der Fundamentvertiefungen müssen einheitlich auf oder in den natürlich anstehenden, verwitterten oder günstiger beschaffenen Stubensandstein-Schichten verlaufen (mürber Schlufftonstein, mürber Sandstein oder günstigere Beschaffenheit). Wo an der jeweiligen Aushubsohle noch künstliche Auffüllungen oder bindige Verwitterungsböden angetroffen werden, sind die Gründungspfeiler entsprechend tiefer zu führen.
- Das Gewicht dieser unbewehrten Gründungspfeiler unterhalb der Stahlbetonkonstruktion braucht beim Nachweis des Bemessungswertes des Sohlwiderstandes nicht berücksichtigt zu werden.
- Die Gruben für die Gründungspfeiler/ Fundamentvertiefungen können mit einem rechteckigen Baggergreifer (Abmessungen $\geq 1,6$ m x 0,8 m) oder mit einem Baggerlöffel (streifenförmige Vertiefungen, Breite $\geq 0,8$ m) mit senkrechten Wänden ausgehoben werden. Nach den bisherigen Erfahrungen auf dem Gelände des Restmüllheizkraftwerkes sind derartige Gruben bzw. Gräben zumindest kurzzeitig standsicher (bei längeren Gräben ggf. abschnittsweise Ausführung). In den Verwitterungsböden können aufgelockerte, nachbrüchige Bereiche oder steinig blockige Zonen nicht ausgeschlossen werden. Dadurch können sich lokale Nachbrüche einstellen und Blöcke können als Aushubhindernisse wirken. Dies führt dazu, dass häufig kein maßhaltiger Aushub möglich ist. Der dadurch erforderlichen Mehrmassen bei Aushub und Betonverbrauch müssen in Kauf genommen werden.
- Die tiefen, ungesicherten Gruben bzw. Gräben für die Fundamentvertiefungen dürfen ohne besondere Sicherung nicht betreten werden (vgl. DIN 4124).
- Nach dem Erreichen der Endtiefe soll die jeweilige Aushubsohle mit einem Greifer oder Löffel ohne Zähne gesäubert werden, um Auflockerungen in der Gründungssohle soweit wie möglich zu vermeiden.
- Unmittelbar nach dem Aushub der jeweiligen Vertiefung soll der Beton eingebracht werden, damit die Gruben bzw. die Gräben jeweils nur möglichst kurze Zeit ungesichert stehen. Falls Gruben offenstehen bleiben müssen, sind sie sachgerecht gegen Zutritt und Absturz zu sichern.

- Nach der obigen Tabelle werden die Fundamentvertiefungen maximal etwa 4 m, in günstigen Fällen weniger als 1 m unter die Baugrubensohle hinabreichen.
- In den Bereichen, wo der Neubau nicht unter das fertige Außengelände einschneidet, ist zwischen einzeln stehenden Gründungspfählen eine ausreichende Frostsicherheit der Wandscheiben bzw. der Fundamentgurte einzuhalten (Vorschlag: frostsichere Tiefe dieser Bauteile gegenüber dem fertigen Außengelände $\geq 1,0$ m).
- Die erdberührenden Bodenplatten zwischen den Fundamentvertiefungen werden überwiegend innerhalb der Verwitterungsböden verlaufen. Wo diese Böden kiesig-sandig ausgebildet sind oder bei bindiger Beschaffenheit steife oder halbfeste Konsistenz besitzen, können die Bodenplatten unter Zwischenschaltung der kapillarbrechenden Filterschicht (vgl. unten, Abschnitt 7) auf den vorhandenen Untergrund aufgelagert werden. Wo an der Aushubsohle weiche Böden angetroffen werden oder wo das Planum durch Befahrung oder Witterungseinflüsse durchnässt oder aufgeweicht ist, sollen diese Bereiche sorgfältig ausgehoben und durch geeignetes Fremdmaterial ersetzt werden (vorzugsweise Tragschichtmaterial nach TL SOB-StB 20⁷).
- Bei höheren Belastungen der Bodenplatten (Maschinen, Tanks, Silos und dgl.) sind ggf. separate Fundamente und Fundamentvertiefungen anzuordnen.
- Zu Beginn der Gründungsarbeiten und in allen Zweifelsfällen bezüglich der Beschaffenheit der Gründungssohlen ist der Baugrundgutachter zu einer Überprüfung der Verhältnisse hinzuzuziehen. Aufgrund der wechselhaften Dicke der Verwitterungsböden und der unterschiedlichen Beschaffenheit der verwitterten Stubensandsteinschichten ist hier eine engmaschige Überprüfung des Baugrundes bei den Gründungsarbeiten ratsam.

Plattengründung

Plattengründungen werden nach einem verformungsabhängigen Verfahren nach DIN 4018 bemessen. Häufig wird dabei das Bettungsmodulverfahren angewendet. Der Bettungsmodul ist eine abgeleitete Rechengröße, die sich aus dem Last-Setzungsverhalten der Bodenplatte ergibt und als Quotient Sohlspannung/ zugehörige Setzung definiert ist. Im vorliegenden Fall müssen unter den Teilbereichen der Gründungsplatte voraussichtlich unterschiedliche Bettungsmoduln zugrunde gelegt werden, weil die Dicke der Verwitterungsböden unter der jeweiligen Aushubsohle stark schwankt. Dadurch ergibt sich ein unterschiedliches Setzungsverhalten der Gründungsplatte.

⁷ TL SoB-StB 20: Technische Lieferbedingungen für Baustoffgemische zur Herstellung von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau, Ausgabe 2020, herausgegeben von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln

Zur Bemessung einer Plattengründung schlagen wir folgendes Vorgehen vor:

Für vorläufige Abschätzungen wird ein Bettungsmodul von $k_s \approx 15 \text{ MN/m}^3$ angesetzt. Er kann am Rand der Gründungsplatte zur Berücksichtigung des geometrischen Randeffekts in einen ca. 2 m breiten Streifen verdoppelt werden. Nach einer ersten Berechnung der Sohlspannungen mit diesem Bettungsansatz wird mit der ermittelten Spannungsverteilung eine Setzungsberechnung durchgeführt, um einen differenzierten Ansatz des Bettungsmoduls zu erhalten. Dabei werden auch die Bereiche mit unterschiedlichem Bettungsmodul abgegrenzt. Dieses iterative Vorgehen wird in Abstimmung zwischen konstruktivem Ingenieur (Ermittlung der Spannungsverteilung) und Baugrundgutachter (Setzungsberechnung, Ansatz und Verteilung der Bettungsmoduln) so lange wiederholt, bis sich für die ermittelte Spannungsverteilung keine Abweichungen der Setzungen gegenüber dem vorangegangenen Berechnungsgang mehr ergeben.

Zur Dicke der setzungsempfindlichen Verwitterungsböden gibt der Plan in Anlage 1.3 angenäherte Hinweise. Dabei ist zu beachten, dass diese Darstellung auf einer Interpolation zwischen den Bohrpunkten beruht. Abweichungen der tatsächlichen Situation gegenüber der Interpolation können nicht ausgeschlossen werden. So kann eine lokale Hochlage des Überganges zwischen Verwitterungsböden und verwitterten Stubensandsteinschichten zu einer „härteren“ Bettung führen (geringere Setzung), als nach der angenommenen Interpolation berechnet. Bei einer größeren Dicke der Verwitterungsböden kann umgekehrt eine „weichere“ Bettung auftreten. Hier ist deshalb zu prüfen, ob solche nicht vorhersehbaren Bereiche unterschiedlicher Bettung zu einer schädlichen Beanspruchung der Gründungsplatte führen können. Die Platte ist nach Möglichkeit so zu bemessen, dass unterschiedliche und wechselhafte Steifigkeiten des Untergrundes (kleinräumig wechselnde Bettung) schadlos „überbrückt“ werden.

Bei Einsatz des Steifemodulverfahrens gelten die in Abschnitt 4.4 angeführten Steifemoduln. Bei der Ausführung einer Plattengründung ist insbesondere in den Bereichen, wo die Aushubsohle nur geringfügig unterhalb des bestehenden Geländes verläuft, zu beachten, dass hier künstliche Auffüllungen oder bindige Böden mit ungünstiger Konsistenz vorhanden sind. Wo in der Aushubsohle noch künstliche Auffüllungen, weiche, durchnässte oder organische Böden angetroffen werden, sind diese auszuräumen und durch geeignetes Fremdmaterial zu ersetzen (z. B. Tragschichtmaterial nach TL SoB-StB 20, lagenweise eingebaut und verdichtet).

6 Baugrube, Baugrubensicherung

Der Baukörper schneidet unterschiedlich tief unter das bestehende Gelände ein. Dadurch ergeben sich stark wechselnde Tiefen der Baugrube bzw. des Einschnitts:

- Im Hauptteil des Gebäudes ($\pm 0 = 489,0$ m) schwanken die Einschnittstiefen zwischen ≤ 1 m (nördlicher Teilbereich und Westseite) und maximal ca. 7 m (Südrand des Neubaus).
- Beim tieferliegenden Nordteil des Gebäudes (- 3,96 m) ergeben sich Baugrubentiefen von ca. 2,5 m bis 4 m.
- Für die kleinflächige Unterkellerung am Westrand des Neubaus (Achsfeld N23-N38/W07-O05; Niveau - 3,96 m) ergibt sich eine Baugrubentiefe von ca. 5 m.

Bei ausreichenden Platzverhältnissen können hier freie Baugrubenböschungen angelegt werden. Da die Aushubböschungen überwiegend in den Verwitterungsböden, im obersten Teil auch in Auffüllungen verlaufen werden und da die Verwitterungsböden erfahrungsgemäß zu schollenartigen Nachbrüchen neigen, empfehlen wir, hier einheitlich eine Neigung freier Baugrubenböschungen von $\beta \leq 50^\circ$ einzuhalten. Daneben gelten folgende Hinweise:

- Die Vorgaben der DIN 4124 sind zu beachten.
- Die Böschungskronen müssen lastfrei gehalten werden (keine Lagerung von Aushubmaterial oder dgl. oberhalb der Böschungskronen; ausreichender Schutzstreifen bei Befahrung mit Baufahrzeugen).
- Wo das Gelände oberhalb der Böschungen ein Gefälle in Richtung auf die Baugrube besitzt, müssen die Böschungen an den Kronen gegen den Zufluss von Oberflächenwasser in die Baugrube gesichert werden. Weiterhin empfiehlt es sich, die Böschungsfächen zum Schutz gegen Witterungseinflüsse mit stabilen, UV-beständigen Folien abzuhängen und die Folien gegen Hinterläufigkeit von Oberflächenwasser zu schützen.
- Beim Aushub der Baugrube lassen sich die anfallenden Böden (Auffüllungen, Verwitterungsböden, Beschreibung vgl. Abschnitt 4.1) voraussichtlich problemlos lösen. Lokal können aber auch größere Blöcke und steinige Bereiche nicht ausgeschlossen werden, die als Aushubhindernisse wirken können.
- Für freie Böschungen mit Höhen > 5 m ist ein rechnerischer Standsicherheitsnachweis erforderlich. Wir empfehlen außerdem, derartige Böschungen auf halber Höhe mit einer Berme (Breite $\geq 1,5$ m) zu untergliedern.
- Wo im Kronenbereich der Böschungen oder über größere Höhe (z. B. bei Anschnitt von Leitungsgräben oder alten Arbeitsraumverfüllungen) künstliche Auffüllungen angetroffen werden, ist der jeweilige Böschungsabschnitt auf $\beta \leq 45^\circ$ abzuflachen.

Wo die Platzverhältnisse zur Anlage freier Baugrubenböschungen nicht ausreichen, ist ein Verbau vorzusehen. Dabei kommt hier in erster Linie die Ausführung eines gebohrten Trägerbohlverbau in Frage (sogenannter Berliner Verbau). Die Träger müssen gebohrt werden, weil in den Verwitterungsböden steinige und blockige Lagen enthalten sein können, die ein Einrammen der Träger behindern. Die verwitterten Stubensandsteinschichten sind nicht rammbare. Der Verbau kann mit temporären Verpressankern rückverankert werden, bei geringen Verbauhöhen ist auch ein eingespannter Verbau möglich.

Die Verpresskörper der Anker werden voraussichtlich überwiegend in Verwitterungsböden verlaufen. Die Festlegung der aufnehmbaren Ankerkräfte liegt im Aufgaben- und Verantwortungsbereich der ausführenden Spezialtiefbauunternehmung, da sie im Wesentlichen vom jeweiligen Bohrverfahren, Bohrdurchmesser, der Länge des Verpresskörpers, dem Verpressdruck und der Anzahl der Nachverpressungen abhängen. Zur Vorbemessung kann für mehrfach nachverpresste Anker bei Verpresskörperlängen von mindestens 5 m und einem Bohrdurchmesser von mindestens 130 mm zunächst ein charakteristischer Herauszieh Widerstand in den Verwitterungsböden von $R_{a,k} = 400$ bis 500 kN zugrunde gelegt werden.

Dabei wird vorausgesetzt, dass glatte Bohrlochwandungen vermieden werden, möglichst ohne Wasserspülung gebohrt und eine mehrfache Nachverpressung vorgenommen wird. Das Tragverhalten der Anker ist entsprechend DIN 1054 und DIN EN 1537 zu prüfen (Eignungsprüfung und Abnahmeprüfung).

Bei der Planung, Bemessung und Ausführung der Verbauarbeiten sind folgende Punkte zu beachten:

- Um Erosions- und Auskolkungserscheinungen hinter dem Verbau zu vermeiden, ist sicherzustellen, dass kein Oberflächenwasser aus angrenzenden Flächen dem Verbau zufließt. Wo diese Gefahr gegeben ist, z. B., weil das Geländegefälle zum Verbau gerichtet ist, können an der Verbaukrone kleine Wälle aus Bodenmaterial, Asphalt oder Beton angelegt werden, um oberflächlich zufließendes Niederschlagswasser geordnet und ohne Beeinträchtigung des Verbaues abzuleiten.
- Die Bohrlöcher für die Verbauträger sind so zu verfüllen, dass ein Kraftschluss zwischen Träger und Baugrund hergestellt und der Träger bei Bedarf wieder gezogen werden kann.
- Bei der Planung müssen Grundleitungen und benachbarte Bauteile berücksichtigt werden. Die Verpresskörper der Anker müssen einen ausreichenden Abstand zu

bestehenden Bauteilen und Grundleitungen aufweisen und mindestens 4 m unter Gelände liegen.⁸

- Für die Verbaubemessung gelten die Bodenkennwerte der Tabelle in Abschnitt 4.4.
- Entwurf und Bemessung des Verbaus sollen gemäß den EAB⁹ erfolgen. Dabei sind außer der Standsicherheit stets auch die zu erwartenden Verformungen des Verbaues zu berücksichtigen.
- Bei der Bemessung des Verbaues sind auch Abgrabungen vor und in der Nähe des Verbaufußes, z. B. für Fundamentvertiefungen, Leitungs- oder Drängräben, Unterfahrten u. dgl. zu berücksichtigen.
- Die Verbauträger müssen aufgrund des schrägen Ankerzuges Vertikalkräfte abtragen. Unter der Voraussetzung einer Einbindung unter die Baugrubensohle von ≥ 2 m kann in den Verwitterungsböden ein charakteristischer Spitzenwiderstand $q_{b,k} = 800 \text{ kN/m}^2$ und darunter eine charakteristische Mantelreibung $q_{s,k} = 80 \text{ kN/m}^2$ angesetzt werden (bei Einbindung im verwitterten Stubensandstein: $q_{b,k} = 2 \text{ MN/m}^2$ und $q_{s,k} = 300 \text{ kN/m}^2$).
- Die Klassifikation der Schichteinheiten für Bohrarbeiten (Trägerbohrungen, Ankerbohrungen usw.) gemäß DIN 18301 ist der Tabelle 4 in Abschnitt 4.3 zu entnehmen.
- Zur Beschränkung von Verformungen und Rissbildungen im Bereich der Betriebsstraße sollte zumindest ein leicht erhöhter aktiver Erddruck $E_h = 0,75 \times E_{ah} + 0,25 \times E_0$ der Bemessung zugrunde gelegt werden. Im Einflussbereich von Bauwerken und verformungsempfindlichen Leitungen empfehlen wir, mindestens einen erhöhten aktiven Erddruck mit $E_h = 0,5 \times E_{ah} + 0,5 \times E_0$ anzusetzen.
- Wir weisen darauf hin, dass nach EB 86 der EAB in der Regel durch konstruktive Maßnahmen sicherzustellen ist, dass der Ausfall eines Ankers oder einer Steife nicht zum Versagen des damit gesicherten Bauteils führt.
- Die Verpressanker sind gemäß DIN EN 1997-1 und DIN 1054 zu dimensionieren und nach DIN EN 1537 bzw. DIN SPEC 18537 herzustellen und zu prüfen.

⁸ vgl. Wichter, L. und Meiniger, W. „Verpressanker, Bodennägel und Zugpfähle“ in Grundbautaschenbuch, Teil 2, S. 375 ff., 8. Auflage 2018, Berlin (Verlag Ernst & Sohn)

⁹ Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“, 5. Auflage, herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2012

- Die freie Ankerlänge und die Verpresskörperlänge sollen jeweils fünf Meter nicht unterschreiten. Wir empfehlen, eine mehrfache Nachverpressung vorzusehen, die in den anstehenden Böden erfahrungsgemäß eine deutliche Tragfähigkeitssteigerung bewirkt.
- Bei der Ankerherstellung muss sichergestellt und dokumentiert werden, dass die in DIN SPEC 18537 geforderte Trennung zwischen der Krafteinleitungsstrecke (Verpresskörper) und der anschließenden Bohrlochverfüllung (freie Ankerlänge) vorhanden ist.
- Bei allen Bohrarbeiten müssen die Untergrundverhältnisse sorgfältig überprüft und mit den hier beschriebenen Ergebnissen (vgl. Abschnitt 4.1) und den Grundlagen der erdstatischen Berechnung verglichen werden. Beim Antreffen abweichender Verhältnisse, oder bei Bohrhindernissen oder Auflockerungszonen, sind die Bauüberwachung und der Baugrundgutachter zu verständigen.
- Wir empfehlen, für die Anker Eignungsprüfungen an mindestens 3 Ankern durchzuführen (Prüflast $P_p = 1,1 E_d$). Auf die Eignungsprüfung kann verzichtet werden, wenn entsprechende Prüfergebnisse für Anker in gleichartigen Böden vorliegen, die unter gleichartigen Ausführungsbedingungen hergestellt wurden.
- Die Ausfachung des Verbaus kann mit Holzbohlen oder mit Spritzbeton erfolgen. Bei einer Spritzbetonausfachung können die Verbauträger in der Regel nicht mehr gezogen werden, sie verbleiben verloren im Untergrund.
- Bei Ausführung des Verbaus mit Spritzbetonausfachung sind in der Ausfachung über die gesamte Höhe Durchflussöffnungen vorzusehen, um Wasserdruck auf die Verbauwände zu vermeiden bzw. rechnerisch nicht ansetzen zu müssen (Vorschlag: mindestens eine Öffnung DN 100 mm je 4 m² Verbaufäche). Falls der Neubau ohne Arbeitsraum gegen den Verbau betoniert wird, kann alternativ in Verbindung mit dem Schutz gegen Durchfeuchtung (vgl. Abschnitt 7) an der Erdseite hinter dem Spritzbeton zwischen den Verbauträgern jeweils ein Dränmattenstreifen angeordnet werden. Dieser reicht bis zum Fuß der Ausfachung bzw. bis zur Baugrubensohle. Dort kann das zutretende Sickerwasser im Bauzustand druckfrei ablaufen und im Endzustand dem unter der Bodenplatte angeordneten Dränsystem zugeführt werden.
- Eine Holzausfachung des Verbaus ist nur dort möglich, wo ein ausreichend breiter Arbeitsraum vorhanden ist, damit die Ausfachung im Zuge der Arbeitsraumverfüllung wieder rückgebaut werden kann. Ansonsten wäre langfristig beim Verrotten der Hölzer mit schädlichen Setzungen des Geländes zu rechnen. Wo ein Rückbau der Holzausfachung nicht möglich ist, muss an ihrer Stelle eine Spritzbetonausfachung ausgeführt werden.

- Temporäranker sollen grundsätzlich entspannt werden, sobald die Erddruckkraft vom Neubau aufgenommen werden kann (bei Ausführung ohne Arbeitsraum: Anordnung entsprechender Fenster in der Außenwand, die nach dem Entspannen der Anker und Rückbau der Ankerköpfe wasserdicht verschlossen werden).
- Im Übrigen sind die Vorgaben der DIN EN 1997-1 (EC7), der DIN 1054 und der DIN EN 1536 zu beachten.

Ein Baugrubenverbau kann auch in Form einer temporären Bodenvernagelung ausgeführt werden. Dabei wird von oben nach unten abschnittsweise eine Spritzbetonschale hergestellt (Abschlagshöhen ca. 1,2 m bis 1,5 m) und jeweils mit eingebohrten, vermörtelten Bodennägeln im Untergrund fixiert (Nagelraster ca. 1 m x 1 m bis 1,5 m x 1,5 m; Länge der Nägel ca. 2/3 der Wandhöhe). Vernagelungen werden in der Regel mit Böschungsneigungen bis ca. 80° ausgeführt. Falls es gewünscht wird, sind wir gerne bereit, hierzu nähere Hinweise zu geben.

Sowohl ein Trägerbohlverbau (auch mit Spritzbeton-Ausfachung) als auch eine Bodenvernagelung gehören zu den verformbaren Verbauarten. Kopfverschiebungen oder Setzungen hinter der Verbaukrone können deshalb nicht ausgeschlossen werden. Sie müssen nach Verfüllung des Arbeitsraumes durch entsprechende Anpassung der Außenflächen ausgeglichen werden.

Es ist nicht auszuschließen, dass der Verbau im südlichen Teilbereich des Neubaus tiefer als 10 m unter Gelände einbindet und/ oder bis in den Schwankungsbereich des zusammenhängenden Grundwasserspiegels hinabreicht. In diesen Fällen ist für die Ausführung des Verbaus eine wasserrechtliche Erlaubnis erforderlich. Falls ein derartig tiefreichender Verbau geplant wird, empfehlen wir deshalb, dafür frühzeitig einen Antrag auf wasserrechtliche Erlaubnis beim zuständigen Regierungspräsidium Stuttgart zu stellen.

Beim Aushub und beim Trockenhalten der Baugrube sind folgende Punkte zu beachten:

- Die zu erwartenden Bodenarten und Homogenbereiche sind in Abschnitt 4.3 beschrieben. Die Baugrubensohle für den geplanten Neubau wird voraussichtlich überwiegend in den Verwitterungsböden verlaufen. Sie lassen sich voraussichtlich ohne größere Schwierigkeiten lösen. Bereichsweise können auch Blöcke und steinige Bereiche nicht ausgeschlossen werden, die als Aushubhindernisse wirken können und einen maßhaltigen Aushub erschweren.
- Infolge der bisherigen Nutzung und Überbauung des Baufeldes ist es nicht auszuschließen, dass beim Aushub noch Bauwerksreste (Grundleitungen, Fundamente und dgl.) oder Bauschutt angetroffen werden. Sie müssen ggf. separiert und gesondert entsorgt werden.

- Im Hinblick auf die Entsorgung und abfalltechnische Bewertung des anfallenden Aushubs verweisen wir auf Abschnitt 9.1.
- Bei der geplanten Unterkellerung (Ebene – 3,96 m) im Achsbereich N23 - N38/W07 - O05 müssen beim Aushub auch felsartige Schichten gelöst werden (verwitterte Stubensandsteinschichten). Hier kann der Einsatz von Hydraulikmeißeln erforderlich werden, um das Gesteinsgefüge aufzulockern.
- Die Baugrubensohle wird überwiegend in Verwitterungsböden verlaufen. Diese Böden können bei Wasserzutritten und mechanischer Beanspruchung (Niederschlags- und Sickerwasser, Befahrung) rasch und tiefreichend aufweichen. Auch die felsartig festen Schichten können bei Durchfeuchtung und Befahrung aufweichen. Es empfiehlt sich deshalb, anfallendes Wasser möglichst vollständig zu fassen und abzuleiten, um Durchfeuchtungen der Aushubsohle zu vermeiden. Außerdem ist es ratsam, bei Befahrung mit Baufahrzeugen befestigte Baustraßen anzulegen.
- Wenn die Baugrube über längere Zeit offensteht, bevor die Filterschicht eingebaut wird (vgl. Abschnitt 7.), empfiehlt es sich, über der planmäßigen Aushubsohle zunächst eine Schutzschicht zu belassen (Dicke ≥ 30 cm), damit die Aushubsohle nicht durch Befahrung oder Witterungseinflüsse gestört wird. Die Schutzschicht soll erst dann entfernt werden, wenn unmittelbar danach das Planum durch die Sohlfilterschicht geschützt wird.
- Die hier anstehenden Verwitterungsböden sind in hohem Maße frostempfindlich (Frostempfindlichkeitsklasse 3 entsprechend der ZTV-E-StB17¹⁰). Bei Ausführung im Winter sind deshalb entsprechende Schutzmaßnahmen gegen Frosteinwirkung erforderlich, wie z. B. eine Verstärkung der Dicke der Schutzschicht oberhalb der endgültigen Aushubsohle. Im Zusammenhang mit dem Schutz des Erdplanums (Aushubsohle) gegen Witterungseinflüsse verweisen wir auch auf den Abschnitt 4.4 der genannten ZTV-E-StB17.
- Zur Vermeidung von Auflockerungen des Untergrunds empfiehlt es sich außerdem, das endgültige Aushubplanum und die endgültigen Böschungflächen jeweils mit einem Baggerlöffel mit unbezahnter Schneide zu profilieren.
- Das anfallende Tagwasser (Niederschlagswasser) ist rasch und möglichst vollständig abzuleiten, um die Durchfeuchtung der Baugrubensohle gering zu halten. Dies kann mittels lokaler Drängräben, Dränleitungen und Pumpensümpfe geschehen (offene Wasserhaltung). Zur Rückhaltung von abgeschwemmtem Bodenmaterial oder Tontrübe ist vor der Ableitung des anfallenden Wassers in die Vorflut ein Absetzbecken vorzuschalten.

¹⁰ Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau, Ausgabe 2017, herausgegeben von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln

Bei der Ableitung des anfallenden Niederschlagswasser in die Vorflut sind die Einleiterichtlinien und- Grenzwerte der Kommune zu beachten.

- Bei den Betonierarbeiten oder bei Spritzbetonarbeiten kann es auch erforderlich sein, eine Neutralisation des abzuleitenden Wassers vorzunehmen, um die geforderten Grenzwerte des pH-Wertes einzuhalten.

7 Schutz des Gebäudes gegen Durchfeuchtung aus dem Untergrund

Der zusammenhängende Grundwasserkörper im natürlichen Untergrund liegt hier nach den Erkundungsergebnissen (vgl. Abschnitt 4.2) in größerer Tiefe unterhalb der planmäßigen Bauwerkssohle. Die hier anstehenden Verwitterungsböden sind jedoch nur gering durchlässig, so dass Wasser, das in die Arbeitsraumverfüllung eindringt, nur mit Verzögerung zur Tiefe versickert. Außerdem ist mit lokalen zeitweiligen Sickerwasserzutritten zu rechnen. Diese Situation entspricht dem Fall b nach Bild 1 der DIN 4095 (Stau- und Sickerwasser in schwach durchlässigen Böden). Wenn das anfallende Sickerwasser mittels einer sachgerecht ausgeführten Drainage entsprechend DIN 4095 abgeleitet wird, kann der Neubau mit einer Abdichtung entsprechend Wassereinwirkungsklasse W1.2-E nach DIN 18533-1 gegen Durchfeuchtung geschützt werden (Bodenfeuchte und nicht drückendes Wasser bei Bodenplatten und erdberührten Wänden mit Dränung). Hierzu werden aus geotechnischer Sicht folgende Hinweise gegeben:

- Die erdberührten Wände sind gegen nicht drückendes Wasser abzudichten (DIN 18533-1, Abschnitt 8.5.1). Davor ist eine dauerhaft druckfeste und gut durchlässige, vertikale Sickerschicht (z. B. Dränmatten) oder eine gut durchlässige Arbeitsraumverfüllung anzuordnen.
- Darunter ist eine Außendränage zu verlegen, die mit kalkarmem Kies ummantelt wird (Körnung z. B. 2/32 mm oder 4/32 mm).
- Mithilfe eines Filtervlieses an der Grenzfläche zwischen dem Kies und dem natürlichen Untergrund bzw. einer Arbeitsraumverfüllung aus bindigem oder gemischtkörnigem Material kann das Einspülen von Feinteilen in den Kies und ins Dränsystem verhindert werden.
- Unter den erdberührenden Bodenplatten wird eine kapillarbrechende Filterschicht aus Kies- oder Schotter-Splitt-Gemisch angeordnet (Dicke: $\geq 0,2$ m; Körnung wie oben vorgeschlagen). Darin werden Dränleitungen verlegt, in denen anfallendes Sickerwasser zur Außendränage geführt wird (vgl. DIN 4095, Abschnitt 5.4; Abstand der Dränleitungen

untereinander ≤ 15 m).

- Jedes von Fundamentgurten umgebene Feld muss zur Außendränage entwässern können (Dränleitungen oder Durchflussöffnungen in Fundamentgurten). Alle Teile des Dränsystems müssen dauerhaft miteinander in hydraulischer Verbindung stehen.
- Die Filterschicht soll mit einer stabilen Folie und/oder einem trockenen Unterbeton abgedeckt werden, damit sie beim Betonieren der Bodenplatte nicht zugeschlämmt wird.
- Die Dränleitungen sollen aus allseits perforierten Rohren bestehen (Stangenware mit bauaufsichtlicher Zulassung für den allgemeinen Hochbau). Wir empfehlen, für die außenliegende Ringdränage des Gebäudes einen Leitungsdurchmesser von $DN \geq 150$ mm vorzusehen, für die Leitungen unter den Bodenplatten einen Durchmesser von $DN \geq 100$ mm. Die Leitungen sind fluchtgerecht und mit durchgehendem Sohlgefälle zu verlegen ($\geq 0,5$ %, vgl. DIN 4095, Abschnitt 5.2.2). Die Dränrohre müssen eine ausreichende Scheiteldruckfestigkeit besitzen, damit sie beim Baubetrieb und beim Einbau der Arbeitsraumverfüllung nicht beschädigt werden.
- Auf eine ausreichende Tiefenlage der Dränleitungen ist zu achten (Empfehlung: OK Dränrohr am Hochpunkt mindestens 5 cm unter OK Filterschicht).
- Kontrollschächte zur Spülung und Revision der Dränstränge sind vorzusehen. Ihre Lage ist in Anlehnung an Abschnitt 5.2.2 der DIN 4095 so zu planen, dass jeder Dränstrang zugänglich ist. Dabei ist großer Wert auf eine sachgemäße Ausführung zu legen, damit die Zugänglichkeit der Dränleitungen für Kamerabefahrung oder Spülung sicher möglich ist. Hierzu empfiehlt es sich auch, insbesondere bei größerer Tiefe der Schächte, die Schächte mit einem Durchmesser $\geq 0,4$ m zu planen. Eine tagwasserdichte Abdeckung der Schächte ist vorzusehen.
- Bauteile unterhalb des jeweiligen Dränniveaus (z. B. Aufzugunterfahrten) sind in wasserundurchlässigem Beton druckwasserdicht auszubilden.
- Ein nach DIN 4095 konzipiertes Dränsystem erfordert einen jederzeit rückstaufreien Auslauf. Soweit wir die Verhältnisse überblicken, ist es hier aufgrund des nach Nordwesten absinkenden Geländes voraussichtlich problemlos möglich, das anfallende Dränwasser in freiem Gefälle in die natürliche Vorflut abzuleiten.
- Am Auslauf des Dränsystems in die Regenwasserkanalisation ist ein Übergabeschacht mit Rückstausicherung anzuordnen. Eine regelmäßige Wartung der Rückstausicherung ist vorzusehen.

- Der Sockelbereich der Wände am Übergang zu den Außenflächen ist entsprechend der Wassereinwirkungsklasse W4-E nach DIN 18533-1 sachgerecht abzudichten.
- Im Übrigen verweisen wir auf die genannten Normen DIN 18533-1 und DIN 4095.

Für den kleinflächigen, tiefreichenden Bauteil (- 3,96 m) im Achsbereich N23-N38/W07-O05 kann ebenfalls ein Dränsystem wie oben beschrieben ausgeführt werden. Nach den vorliegenden Grundwasserstandsmessungen liegt auch hier die Bauwerkssohle noch oberhalb des zusammenhängenden Grundwasserspiegels. Alternativ ist es auch möglich, diesen Bauteil als wasserdichten, auftriebs-sicheren Baukörper auszubilden (Bemessungsfall W2.2-E entsprechend DIN 18533-1; Ausbildung z. B. als weiße Wanne nach der WU-Richtlinie). In diesem Fall kann auf die Ausbildung eines Dränsystems für diesen Bereich und die Ausführung einer tiefliegenden Ableitung für das episodisch anfallende Dränwasser verzichtet werden. Der Bemessungswasserstand ist bei dieser Lösung auf dem Dränniveau der Ebene ± 0 anzusetzen. Außerdem ist im Bauzustand die Auftriebssicherheit des Bauteils zu beachten (Gefahr des Vollaufens der tiefliegenden Baugrube mit Niederschlagswasser, deshalb dauerhaft betriebsbereite Wasserhaltung in dieser Teilbaugrube und Flutöffnungen im UG-Bauteil, die erst nach vollständigem Erreichen der Auftriebssicherheit druckwasserdicht verschlossen werden).

Wir empfehlen, das ausgeführte Dränsystem in einem Revisionsplan zu dokumentieren. Beim Entwurf der Dränage können wir gerne behilflich sein.

Das beschriebene Dränsystem entspricht dem Stand der Technik. In dem System wird kein Grundwasser abgeleitet. Ob und in welchem Umfang in der Dränage Sickerwasser anfällt, hängt wesentlich von der Gestaltung der Außenflächen ab. Da hier außerhalb des geplanten Neubaus überwiegend befestigte Flächen mit separater Ableitung des Oberflächenwassers geplant sind, kann man davon ausgehen, dass die Dränage nur selten, nach stärkeren und anhaltenden Niederschlägen Wasser führt.

8 Arbeitsraumverfüllungen und Außenflächen

Die Anforderungen an die Verfüllung der Arbeitsräume hängen maßgeblich davon ab, welche späteren Verformungen (vor allem Eigensetzungen) toleriert werden können. Unter befestigten Außenflächen kommt es auf eine verformungsarme Verfüllung an. Die beim Aushub anfallenden Böden sind für einen verformungsarmen Wiedereinbau ohne vorherige Verbesserung oder Aufbereitung nicht geeignet.

Deshalb empfehlen wir unter befestigten Flächen den Einbau von körnigen Fremdmaterialien aus gut abgestuften Korngemischen. Hier ist besonders Schottertragschichtmaterial nach TL SoB-StB 20 oder gleichwertiges Recyclingmaterial geeignet. Bei Einsatz von Recyclingmaterial ist großer Wert darauf zu legen, dass es güteüberwacht, sulfatfrei und raumbeständig ist (Vorlage entsprechender Prüfzeugnisse und Bestätigungen).

In den Arbeitsräumen unter der Zufahrt zur Anlieferhalle und bei den Höhensprüngen innerhalb des Gebäudegrundrisses empfehlen wir, vorzugsweise das beschriebene Tragschichtmaterial einzubauen, um eine möglichst setzungsarme Verfüllung sicherzustellen.

Grundsätzlich sind auch Siebschutt oder andere, gemischtkörnige, weit gestufte Materialien mit einem Feinkornanteil (Korngröße $< 0,06$ mm) von max. 15 % zur Verfüllung geeignet. Aufgrund ihrer bindigen Gemengeteile erfordern sie jedoch größere erdbautechnische Sorgfalt bei Einbau und Verdichtung (insbesondere Einhaltung des optimalen Wassergehalts zur Erzielung der erforderlichen Verdichtung). Außerdem können sie nicht witterungsunabhängig eingebaut werden. Bei Niederschlägen sind die Arbeiten mit diesem Material daher zu unterbrechen oder mit Gemischen ohne bindige Bestandteile fortzusetzen (z. B. Tragschichtmaterial, vgl. oben).

Das Verfüllmaterial ist lagenweise einzubauen und mit geeignetem Gerät zu verdichten. Wir empfehlen, unter befestigten Flächen über die gesamte Höhe einen Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 100$ % vorzugeben. Die erzielte Verdichtungsqualität ist über die Gesamthöhe der Verfüllung (in allen Einbaulagen) mittels entsprechender Eigen- und Fremdkontrollen nachzuweisen.

Für die praktische Durchführung und Prüfung der Erd- und Verdichtungsarbeiten gelten die Richtlinien der ZTV E-StB 17.

Nur unter Grünflächen, wo Setzungen der Arbeitsraumverfüllung in Kauf genommen und im Zuge der gärtnerischen Pflege ausgeglichen werden können, können auch bindige Böden oder das Aushubmaterial eingebaut werden (mit Ausnahme von weichem, durchnässtem oder organischem Material sowie von steinig-blockigen Gemischen). Dabei soll der Boden so gut wie möglich verdichtet werden, um die Sackungen bzw. Eigensetzungen der Verfüllung gering zu halten.

Das fertige Außengelände soll eine Neigung vom Gebäude nach außen besitzen, um Oberflächenwasser vom Gebäude und der Arbeitsraumverfüllung fern zu halten. Befestigte Außenflächen sollen jeweils separat entwässert werden.

Bei befestigten Außenflächen ist großer Wert auf eine ausreichende Tragfähigkeit und Frostsicherheit des Aufbaues zu legen. Wir verweisen in diesem Zusammenhang auf die

ZTV E - StB 17 und die RStO 12¹¹. Das Baufeld liegt nach der Karte der Frosteinwirkungszonen zur RStO 12 in der Frosteinwirkungszone I. Die hier vorliegenden Verwitterungsböden sind gemäß ZTV E-StB 17, Tabelle 3, überwiegend in die Frostempfindlichkeitsklasse F 3 einzustufen (sehr frostempfindlich).

9 Weitere Hinweise

9.1 Wiederverwertung/ Entsorgung von Aushubmaterial

Bei der Baugrunderkundung ergaben sich hinsichtlich möglicher Verunreinigungen des Untergrundes organoleptisch keine Auffälligkeiten in den Auffüllungen und im natürlichen Untergrund.

Für eine erste Einschätzung des im Zuge der Bauausführung anfallenden Aushubmaterials wurden aus den Bohrungen 4 Mischproben zusammengestellt. Die jeweiligen Tiefenbereiche, aus denen das Material für die Mischproben entnommen wurde, sind in der folgenden Tabelle aufgeführt. Die Proben wurden dem Labor BVU Bioverfahrenstechnik und Umweltanalytik GmbH übergeben und dort auf Schadstoffe gemäß der Ersatzbaustoffverordnung (EBV) untersucht. Die Analysenergebnisse und die Voreinstufungen gemäß der Ersatzbaustoffverordnung sind in Anlage 6 zusammengestellt. In der folgenden Tabelle sind die Materialwerte der Proben entsprechend der Zuordnung nach der EBV angeführt:

Tabelle 9 Zuordnung der Analyseergebnisse nach EBV

Probe	Herkunft	Materialwert	Anmerkungen
MP1	B 1/23 + B 2/23 0,1 m – 0,95 m Auffüllung	BM- / BG-F0*	gebrochenes Tragschichtmaterial und bindiger Boden mit Fremd- beimengungen
MP2	B 1/23 + B 2/23 0,7 m – 4,5 m Verwitterungsboden	BM-/ BG-0	natürliches Bodenmaterial
MP3	B 3/23 + B 4/23 0,06 m – 0,75 m Auffüllung	BM-/ BG-F0 ^{*12}	gebrochenes Tragschichtmaterial und bindiger Boden mit Fremd- beimengungen
MP4	B 3/23 + B 4/23 0,5 m – 6,5 m Verwitterungsboden	BM-/ BG-0	natürliches Bodenmaterial

¹¹ Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen, Ausgabe 2012, herausgegeben von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln

¹² In dieser Probe war der pH-Wert erhöht (pH = 10,15). Dieser Wert allein ist aber kein Ausschlusskriterium; aufgrund der übrigen Parameter ergibt sich die Einstufung zu dem Materialwert BM-/BG-F0*

Hiernach weisen die untersuchten Proben keine relevanten Schadstoffbelastungen auf. Material mit diesen Eigenschaften kann entsprechend der Vorgaben der EBV wiederverwendet werden.

Wir weisen darauf hin, dass es sich bei den Ergebnissen nur um eine vorläufige Einstufung handelt. Eine endgültige Deklaration der anfallenden Böden nach der Deponieverordnung und Ersatzbaustoffverordnung ist aushubbegleitend durchzuführen (vorgezogene Rasterbeprobung des Baufeldes oder chargenweise Beprobung des Aushubes). Es kann nicht ausgeschlossen werden, dass an anderen Stellen beim Aushub auch Material mit höheren Belastungen anfällt. Für diesen Fall empfiehlt es sich, in der Ausschreibung entsprechende Massen für die Entsorgung von belastetem Aushubmaterial vorzusehen. Hierzu empfehlen wir einen Altlastensachverständigen hinzuziehen (Beratung bei der Ausschreibung, Abgrenzung möglicher Belastungen im Zuge des Aushubs, Festlegung und Optimierung der Entsorgung usw.).

Da das hier vorhandene Gelände durch die früheren Baumaßnahmen stark umgestaltet wurde und zum größten Teil mit Auffüllungen bedeckt ist, ist in dem hier betrachteten Baufeld kein natürlicher, ungestörter Oberboden mehr vorhanden. Bei dem Substrat für die begrünten Außenflächen in der Nachbarschaft des bestehenden Verwaltungsgebäudes handelt es sich um künstliche Bodenandeckungen (Auffüllungen). Ein besonderes Oberboden-Management ist deshalb hier nicht erforderlich.

9.2 Beweissicherung

Auch bei sachgemäßer Bauausführung können Schäden an benachbarten Baulichkeiten nicht mit Sicherheit ausgeschlossen werden (Verformungen in Folge der Verbaumaßnahmen, Erschütterungen bei Aushub- und Verbauarbeiten oder bei Verdichtungsarbeiten). Es empfiehlt sich deshalb, an etwa gefährdeten Baulichkeiten oder Einbauten vor Baubeginn eine Beweissicherung durchführen zu lassen, um Beschädigungen als Folge der Baumaßnahmen erkennen zu können. Auch die zu erhaltenden Straßen, befestigten Flächen und Grundleitungen sollen im Sinne einer Beweissicherung dokumentiert werden (Zustand des Belags und der Leitungen).

9.3 Kampfmittel

Das Gelände des Restmüllheizkraftwerks diente vor seiner Erschließung und Überbauung als militärisches Übungsgelände. Deshalb können hier neben Kampfmitteln aus dem zweiten Weltkrieg auch jüngere Kampfmittelreste nicht ausgeschlossen werden.

Zu dieser Thematik hat der Kampfmittelbeseitigungsdienst Baden-Württemberg mit Schreiben vom 08.03.2023 Stellung genommen (Schreiben an RBB Vermögensgesellschaft GmbH & Co. KG). Darin wird ausgeführt:

„Eine Teilfläche des Untersuchungsgebiets wurde bereits zu einem früheren Zeitpunkt durch den Kampfmittelbeseitigungsdienst Baden-Württemberg nach damaligem Stand der Technik abgesucht und geräumt (...). Nach unserem aktuellen Kenntnisstand sind in diesem Teilbereich keine weiteren Maßnahmen erforderlich. Die geplanten Bauarbeiten können hier durchgeführt werden.“

Nach dem Lageplan des Kampfmittelbeseitigungsdienstes liegt das Baufeld der geplanten Klärschlammverwertungsanlage im Bereich der abgesuchten/ geräumten Fläche. Für den geplanten Neubau sind deshalb keine besonderen Maßnahmen im Hinblick auf Kampfmittel erforderlich. Eine vollständige Sicherheit, dass das Baufeld absolut kampfmittelfrei ist, besteht allerdings nicht.

9.4 Wasserrechtliche Hinweise

Auf die folgenden, wasserrechtlich relevanten Punkte wird nochmals hingewiesen:

- Die Grundwassermessstelle B 4/23 ist vor Baubeginn sachgerecht zu verschließen (Verpressung mit Zement-Bentonit-Suspension). Die Nebenbestimmungen nach Abschnitt C.6 der wasserrechtlichen Erlaubnis des RP Stuttgart vom 13.06.2023 sind zu beachten.
- Die Grundwassermessstelle B 1/23 soll dauerhaft erhalten bleiben (Abschnitt C.5.2 der o. g. wasserrechtlichen Erlaubnis). Sie ist deshalb während der Bauzeit sorgfältig gegen Beschädigung zu schützen. Bei der Gestaltung des Außengeländes muss die Messstelle entsprechend angepasst werden (an Höhe und Belag der hier geplanten Betriebsfläche). Dazu muss die bestehende Überflur-Messstelle zu einer Unterflur-Messstelle mit tagwasserdicht verschließbarer Straßenkappe umgebaut werden. Dies erfolgt zweckmäßigerweise durch eine Bohrunternehmung. Anschließend muss die neue Bezugshöhe (OK Straßenkappe) der Messstelle von einem Vermessungsingenieur aufgenommen werden.
- Die Ergebnisse der Aufschlussbohrungen und die Messungen des Grundwasserstandes werden entsprechend Abschnitt C.7.2 in einem Dokumentationsbericht zusammengestellt und dem RP Stuttgart sowie dem Landratsamt Böblingen übermittelt. Die geologischen Ergebnisse werden dem LGRB, Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau Baden-Württemberg mitgeteilt (Abschnitt C.7.3).
- Entsprechend Abschnitt C.4.16 der wasserrechtlichen Erlaubnis wird der vorliegende Bericht auch dem Landratsamt Böblingen übersandt.

- Falls Verbauarbeiten geplant sind, die bis in den Schwankungsbereich des Grundwassers hinabreichen (UK Verbauträger), ist dafür eine wasserrechtliche Erlaubnis zu beantragen (vgl. oben, Abschnitt 6).

9.5 Mögliche Radongefährdung des Standortes

Da in jüngster Zeit die Radonbelastung im Boden in den Fokus der Öffentlichkeit gerückt ist, geben wir hierzu erste Hinweise. Der Schutz vor Radon ist im Strahlenschutzgesetz (StrlSchG) und in der Strahlenschutzverordnung (StrlSchV) geregelt. Demnach sind Bauherren bei Neubauten neuerdings verpflichtet, bauliche Maßnahmen zu ergreifen, um eine gesundheitsschädliche Konzentration von Radon im Gebäude zu vermeiden

Der Standort des geplanten Neubaus liegt nicht in einem Radon-Vorsorgegebiet. Insofern ist hier keine erhebliche Gefahr durch das radioaktive Edelgas-Isotop Radon 222 zu befürchten. Gemäß StrlSchG (§ 123) sind außerhalb von Radonvorsorgegebieten die nach den allgemein anerkannten Regeln der Technik erforderlichen Maßnahmen zum Feuchteschutz (DIN 18533) gleichzeitig als ausreichend hinsichtlich des Schutzes vor Radonzutritten in das Bauwerk anzusehen.

Allerdings können lokal auch außerhalb der ausgewiesenen Vorsorgegebiete erhöhte Radonkonzentrationen im Untergrund auftreten; so auch im Bereich der Stubensandsteinschichten, die hier den geologischen Untergrund bilden. In der Regel bilden ein sachgemäß ausgeführtes Dränsystem, Feuchteschutz-Maßnahmen und eine Stahlbeton-Bodenplatte bei Neubauten bereits einen ausreichenden Schutz gegen kritische Radonkonzentrationen im Gebäude (vgl. oben). Außerdem sind hier in den unterkellerten Bereichen und in der Ebene ± 0 , soweit wir die Situation überblicken, keine Arbeitsräume und keine Räume für dauerhaften Aufenthalt geplant. Wenn mittels einer Lüftungsanlage ein regelmäßiger Luftaustausch in den Räumen der erdberührenden Ebenen bewirkt wird, wird dadurch ein eventuelles Risiko weiter verringert. Insofern halten wir hier weitere Erkundungsmaßnahmen im Hinblick auf mögliche Radon-Belastung zunächst nicht für erforderlich. Wir verweisen hierzu auch auf die Veröffentlichungen des Bundesamts für Strahlenschutz (www.bfs.de) und der Landesanstalt für Umwelt Baden-Württemberg (www.lubw.baden-wuerttemberg.de).

Falls diese Thematik näher geprüft werden soll, empfehlen wir, eine Radon-Fachperson hinzuzuziehen.

10 Schlussbemerkungen

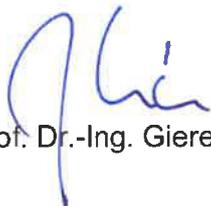
Die Untergrundverhältnisse am Standort der geplanten Klärschlamm-Verwertungsanlage wurden auf der Grundlage von vier neu ausgeführten und vier älteren Kernbohrungen beschrieben und beurteilt. Es wird eine vertiefte Flachgründung mittels unbewehrter Beton-Gründungskörper auf den verwitterten Schichten der Stubensandstein-Formation empfohlen. Alternativ dazu kommt auch eine Gründung auf einer elastisch gebetteten Bodenplatte in Frage.

Die Angaben im vorliegenden Bericht beziehen sich auf die Untersuchungsstellen. Abweichungen von den hier beschriebenen Befunden können nicht ausgeschlossen werden. Bei der Bauausführung ist deshalb eine ständige und sorgfältige Kontrolle der Untergrundverhältnisse im Vergleich zu den Ergebnissen und Folgerungen im Bericht erforderlich. In allen Zweifelsfällen ist der Baugrundgutachter zu verständigen.

Die hier gegebenen Hinweise zur Abgrenzung der Homogenbereiche können nicht als Grundlage für verbindliche Massenermittlungen dienen und ein Aufmaß während der Ausführung nicht ersetzen.

Für die Beantwortung von geotechnischen Fragen im Zuge der weiteren Planung und Bauausführung stehen wir gerne zur Verfügung.

Leinfelden-Echterdingen, 10. Oktober 2023



Prof. Dr.-Ing. Giere



Dipl.-Geol. Dr. Kleinert