

BAUGRUNDGUTACHTEN

Projektnummer: p / 1912718

Projekt: Baugrunduntersuchung zur Realisierung
der Bebauung Anne-Frank-Straße in
48431 Rheine

Auftraggeber/
Erschließung-
und Bauträger: STAFF Bauträger GmbH & Co. KG
Taubenstraße 18
48282 Emsdetten

Planverfasser: Dipl.-Ing. Architekt Wilhelm Koch
Wannenmacherstraße 16
48282 Emsdetten

Bearbeiter: Dipl.- Geol. I. John

Münster, den 19. Dezember 2019

Anlagen:

- Nr. 1.1 Lageplan Bestand (bereits z.T. rückgebaut), Maßstab ca. 1 : 250,
mit eingetragenen Bodenaufschlusspunkten
- Nr. 1.2 Lageplan Neubau, Maßstab ca. 1 : 250,
mit eingetragenen Bodenaufschlusspunkten
- Nr. 2 Ergebnisse von Kleinbohrungen / Rammsondierungen in Schichtenprofilen
gem. DIN 4023 und Rammdiagrammen gem. DIN EN ISO 22476/2,
Maßstab d. H. 1 : 25 (Anlagen 2.1 bis 2.6)

Inhaltsverzeichnis

1.	Vorbemerkungen	3
1.1	Standortbeschreibung	3
1.2	Planung	5
2.	Baugrunduntersuchung	8
2.1	Gelände- und Laborarbeiten	8
2.2	Untergrundverhältnisse	10
2.2.1	Baugrundsichtung / Bodenmechanische Eigenschaften	10
2.2.1.1	Anthropogene Auffüllungen/Umlagerungsböden	11
2.2.1.2	Lockergesteine des Pleistozän des Quartär	14
2.2.1.3	Locker- und Festgesteine der Kreidezeit	15
2.2.2	Grundwasser, hydraulische Kennwerte	17
2.3	Charakteristische Bodenkenngößen, Bodengruppen, Frostepfindlichkeitsklassen	19
3.	Bautechnische Folgerungen	23
3.1	Bodenklassen gem. DIN 18 300	23
3.2	Verwendungsmöglichkeit von Aushubmaterial unter bodenmechanischen / bodenphysikalischen Gesichtspunkten, organoleptische Bewertung hinsichtlich möglicher Verunreinigungen mit umweltrelevanten Schadstoffen	24
3.3	Hochbau	28
3.3.1	Tragfähigkeit, Gründungsempfehlung, Belastung des Untergrundes	28
3.3.2	Bauzeitliche Wasserhaltungsmaßnahmen, Schutz der Gebäude vor Vernässungsschäden	32
3.3.3	Baugruben- und Bestandssicherung, Arbeitsraumverfüllung	35
3.4	Kanalbau (Tragfähigkeit, Rohraufleger, Wasserhaltung, Kanalgraben- und Bestandssicherung, Kanalgrabenverfüllung)	36
3.5	Straßenbau (Frostsicherheit, Tragfähigkeit, Bodenersatz bzw. Baugrundverbesserung im Unterbau/Untergrund)	41
4.	Weitere Hinweise, Schlusswort	43

1. Vorbemerkungen

Das **STAFF Bauträger GmbH & Co. KG**, Taubenstraße 18, 48282 Emsdetten, beabsichtigt die Erschließung eines Geländes in 48431 Rheine, Anne-Frank-Straße, und anschließender Bebauung mit 5 Doppelhäusern sowie 2 Mehrfamilienwohnhäusern.

Als Grundlage für die Ausführungsplanung wurde das **Ingenieurgeologische Büro (igb) Gey & John GbR**, An der Kleimannbrücke 13, 48157 Münster, seitens des Erschließungs- und Bauträgers beauftragt, den Baugrund sowohl im Bereich der anvisierten Hochbauten als auch im Bereich der geplanten Erschließungsstraße hinsichtlich der bodenmechanischen Eigenschaften sowie der hydrogeologischen Verhältnisse zu erkunden und die Ergebnisse in einem ingenieurgeologischen Baugrundgutachten mit allgemeinen Empfehlungen zur Umsetzung von Erd- und Gründungsarbeiten für die Gewerke Hochbau, Kanalbau und Straßenbau darzulegen.

Neben den technischen Aussagen zur Verlegung der Entwässerungskanäle, zum Bau der Erschließungsstraße und allgemeinen Hinweisen zur Gründung der Hochbauten galt es auch Aussagen zur Wiedereinbaumöglichkeit sowie auch zur externen Verwertungsmöglichkeit der im Rahmen der Erdarbeiten anfallenden Abtrags- und Aushubmenge unter bodenmechanischen / bodenphysikalischen, bei Bedarf auch unter umwelttechnischen Gesichtspunkten zu treffen. Dieses Baugrundgutachten berücksichtigt bezüglich der Verwertungsmöglichkeiten zunächst nur die bodenmechanischen / bodenphysikalischen Aspekte.

Die Bewertung der Verwertungsmöglichkeiten der Abtrags- und Aushubmenge unter umweltrelevanten Gesichtspunkten auf Grundlage chemischer Laboranalysen ist zunächst nicht Bestandteil der beauftragten Leistungen. Es soll zunächst nur eine organoleptische, sprich eine optische und/oder geruchliche Bewertung der im Rahmen der orientierenden Untersuchung im Gelände entnommenen Bodenproben im Hinblick auf mögliche Belastungen mit umweltrelevanten Schadstoffen erfolgen. Für den Fall, dass im Nachgang seitens des Auftraggebers und / oder der Fachplaner noch weiterführende umwelttechnische Laboruntersuchungen des Probenmaterials gewünscht werden, wird dieses bis max. 6 Monate nach Fertigstellungsdatum des Baugrundgutachtens in den Räumen der igb GbR rückgehalten und erst danach einer geregelten Entsorgung zugeführt.

1.1 Standortbeschreibung

Der im Süden der Stadt Rheine (Stadtteil Dorenkamp) im Bereich eines Wohngebietes zwischen der Kreisstraße 77 (Hauenhorster Straße) im Westen und einem Gelände der Deutschen Bahn im Osten befindliche Planraum stellt weitestgehend das

Grundstück Anne-Frank-Straße 41 im östlichen Anschluss zu den Einfamilienhausgrundstücken Anne-Frank-Straße 25 bis 35 dar und war bis vor kurzen mit einer größeren Tennishalle, diversen Nebengebäuden und zu großen Teilen versiegelten Freiflächen bestanden. Zum Zeitpunkt der Baugrunduntersuchung waren die Rückbauarbeiten im vollem Gange, die oberirdischen Hochbaukonstruktionen mit Ausnahme der Gebäudesohlen und eines örtlich in den Untergrund einbindenden Kellers / Untergeschosses bereits zu großen Teilen rückgebaut.

Die Umriss des vormaligen Hochbaus sind in roter Farbe dem Lageplan der Anlage 1.1 zu entnehmen. Das zum Zeitpunkt der Untersuchung mit seiner massiven Sohle und seinen massiven Außenwänden noch größtenteils im Untergrund befindliche Untergeschoss erfasst den vormaligen südlichen / südöstlichen Hochbauabschnitt und ragt im südliche/südöstliche Richtungen mit einer im Untergeschoss integrierten Kegelbahn bis max. 25 m über die vormalige Hochbaukonstruktion hinaus. Die Sohle der Tennishalle besitzt – mit Ausnahme des unterkellerten Abschnitts – eine Asphaltversiegelung, während der vormals östlich an die Halle angrenzende Gebäudebestand mit einer massiven Betonsohle ausgeführt worden ist.

Die Freianlagen werden im westlichen, nördlichen und östlichen Anschluss zum ehemaligen Hochbau überwiegend von Grünflächen eingenommen, während sich südlich des vormaligen Hochbaus eine gepflasterte Verkehrsfläche größerer Grundfläche befindet. Der Übergang zwischen der Pflasterfläche und dem südwestlich des Grundstücks befindlichen Wendehammer der Anne-Frank-Straße wird von einer ebenfalls mit Pflastersteinen versiegelten Grundstückszufahrt mit randlichen PKW-Stellplätzen eingenommen.

Die zum Zeitpunkt der Baugrunduntersuchung noch nicht rückgebauten Sohlenabschnitte der vormaligen Hochbaukonstruktion weisen allein auf Grundlage des Höhengennivellements der Ansatzpunkte der Bodenaufschlüsse der Baugrunduntersuchung Koten von rd. 43.93/43.94 m ü. NN (Tennishalle) bzw. von rd. 43.85 m ü. NN (rückwärtiger Hochbauabschnitt) auf. Im Bereich der südlich der vormaligen Hochbauten befindlichen Pflasterfläche wurden Koten zwischen rd. 43.8 m ü. NN im Übergang zum Hochbau und rd. 44.7 m ü. NN mit Beginn der Grundstückszuwegung im Süden / Südwesten gemessen. Bis zur Anbindung an die Anne-Frank-Straße steigt die Grundstückszuwegung anschließend mit stärkerer Neigung auf Koten um rd. 45.7/45.8 m ü. NN an.

Die Ansatzpunkte der außerhalb der vormaligen Hochbauten sowie der Pflasterversiegelung positionierten Bodenaufschlüsse weisen Koten zwischen rd. 43.6 und 44.1 m ü. NN auf.

Die Oberkante der zum Zeitpunkt der Baugrunduntersuchung noch im Untergrund befindlichen Kellersohle wurde im Bereich der vormaligen Kegelbahn 40.6/40.7 m ü. NN eingemessen, so dass in diesen Abschnitten durchaus eine Rückbauebene bis

knapp über 40 m ü. NN und somit bis knapp 4 m unter die vormalige Tennisspielfläche realistisch erscheint.

Grundsätzlich gilt festzuhalten, dass die im Baugrundgutachten dargelegten Höhenkoten der Ansatzpunkte der Bodenaufschlüsse infolge der weiterführenden Rückbauarbeiten zwischenzeitlich überholt sein können.

Die Fahrbahnoberkante der im Norden an das Grundstück angrenzenden Alfred-Delp-Straße weist auf Höhe des Grundstücks ungefähr Koten zwischen rd. 43.8 (Osten) und knapp 44.1 m ü. NN (Osten) auf, während die Fahrbahnoberkante der Anne-Frank-Straße mit knapp 46 m ü. NN im Bereich ihres südlichen Wendehammers den morphologischen Hochpunkt erreicht.

Die Grundstücke der Wohnbebauung Anne-Frank-Straße 25 bis 35 weisen auf Höhe des Übergangs zum Planraum Koten zwischen geschätzt rd. 44.5 und 45.5 m ü. NN auf, wobei der Höhenversprung zum morphologisch tieferen Planraum mittels Winkelstützelementen gesichert ist.

1.2 Planung

Der Vorentwurf bzw. der vorläufige Bebauungsplan (s. Anlage 1.2) des **Architekturbüros Dipl.-Ing. Wilhelm Koch**, Emsdetten, sieht nach vollständigem Rückbau der vorhandenen Gebäudesubstanz eine durch den Planraum von der Alfred-Welp-Straße im Norden bis zum heutigen Wendehammer der Anne-Frank-Straße im Südwesten verlaufende Erschließungsstraße mit im Westen im Übergang zu den Wohnhausgrundstücken Anne-Frank-Straße 25 bis 33 anvisierten 5 Doppelhäusern und im Osten des Areals anvisierten 2 Mehrfamilienwohnhäusern vor.

Zur geplanten Höhenentwicklung der künftigen Grundstücke, der Erschließungsstraße und auch zu den Erdgeschoss-Fußboden-Höhen (OKFF-EG) der geplanten Hochbauten liegen noch keine konkreten Angaben vor.

Zur Reduzierung aufwendigerer Geländeausgleichsmaßnahmen wird nach Rücksprache mit dem Auftraggeber / Bauträger unterstellt, dass die aktuelle Geländeoberkante im Bereich der künftigen Freiflächen einschließlich der geplanten Erschließungsstraße und der zusätzlich im Nordosten / Südosten geplanten PKW-Parkplätze weitestgehend beibehalten wird.

So wird die Planstraße / Erschließungsstraße vorläufig auf Höhe der geplanten Doppelhäuser zwischen rd. 43.8 m ü. NN im äußersten Norden und knapp 44.2 m ü. NN im äußersten Süden des südlichsten Doppelhausgrundstücks angenommen. In südwestliche Richtungen dürfte die Erschließungsstraße dann auf Höhe der hier gegenwärtig noch nicht überplanten Grundstücksparzelle (Grundfläche 499 qm) bis auf

rd. 44.6/44.7 m ü. NN und schließlich bis zum heutigen Wendehammer der Anne-Frank-Straße bis rd. 45.7/45.8 m ü. NN ansteigen.

Unterstellt man die OKFF-EG der künftigen Hochbauten dann jeweils geringfügig über dem Niveau der künftigen Planstraße, wäre die OKFF-EG der 5 Doppelhäuser dann gestaffelt von Norden nach Süden mit rund 44.05, 44.10, 44.15, 44.20 und 44.30 m ü. NN zu kalkulieren. Die OKFF-EG der Mehrfamilienhäuser wird dementsprechend mit ca. 44.1 (Norden) bzw. 44.2 m ü. NN (Süden) angenommen.

Nach dem gegenwärtigen Kenntnisstand sollen die Doppelhäuser in 1-geschossiger Bauweise (Erdgeschoss zzgl. Dachgeschoss) ohne Unterkellerung realisiert werden. Die Mehrfamilienhäuser sind in 2 ½-geschossiger Bauweise (EG, 1. OG, STG) anvisiert und sollen entweder Teilkeller oder eine Vollunterkellerung erhalten, was letztendlich auch von den Ergebnissen der Baugrunduntersuchung abhängig gemacht wird.

Als mögliche Gründungsart wird im Bereich der nichtunterkellerten Doppelhäuser zunächst wahlweise eine konventionelle Flachgründung über bewehrte Streifenfundamente oder eine Flächengründung über bewehrte Bodenplatten mit randlich „angehängten“ massiven Frostschrüzen, ggf. auch ohne Frostschrüzen auf einem dauerhaft frostsicheren Unterbau, in Betracht gezogen.

Bzgl. der Gründung der unterkellerten Abschnitte der Mehrfamilienwohnhäuser wird von vornherein von einer Flächengründung über wasserundurchlässige Stahlbetonsohlen ausgegangen. Sollten Teile der Mehrfamilienhäuser ohne Kellergeschoss realisiert werden, ist hier als anvisierte Gründung die Umsetzung bewehrter Streifenfundamente mit einer im Übergang zum Kellergeschoss umgesetzten Abtreppung wahrscheinlich.

Das für die weiteren Ausführungen des Baugrundgutachtens relevante Gründungsniveau der nichtunterkellerten Doppelhäuser wird in Größenordnungen zwischen rd. 1 m (UK-Außenfundamente / Frostschrüzen) und 0,4/0,5 m (UK-Gründungsplatte) unterhalb der künftigen OKFF-EG (vorläufige Annahmen s.o.) angenommen.

Nimmt man im Bereich der Kellerabschnitte der Mehrfamilienwohnhäuser eine OKFF-KG von rd. 2,7 m unter OKFF-EG an, wäre das Gründungsniveau hier um rd. 3,0/3,1 m unter der jeweiligen OFF-EG zu kalkulieren. Sollten Teile der Mehrfamilienhäuser nicht unterkellert werden, wird deren konstruktives Gründungsniveau zunächst zwischen rd. 1 m unter OKFF-EG und dem Niveau der Kellergründung erwartet.

Es wird unterstellt, dass die Mehrfamilienhäuser Fahrstuhlschächte mit unter den jeweiligen Kellerfußboden einbindenden Unterfahrten erhalten. Die Sohlenoberkante der Unterfahrten hängt dabei unmittelbar von der letztendlich verwendeten Aufzugstechnik mit der darauf basierenden lichten Höhe der Unterfahrten ab und wird

vorläufig zwischen rd. 1 und 1,5 m unter OKFF-KG, sprich zwischen rd. 3,7 und 4,2 m unter OKFF-EG, angenommen. Ausgehend von einer Gründung der Aufzugs-schächte über bewehrte Fundamentplatten einheitlicher Stärke, wird deren Grün-dungsniveau vorläufig zwischen rd. 4,0 und 4,5 m unter der künftigen OKFF-EG erwartet.

Die charakteristischen Linienlasten der tragenden Wandscheiben werden seitens des Unterzeichners im Bereich der Doppelhäuser in Größenordnungen bis max. 100 kN/m, im Bereich der Mehrfamilienwohnhäuser in Größenordnungen bis max. 200 kN/m abgeschätzt.

Der Tiefenverlauf der neuen Entwässerungskanäle wird in Abhängigkeit von der Anbindung an die bestehende Kanalisation des erweiterten Umfeldes und der künf-tigen Höhenentwicklung des Planraums vorläufig in Größenordnungen zwischen rd. 1 und rd. 3,5 m unter künftiger Geländeoberkante angenommen, wobei die Schmutzwasserkanalisation im Falle der Umsetzung einer Trennkanalisation über-wiegend unter dem Niveau der Regenwasserkanalisation verlaufen dürfte. Bei der Ausführung einer Trennwasserkanalisation wird unterstellt, dass die Regenwasser-kanäle mit Betonrohren, die Schmutzwasserkanäle mit Steinzeugrohren oder mit duktilen Gussrohren realisiert werden. Nach dem gegenwärtigen Kenntnisstand ist unter der neuen Erschließungsstraße ein größerer Regenwasserstaukanal (DN 700) zum Zwecke einer verzögerten Regenwasserabgabe in die vorhandene Vorflut ange-dacht.

Die Erschließungsstraße dürfte vermutlich im Sinne der RStO 12 für die Belas-tungsklasse Bk 1,0 ausgelegt werden. Hierbei wird zunächst von einem mind. 60 cm starken Oberbau aus Verbundsteinpflaster- oder Schwarzdeckenversiegelung mit unterlagernder Splittbettung (nur bei Pflasterversiegelung), Schottertragschicht und Frostschutzschicht ausgegangen. Die PKW-Parkplätze werden hingegen vermutlich für die Belastungsklasse Bk 0,3 mit einem dann mind. 50 cm starken Oberbau aus-gelegt. Die endgültige Belastungsklasse ist durch den Freiflächenplaner festzulegen.

Ggf. zusätzlich geplante Fußwege sowie auch die Gebäudezuwegungen dürften in Anlehnung an die RStO 12 einen mind. 30 cm starken Oberbau aus Pflastersteinen und / oder Schwarzdecke, einer Splittbettung (nur bei Pflasterversiegelung) und ei-ner Schottertragschicht erhalten.

Auf Höhe des Planums (Basis frostsicherer Fahrbahnoberbau) wird bei Durch-führung statischer Lastplattendruckversuche stets ein Verformungsmodul $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ vorausgesetzt. Sollte der Untergrund nicht diese Tragfähigkeitseigen-schaften aufweisen, ist in Abhängigkeit von den letztendlich angetroffenen Unter-grundverhältnissen entweder eine Verbesserung der Tragfähigkeitseigenschaften des Untergrundes mittels des zusätzlichen Einbaus von grobkörnigem Stabilisierungsmaterial oder einer Verbesserung des Unterbaus / Untergrundes mittels der Zugabe von Kalk-Zement-Mischbindemitteln in Betracht zu ziehen.

2. Baugrunduntersuchung

2.1 Gelände- und Laborarbeiten

Zur Erfassung der bodenmechanischen, der geologischen und der hydrologischen Untergrundverhältnisse sowie zur Entnahme von Boden- und Materialproben für weiterführende gutachterliche Bewertungen der Bodengemenge im Erdbaulabor und bei Bedarf auch zur Durchführung ergänzender laboranalytischer Untersuchungen zwecks Bewertung der Einbau- und Verwertungsmöglichkeiten unter umweltrelevanten Gesichtspunkten wurden im Rahmen Baugrunduntersuchung am 03., 04. und 05.12.2019 weitestgehend im Bereich der geplanten Wohnhäuser sowie im Bereich der geplanten Verkehrsflächen insgesamt 23 Kleinbohrungen (RKS 1 bis RKS 23) im Rammkernsondierverfahren (gewählter Schlitzdurchmesser 50 bis 36 mm) abgeteuft.

Im Rahmen der Baugrunduntersuchung dienen die Rammkernsondierbohrungen primär zur Ermittlung der Material- und Korngrößenzusammensetzung der mit den Erdarbeiten tangierten Baugrundabschnitte sowie zur Ermittlung des Grundwasserstandes bzw. der Bodenfeuchte.

Festzuhalten ist, dass einige der im Bereich der künftigen Hochbauten anvisierten Bodenaufschlüsse im Bereich der noch im Untergrund befindlichen Abschnitte des Kellers bzw. Untergeschosses der vormaligen Bebauung aufgrund der mangelnden Zugänglichkeit dieser Abschnitte (Kellersohle stand unter Wasser; Bereich war zudem infolge sehr steiler Böschung der Rückbaugrubenwände sowie teilweise noch nicht rückgebauter Kelleraußenwände mit den Einsatzgeräten nicht erreichbar.) nicht ausgeführt oder zumindest gegenüber dem ursprünglich angedachten Standort entsprechend versetzt werden mussten.

Zur präzisierenden Bewertung der Lagerungsdichte (rollige bzw. korngestützte Böden) bzw. Konsistenz (bindige bzw. plastische Böden) der erdbau- und gründungsrelevanten Tiefenabschnitte und auch zur Präzisierung des Übergangs zwischen Lockergesteinen und dem von vornherein zur Tiefe hin erwarteten felsartigen Baugrund wurden die direkten Aufschlüsse durch insgesamt 14 Rammsondierungen (DPL 1 bis DPL 14) mit der leichten Rammsonde (DPL gem. DIN EN ISO 22476/2), in 7 Prüfpunkten (DPL/DPH 6 bis DPL/DPH 11 zzgl. DPL/DPH 13) kombiniert mit der schweren Rammsonde (DPH gem. DIN EN ISO 22476/2) ergänzt.

Bzgl. der Rammsondierungen ist anzumerken, dass diese zur besseren Auflösung der Lagerungsdichte bzw. Konsistenz des oberflächennahen Baugrundes zunächst grundsätzlich als leichte Rammsondierung begonnen wurden. Im Bereich der geplanten Mehrfamilienwohnhäuser sowie des südlich dazu geplanten PKW-Parkplatzes wurden diese leichten Rammsondierungen nach Erreichen eines deutlich

erhöhten Rammwiderstandes, der eine fachgerechte Bewertung mittels der leichten Rammsondierung nicht mehr zulässt, eingestellt und das Rammloch nach Ziehen des leichten Rammgestänges zumeist mit der schweren Rammsonde überrammt. Nur die schwere Rammsondierung DPH 11 wurde neben der leichten Rammsondierung DPL 11 positioniert.

Die Endteufen der Kleinrammbohrungen variieren zwischen ca. 1,8 (RKS 7) und 3,9 m (RKS 15) unter aktueller GOK bzw. zwischen rd. 39,7 (RKS 15) und 42,9 m ü. NN (RKS 23) und liegen somit stets noch oberhalb der von vornherein anvisierten / kalkulierten Aufschlusstiefe von 5 bzw. 7 m. Die reduzierte Endteufe dieser Bodenaufschlüsse wird dabei jeweils durch den Verwitterungshorizont kreidezeitlicher Halbfest- und Festgesteine (s. Unterkapitel 2.2.1) begrenzt, wobei höher konsistente, sprich dann meist feste Baugrundpartien, ferner auch gesteins-harte Baugrundpartien, bei dem üblichen Sondierverfahren in Form „leichter“ Kleinbohrungen entsprechende Bohr- bzw. Rammhindernisse darstellen.

Die leichten Rammsondierungen wurden in Tiefen zwischen rd. 1,1 und 3 m, die teilweise durchgeführten schweren Rammsondierungen in Tiefen zwischen 2,3 und 4 m eingestellt.

Die Lage der Kleinbohrungen und der Rammsondierungen ist den Lageplänen auf der Anlage 1 der Baugrundgutachtens zu entnehmen.

Die im Gelände entnommenen Boden- und Materialproben wurden im Erdbaulabor der igb GbR durch den Baugrundsachverständigen zunächst einer optischen und sensorischen (Fingerprobe) bodenmechanischen Beurteilung unterzogen.

Auf Grundlage der sensorischen bodenmechanischen Beurteilung der Bodenproben, der Rammdiagramme der niedergebrachten Rammsondierungen sowie auch auf Grundlage vorliegender Erfahrungswerte wurden anschließend die für erd- und grundbautechnische Belange maßgebenden charakteristischen Bodenkenngrößen der einzelnen Baugrundabschnitte zur Durchführung erdstatistischer Berechnungen festgelegt.

Ferner erfolgte auf Grundlage der sensorisch abgeschätzten Korngrößenverteilungen der relevanten Baugrundpartien im Hinblick auf hydraulische Fragestellungen (z.B. Prüfung der Versickerungsmöglichkeit für anfallendes Niederschlagswasser, bauzeitliche Wasserhaltungsmaßnahmen, etc.) die Festlegung relevanter Durchlässigkeitsbeiwerte k_f .

Die Ergebnisse der Rammkernsondierbohrungen (Kleinbohrungen) sowie der Rammsondierungen werden in Schichtenprofilen in Anlehnung an die DIN 4023 sowie in Rammdiagrammen gem. DIN EN ISO 22476/2 höhengerecht auf der Anlage 2 der Baugrundbewertung dargestellt. Die Anlagen 2.1 und 2.3 berücksichtigen dabei den Bereich der geplanten Doppelhäuser, die Anlagen 2.4 und 2.5 weitestgehend den Bereich der geplanten Mehrfamilienwohnhäuser und des süd-

lich davon geplanten PKW-Parkplatzes. Auf der Anlage 2.6 werden die Bodenaufschlüsse im Bereich der geplanten Erschließungsstraße und deren direkter Anschlussbereiche berücksichtigt.

Als Bezugsniveau für das höhenmäßige Nivellement der Bohr- und Rammansatzpunkte wurde der in den Lageplänen eingezeichnete Kanaldeckel (KD) auf der Alfred-Delp-Straße nördlich der geplanten Erschließungsstraße mit der absoluten Höhe von 43.82 m ü. NN gewählt. Diese Höhenangabe entstammt einem Auszug aus dem Kanalkataster der Technischen Betriebe Rheine (TBR) AöR – Entwässerung – vom 16.01.2018 und ist im Zuge der weiteren Planungen noch durch einen öffentlich bestellten Vermessungsingenieur zu überprüfen bzw. zu bestätigen.

Parallel zu der Bewertung der bodenmechanischen sowie der hydraulischen Eigenschaften des Untergrundes wurden die aus den Schlitzsonden der Kleinbohrungen entnommenen Boden- und Materialproben auch einer organoleptischen (d.h. optischen und geruchlichen) Bewertung hinsichtlich möglicher Belastungen des Untergrundes mit umweltrelevanten Schadstoffen unterzogen.

Wie bereits in Kapitel 1 angemerkt, werden die Boden- und Materialproben für den Fall, dass im Nachgang seitens des Auftraggebers und / oder der Fachplaner noch weiterführende umwelttechnische Laboruntersuchungen des Probenmaterials gewünscht werden, bis max. 6 Monate nach Fertigstellungsdatum des Baugrundgutachtens in den Räumen der igb GbR rückgehalten und erst danach einer geregelten Entsorgung zugeführt.

2.2 Untergrundverhältnisse

2.2.1 Baugrundsichtung / Bodenmechanische Eigenschaften

Gemäß den Ausführungen der relevanten Geologischen Karte von Nordrhein-Westfalen, 1 : 100 000, Blatt C 3910 Rheine, sind im Bereich des Untersuchungsareals als „gewachsener“, sprich als natürlich gebildeter oberflächennaher Baugrund (in der Regel werden die oberen 2 bis 3 m berücksichtigt) geringmächtige **Schmelzwasser- und Grundmoränenablagerungen der Saale-Kaltzeit** des Pleistozän, in Form von **Schmelzwassersanden** sowie von **Geschiebelehm / Geschiebemergeln**, ferner u.U. auch **Fließerden** der demgegenüber jüngeren **Weichsel-Eiszeit** des Pleistozän in Form von meist **bindigen/lehmigen Sanden mit Schutteinlagerungen**, über dem **Verwitterungshorizont kreidezeitlicher Mergel bis Kalksteine** ausgewiesen.

Die Ergebnisse der Baugrunduntersuchung belegen weitestgehend die Ausführungen der geologischen Karte zum „gewachsenen“ Baugrund, wobei dieser – bedingt durch die anthropogene Überprägung des Areals mit dem im Rückbau befindli-

chen Altbestand – in unterschiedlicher Stärke von anthropogenen Auffüllungen / Umlagerungsböden bedeckt wird.

Entsprechend der Schichtenprofile und Rammdiagramme der Anlage 2 ist vereinfacht folgende Gliederung des Baugrundes möglich:

2.2.1.1 Anthropogene Auffüllungen / Umlagerungsböden

Anthropogene Auffüllungen / Umlagerungsböden wurden in den Bodenaufschlüssen – mit Ausnahme der direkten Anschlussbereiche zum rückzubauenden Untergeschoss / Keller sowie der im äußersten Südwesten mit Anbindung an die Anne-Frank-Straße positionierten Kleinbohrung RKS 23 – in Stärken zwischen rd. 0,7 (RKS 7) und 2,0 m (RKS 16) mit einer Basis zwischen rd. 41.6 (RKS 7) und 43.3 m ü. NN (RKS 10) erfasst, wobei die Auffüllstärke bzw. die Auffüllbasis tendenziell in östliche Richtungen zunimmt.

Die mit der Kleinbohrung RKS 8 erfasste **Arbeitsraumverfüllung des Altbestandskellers** reicht an dieser Stelle bis rd. 3,7 m unter GOK bzw. bis rd. 40.1 m ü. NN, was vermutlich auch in etwa dem größerflächigen Rückbaugrubenniveau des Altbestandskellers entsprechen dürfte.

Die im äußersten Südwesten positionierte Kleinbohrung RKS 23 weist hier eine rd. 0,8 m starke Auffüllung mit einer Basis um rd. 44.9 m ü. NN nach.

Die **Aufbauten** der zum Zeitpunkt der Baugrunduntersuchung noch **versiegelten Flächenabschnitte** setzen sich im Bereich der Aufschlüsse RKS 2 bis 7, 11, 12, 16, 20 und 21, sprich ich Bereich der ehemaligen Tennishalle, aus einer rd. 11 bis 15 cm starken **Asphaltdecke** über einer rd. 14 bis 32 cm starken **Tragschicht** aus natürlichem **Gesteinsbruch** (**Schotter**, z.T. auch **Splitt**) zusammen.

Die nur mit den Aufschlüssen RKS 13 erfasste, hier rd. 12 cm starke **Betonsohle** des an die Halle östlich angrenzenden Gebäudeabschnitts lagert im Aufschlusspunkt einer rd. 38 cm starken **Bettung** / „**Drainschicht**“ aus **Schlacke**, natürlichem **Gesteinsbruch** und **Sand** auf.

Die mit den Aufschlüssen RKS 8, 10 und 23 tangierten **Verkehrsflächen** bzw. versiegelten Freiflächen weisen rd. 22 bis 30 cm starke Aufbauten aus 8 cm starken **Pflastersteinen**, 2 bis 4 cm starken **Sand-Bettungen** und rd. 12 bis 18 cm starken **Tragschichten** auf, welche sich inhomogen aus Gesteinsbruch bzw. **Naturschotter**, **Schlacke** und **Sand** zusammensetzen.

Im Sinne der DIN 1054 repräsentieren die gröberen Schüttungen des Sohlen- und Pflasterunterbaus einschließlich der sandigen Pflasterbettungen nichtbindige Böden / Lockergesteine mit fehlenden bis sehr geringen bindigen Anteilen und einer vergleichsweise günstigen Kornstützung.

Die Lagerungsdichte der Schüttungen wird durchweg mit mitteldicht bis dicht beziffert.

In den **vormaligen Grünflächen bzw. unversiegelten Freiflächen** wurde in den Aufschlüssen RKS 9, 15 und 22 ein rd. 0,3 bis 0,9 m starkes „**Mutterbodenäquivalent**“ in Form von **nichtbindigen bis bindigen Sanden** mit einer stets deutlich **erhöhten Humusführung** und wechselnden Einschlüssen von Bauschutt sowie von natürlichem Gesteinsbruch erfasst.

Die ebenfalls in den ehemaligen Grünflächen bzw. unversiegelten Freiflächen positionierten Aufschlüsse RKS 1 und RKS 14 weisen zuoberst in Stärken von rd. 0,4 m „**gröbere**“ **Schüttungen** aus **Gesteinsbruch, Schlacke** und **Sand** mit deutlich wahrnehmbaren „**Humusverunreinigungen**“ nach.

Sowohl das „Mutterbodenäquivalent“ als auch die humushaltigen „Grobschüttungen“ entsprechen im Sinne der DIN 1054 infolge der Humusführung zumeist organogenen Böden / Schüttungen / Lockergesteinen mit einer in unterschiedlichem Maße eingeschränkten Raumbeständigkeit durch möglichen Humuszersatz bei Sauerstoffzutritt.

Im Liegenden der beschriebenen Sohlen- und Verkehrsflächenaufbauten, ferner auch im Liegenden des „Mutterbodenäquivalentes“ sowie der mit Humus „verunreinigten“ gröberen Schüttungen, folgen – mit Ausnahme der Aufschlüsse RKS 9, 13, 22 und 23 – zunächst **überwiegend nichtbindige bis leicht bindige** (dann max. „schwach schluffig“), **nur sehr untergeordnet mäßig bindige** (dann „partiell schluffig“) „**Auffüllsande**“, welche gemäß dem Aufschlussergebnis der RKS 8 offensichtlich auch einen Großteil der Arbeitsraumverfüllungen des rückzubauenden Altbestandskellers repräsentieren. Nur sehr untergeordnet enthalten die Sande Einschlüsse von Gesteinsbruch, humose Stippen und sporadische Schluff-Linsen.

Im Sinne der DIN 1054 entsprechen die „Auffüllsande“ überwiegend nichtbindigen bis gemischtkörnigen Böden / Lockergesteinen mit deutlich reduzierten bindigen und einer – eine mindestens mitteldichte Lagerung vorausgesetzt – vergleichsweise günstigen Kornstützung. Die nur partiell mäßig bindigen Sandpartien repräsentieren hingegen gemischtkörnige Böden mit dann geringfügig erhöhten bindigen Anteilen und einer gegenüber den anderen Sandabschnitten abgeminderten Qualität der Kornstützung.

Die Lagerungsdichte der „Auffüllsande“ wird in den meisten der Aufschlüsse sowohl auf Grundlage der Rammogramme der leichten Rammsondierungen als auch auf Grundlage des Eindringwiderstandes der Schlitzsonde der Kleinbohrungen überwiegend als mitteldicht beziffert. In Teilabschnitten, wie z.B. im äußersten Osten / Nordosten im Übergang zum rückzubauenden Altbestand wurden hingegen auch Übergänge zu einer lockeren, u. U. sogar sehr lockeren Lagerung der „Auffüllsande“ festgestellt.

Im Falle einer Wassersättigung (hier dann entweder temporär eingestauten Schichtenwasser, bei größerer Auffüllstärke zur Basis hin auch Grundwasser) neigen die „Auffüllsande“ im Anschnitt zum Fließen.

Zu beachten ist, dass die nur untergeordnet mit mäßig erhöhten bindigen Anteilen behafteten Abschnitte der Auffüllsande wasserempfindlich reagieren und dann nach Offenlegung bei konzentriertem Wasserzutritt z.T. zuoberst verschlammen können. Zudem reagieren diese Abschnitte der „Auffüllsande“ im Falle höherer natürlicher Wassergehalte z.T. strukturempfindlich gegenüber dynamischen Lasteinträgen, wobei dann im Zuge temporär aufgebauter Porenwasserüberdrücke mitunter Übergänge in breiige Zustände mit einem teilweisen Verlust der Kornstützung zu besorgen sind.

Im Aufschluss 23 findet sich direkt unter der Trag- und Drainschicht der gepflasterten Zufahrt bis rd. 0,8 m unter GOK eine rd. 0,5 m starke „**Stabilisierung**“ aus **Bauschutt, Sand** sowie aus natürlichem **Gesteinsbruch**.

Im Sinne der DIN 1054 dürfte es sich weitgehend um nichtbindiges Schüttgut handeln, wobei das Gemenge vermutlich eine inhomogene Kornabstufung besitzt. Auch dürfte das Gemenge unter dynamischer Belastung auf Dauer geringfügig in seiner Raumbeständigkeit eingeschränkt sein. Die Lagerungsdichte wird unmittelbar im Aufschlussbereich mit mitteldicht bis dicht abgeschätzt.

Im basalen Auffüllbereich der RKS 8, sprich vermutlich an der **Basis des Arbeitsraumes** sowie ggf. auch direkt unter der Sohle **des noch rückzubauenden Altbestandskellers**, wurde eine geschätzt rd. 0,1 m starke **Drainschicht** aus Glasasche bzw. aus **Silikatschlacke** erbahrt.

In den Aufschlüssen RKS 1, 2, 3, 4, 5, 6, 10, 11, 14, 15, 16 und 20 unter den auf der Seite 12 beschriebenen „Auffüllsanden“ mit meist deutlich reduzierten bindigen Anteilen, in den Aufschlüssen RKS 9, 13 und 22 entweder unter dem „Mutterbodenäquivalent“ oder unter dem grobkörnigen Sohlenunterbau, folgen **weitere Auffüllungen inhomogener Zusammensetzung** in Form meist **bindiger / lehmiger Sande** mit **z.T. erhöhter Humusführung** und Resten von **Bauschutt** sowie von natürlichem **Gesteinsbruch**, in Form **sand- und tonhaltiger Schluffe** mit ebenfalls **z.T. erhöhter Humusführung** und Resten von **Bauschutt** sowie von natürlichem **Gesteinsbruch** und in Form anthropogen **aufgefüllter / umgelagerter „Verwitterungslehme“ kreidezeitlicher Kalkmergel**. Ferner wurde im Aufschluss RKS 16 eine **Lage bindiger Sande** mit **sehr hohem Humusanteil** und Resten von **Kunststoff** sowie von **Gummi** angetroffen.

Im Sinne der DIN 1054 handelt es sich bei diesen inhomogenen Gemengen um Übergänge zwischen gemischtkörnigen Böden / Lockergesteinen mit stets deutlich erhöhten bindigen Anteilen sowie teilweise bereits leichten bis mäßigen plastischen Eigenschaften, bindigen Böden / Lockergesteinen mit mäßigen bis deutlich ausgeprägten plastischen Eigenschaften und schließlich im Falle einer erhöhten

Humusführung organogenen Böden / Lockergesteinen mit teilweise ebenfalls plastischen Eigenschaften und einer infolge des möglichen Humuszersatzes bei Sauerstoffzutritt in unterschiedlichem Maße eingeschränkten Raumbeständigkeit.

Neben der teilweise eingeschränkten Raumbeständigkeit bei Sauerstoffzutritt besitzen die Bodengemenge teils eine mitteldichte, teils nur eine lockere Lagerung, im Falle eines plastischen Verhaltens teils eine steife, teils nur eine weiche und/oder weich bis steife Konsistenz.

Nach Offenlegung können die wasserempfindlichen Bodengemenge bei konzentriertem Wasserzutritt zuoberst teils stärker aufweichen, teils sogar verschlammen. Konsistenzminderungen bzw. Übergänge in weiche bis breiige Zustände sind auch im Falle dynamischer Lasteinträge in temporär feuchte bis wassergesättigte Abschnitte dieser inhomogenen Auffüllgemenge zu besorgen.

Der örtlich aufgefüllte / umgelagerte „Verwitterungslehm“ der kreidezeitlichen Kalkmergel besitzt im Falle witterungsbedingter Austrocknungsprozesse eine **erhöhte Schrumpfungsempfindlichkeit**.

2.2.1.2 Lockergesteine des Pleistozän des Quartär

Als „gewachsener“ Baugrund folgen – mit Ausnahme der Aufschlüsse RKS 2, 8, 9, 10, 19, 20, 22 und 23 – bis zwischen ca. 1,1 (RKS 1) und 2,8 m (RKS 12) unter aktueller GOK bzw. bis zwischen rd. 41.1 (RKS 12) und 42.8 m ü. NN (RKS 1) eiszeitliche Lockergesteine, wobei es sich nach dem gegenwärtigen Kenntnisstand mit großer Wahrscheinlichkeit um **Grundmoränen- und Schmelzwasserablagerungen der Saale-Kaltzeit** handeln dürfte.

Diese Ablagerungen werden teils durch einen **Geschiebemergel** und/oder einen **Geschiebelehm** als entkalktes Verwitterungsprodukt des Geschiebemergels, teils durch **nichtbindige bis leicht bindige** (dann max. „schwach schluffig“) **Sande mit** wechselnden Einschlüssen von **Kies bzw. Gesteinsbruch** und teils von **mäßig bindigen bis bindigen, z.T. verlehmtten Sanden mit** ebenfalls enthaltenen Einschlüssen von **Gesteinsbruch** eingenommen. Der Geschiebemergel und/oder Geschiebelehm repräsentiert dabei ein inhomogenes Gemenge der Sand-, Schluff- und Ton-Fraktion mit generell deutlich erhöhten bindigen Anteilen und wechselnden Einschlüssen von Kiesen bzw. Gesteinsbruch (Geschiebe) und sporadisch eingeschalteten größeren Steinen bis hin zu Blöcken („Findlinge“).

Im Sinne der DIN 1054 entspricht der Geschiebemergel und der Geschiebelehm gemischtkörnigen bis bindigen Böden mit stets deutlich erhöhten bindigen Anteilen und gleichzeitig wechselnden plastischen Eigenschaften, der Sand gemischtkörnigen Böden / Lockergesteinen mit teils reduzierten, teils erhöhten bindigen Anteilen und einer dementsprechend wechselnden Qualität der Kornstützung.

Die Lagerungsdichte der „gewachsenen“ Sande ist überwiegend mit mitteldicht, bereichsweise mit dicht zu beziffern; der Geschiebemergel und der Geschiebe-

lehm besitzt in natürlicher Ablagerungsstruktur überwiegend eine steife Konsistenz.

Nach Offenlegung können der Geschiebemergel und Geschiebelehm bei konzentriertem Wasserzutritt zuoberst stärker aufweichen, die bindigen, z.T. verlehmtten Sande vielfach verschlammen.

Bei dynamischen Lasteinträgen in witterungsbedingt feuchte bis wassergesättigte Bodenpartien reagieren insbesondere die bindigen, z.T. leicht verlehmtten Sandpartien, in abgeschwächter Form auch der Geschiebemergel und der Geschiebelehm strukturempfindlich und können dann im Zuge temporär aufgebauter Porenwasserüberdrücke mitunter Übergängen in weiche bis breiige Zustände mit einer deutlichen Verschlechterung der Tragfähigkeitseigenschaften unterliegen.

Insbesondere die max. schwach schluffigen Schmelzwassersandpartien, in etwas abgeschwächter Form auch schluffige, gleichzeitig tonfreie Schmelzwassersandpartien neigen im Falle einer Wassersättigung (hier Schichten- und/oder Grundwasser) im Fein- bis Mittelsandbereich im Anschnitt zum Fließen.

Der Geschiebelehm und auch der Geschiebemergel besitzen insbesondere im Falle eines erhöhten Anteils der Ton-Fraktion bei witterungsbedingten Austrocknungsprozessen noch eine **mäßige Schrumpfungsempfindlichkeit**.

2.2.1.3 Locker- und Festgesteine der Kreidezeit

Im Liegenden der quartären Lockergesteine, in den Kleinbohrungen RKS 2, 8, 9, 10, 19, 20, 22 und 23 direkt unter den anthropogenen Auffüllungen / Umlagerungsböden, wurde in allen Aufschlüssen bis zur jeweiligen Endteufe der **Verwitterungshorizont kretazischer Kalkmergel und Kalksteine** aufgeschlossen.

Dieser entspricht im obersten Abschnitt bei einer starken bis sehr starken Verwitterung zumeist als „Verwitterungslehm“ einem stark tonigen, schwach feinsandigen Schluff und unter Beachtung der DIN 1054 somit einem bindigen Lockergestein mit meist ausgeprägt plastischen Eigenschaften.

Der „**Verwitterungslehm**“ besitzt die meiste Zeit des Jahres zuoberst eine steife und/oder steif- bis halbfeste Konsistenz und geht zur Tiefe hin in halbfeste „Lehmpartien“ über. Die im Gegensatz zu dem Kalkmergel bzw. zu Kalkmergelplatten gegenüber einer Verwitterung resistenteren Kalksteine sind in dem „Verwitterungslehm“ z.T. als Gesteinsbruch, z.T. auch als mürbe Kalksteinplatten eingeschaltet.

Nach Offenlegung kann der „Verwitterungslehm“ bei konzentriertem Wasserzutritt oberflächlich eine Konsistenzminderung in weiche Zustände erfahren. Werden „Lehmpartien“ mit einem höheren natürlichen Wassergehalt (dann feucht) zudem einer dynamischen Belastung ausgesetzt, führt dies in der Regel durch

dann aufgebaute Porenwasserüberdrücke ebenfalls zu Konsistenzminderungen / Strukturstörungen und einer entsprechenden Reduzierung der Tragfähigkeitseigenschaften.

In sehr trockenen, zudem warmen/heißten Witterungsperioden besitzt der „Verwitterungslehm“ infolge der dann einwirkenden Evapotranspiration und den damit verbundenen Austrocknungsprozessen eine **hohe Schrumpfungsempfindlichkeit**. Die Tiefenwirkung deutlicher Schrumpfungsprozesse reicht in unseren Breiten bei der aktuellen Klimasituation erfahrungsgemäß hauptsächlich bis in Tiefen um rd. 1,5 m unter Geländeoberkante, kann bei der Existenz dichten Strauchbewuchses sowie auch tiefer wurzelnder Bäume jedoch durchaus auch deutlich größere Tiefenbereiche erfassen, sofern in diesem Tiefenniveau dann noch ein schrumpfungsempfindlicher Untergrund ansteht. Die im Zuge der Schrumpfungsprozesse erfolgte Abnahme der natürlichen Wassergehalte führt zu einer temporären Erhöhung der Konsistenz (dann z.B. von steif über halbfest zu fest). Im feuchten Winterhalbjahr reduziert sich die Konsistenz vielfach wieder auf den Zustand vor Beginn der Austrocknung bei im „Lehmboden“ stattfindenden Quellprozessen.

Zur Tiefe hin geht der „Verwitterungslehm“ mit abnehmendem Verwitterungsgrad zunächst (noch stärker verwittert) in ein **Lockergestein höherer Konsistenz** (dann permanent mind. halbfeste, z.T. bereits feste Tone) **mit Übergängen zu sehr mürben Mergelsteinplatten und z.T. bereits härteren Kalksteinplatten / Kalksteinbänken**, darunter (dann nur noch verwittert bis schwach verwittert) in einen weitestgehend **felsartigen Untergrund aus Mergelsteinplatten sowie aus demgegenüber härteren Kalksteinplatten/Kalksteinbänken** über.

Die Schrumpfungsempfindlichkeit der höher konsistenten Schluffe/Tone nimmt gegenüber dem „Verwitterungslehm“ zur Tiefe hin weiter ab. Der felsartige Baugrund kann – wenn überhaupt – nur noch marginal von Schrumpfungsprozessen betroffen sein.

Während die „felsartigen“ Kalkmergel/Kalkmergelsteine infolge deren vergleichsweise geringen einaxialen Druckfestigkeiten im Fachjargon des Erd- und Grundbaus als „**Halbfestgestein**“ bezeichnet werden, stellen die im Mergel / Mergelstein im „felsartigen“ Baugrund eingeschalteten härteren Kalksteinbänke mit ihrer deutlich höheren einaxialen Druckfestigkeit bereits quasi ein „**Festgestein**“ dar.

Bei erdbaubedingter Offenlegung ist zu beachten, dass auch der höher konsistente Schluff/Ton sowie das „Halbfestgestein“ nach Offenlegung empfindlich gegenüber Wasserzutritt reagieren und dann zügig einer Konsistenzminderung bzw. einsetzenden Verwitterungsprozessen unterliegen können, während die im Mergel / Mergelstein eingeschalteten Kalksteinbänke nach Offenlegung gegenüber Witterungseinflüssen wesentlich resistenter sind und ihren Gesteinsverbund bzw. die vergleichsweise hohe Gesteins Härte nur sehr langsam einbüßen.

2.2.2 Grundwasser, hydraulische Kennwerte

Während der Aufschlussarbeiten zwischen dem 03. und 05.12.2019 wurde in der **tieferreichenden sandigen Arbeitsraumverfüllung** (s. RKS 8) **des rückzubauenden Altbestandskellers** sowie in den **eiszeitlichen Sandablagerungen und basalen Abschnitten der anthropogenen „Auffüllsande“ des östlichen Planraums** (s. RKS 12, 13, 14, 15, 16, 17 und 19) oberhalb der hoch wasserstauenden „Verwitterungslehme“ der kreidezeitlichen Kalkmergel ein **flächiger Porengrundwasserkörper** angeschnitten.

Der Wasserspiegel dieses zusammenhängenden Porengrundwasserkörpers wurde dabei sowohl mittels Klopfnäse am entnommenen Bohrgut als auch mittels Lichtlotmessung im kurzzeitig standfesten Bohrloch in einer Tiefe zwischen rd. 1,7 und 2,0 m unter jeweiligem Bohransatzpunkt bzw. in Größenordnungen zwischen rd. 41.8 und 41.9 m ü. NN ermittelt.

In den anderen Bodenaufschlüssen mit einem bereits oberhalb der Kote von 42 m ü. NN beginnenden Kreidemergel und/oder ebenfalls stärker wasserstauenden Geschiebemergel / Geschiebelehm wurde entweder kein Wasser (s. RKS 5, 6, 9, 10, 11, 18, 20, 21, 22 und 23) oder nur partiell infolge der vorangegangenen Niederschläge in unterschiedlicher Tiefe temporär zu Schichtenwasser aufgestautes Oberflächenwasser / Sickerwasser (s. RKS 1, 2, 3, 4 und 7) angetroffen.

Exakte Angaben zu max. Grund- bzw. Stauwasserständen sind für den Planraum nur mit Hilfe von Langzeitmessungen in eigens hierfür eingerichteten Grundwassermeßstellen möglich und können im Baugrundgutachten mangels ausreichenden Datenmaterials nicht erfolgen.

Unter Beachtung der Durchlässigkeitsbeiwerte der einzelnen Baugrundabschnitte ist in den Bereichen, in denen tieferreichende, gleichzeitig größerflächig verteilte „Auffüllsande“ und die darunter in großen Teilen des Areals anstehenden „gewachsenen“ Schmelzwassersande des Quartär untereinander eine hydraulische Verbindung aufweisen, aus gutachterlicher Sicht ein Anstieg „normaler“ Grundwasserhochstände auf Größenordnungen um rd. 43 m ü. NN realistisch.

In den Bereichen, in denen die sehr gering wasserdurchlässigen „Verwitterungslehme“ und/oder Geschiebemergel/Geschiebelehme sowie hinsichtlich der Korngrößenverteilung vergleichbare bindige / lehmige Auffüllgemenge bereits in einer deutlich reduzierten Tiefe anstehen (s. RKS 1, 2, 3, 4, 6, 7, 9, 10, 11, 13, 21, 22 und 23), muss hingegen zusätzlich zum beschriebenen zusammenhängenden Porengrundwasserkörper nach ergiebigen Niederschlagsperioden mit dem verstärkten Aufstau hier nur verzögert versickernder Oberflächenwässer gerechnet werden, wobei sich der Stauwasserkörper örtlich auf Größenordnungen zwischen rd. 43 und 43.5 m ü. NN, bereichsweise (s. z.B. RKS 1, 3, 4, 5, 7, 9, 10, 13, 22 und

23) im „worst case“ sogar noch darüber aufstauen kann, sofern dies nicht mittels Drainagen mit Anschluss an eine geeignete Vorflut unterbunden wird.

Werden örtlich gröbere Schüttungen sehr guter Wasserdurchlässigkeit direkt auf den Geschiebelehm / Geschiebemergel und oder auf den „Verwitterungslehm“ der kreidezeitlichen Kalkmergel aufgebracht (s. z.B. RKS 23), ist in diesen Schüttungen ohne fachgerechte Drainierung mit Sicherheit mit einem zügigen Aufstau nur verzögert versickernder Regenwässer zu rechnen.

Die für hydraulische Fragestellungen relevanten **Durchlässigkeitbeiwerte k_f** werden dem angetroffenen Baugrund wie folgt zugeordnet:

- im Bereich der vormaligen Grünflächen
aufgefülltes / umgelagertes „Mutterbodenäquivalent“ 1×10^{-5} bis 1×10^{-6} m/s
- Sandbettungen der Pflasterflächen sowie
gröberkörnige Tragschichten / Dränschichten der
Gebäudesohlen und Pflasterflächen einschließlich
örtlich gröberen „Stabilisierungsmaterials“ 1×10^{-3} bis 1×10^{-4} m/s
- anthropogene „Auffüllsande“ mit meist deutlich
reduzierten (dann max. „schwach schluffig“), nur
partiell mäßig erhöhten bindigen Anteilen 1×10^{-4} bis 1×10^{-5} m/s
- weitere inhomogene Auffüllungen in Form bindiger,
z.T. lehmiger Sande und sandig-toniger Schluffe mit
jeweils z. T. erhöhter Humusführung sowie in Form
umgelagerter „Verwitterungslehme“ kreidezeitlicher
Kalkmergel 5×10^{-6} bis 1×10^{-9} m/s
- eiszeitliche Geschiebelehme / Geschiebemergel 5×10^{-7} bis 1×10^{-8} m/s
- eiszeitliche Schmelzwassersande mit Anteilen
von Kies bzw. Gesteinsbruch 1×10^{-4} bis 1×10^{-6} m/s
- „Verwitterungslehme“ sowie auch höher
konsistente Schluffe / Tone der kreidezeitlichen
Kalkmergel- und Kalksteinabschnitte $< 1 \times 10^{-8}$ m/s
- minder verwitterte Abschnitte der
kreidezeitlichen Kalkmergel/Kalksteine
mit einem plattig-dünnbankigem
Trennflächengefüge
(„Halbfestgestein“ / „Festgestein“) 1×10^{-3} bis 1×10^{-10} m/s
(je nach Trennflächengefüge und Kluftfüllung
stark variierend / mittl.
„Gebirgsdurchlässigkeit“ mit $\leq 1 \times 10^{-6}$ m/s
abgeschätzt)

2.3 Charakteristische Bodenkenngrößen, Bodengruppen, Frostempfindlichkeitsklassen

Die charakteristischen Bodenkenngrößen der einzelnen Baugrundabschnitte werden wie folgt angesetzt, die Einstufung in Bodengruppen gemäß DIN 18 196 und in Frostempfindlichkeitsklassen gemäß ZTVE-StB 09 wie folgt vorgenommen:

im Bereich der vormaligen Grünflächen / unversiegelten Freiflächen anthropogen aufgefülltes/umgelagertes „Mutterbodenäquivalent“

Bodengruppen gem. DIN 18 196: A, [OH]

Frostempfindlichkeitsklasse

gem. ZTVE-StB 09: F 2 bis F 3 (mittel bis sehr frostempfindlich)

Feuchtraumgewicht γ_k	:	17,5 - 18,5	kN/m ³	(Rechenwert 18 kN/m ³)
Wichte unter Auftrieb γ'_k	:	9,5 - 10,5	kN/m ³	(Rechenwert 10 kN/m ³)
Kohäsion c'_k	:	0 - 2	kN/m ²	(Rechenwert 0 kN/m ²)
Reibungswinkel ϕ'_k	:	25 - 30	°	(Rechenwert 25 °)
Steifemodul $E_{s,k}$	:	-	MN/m ²	(Angabe eines Steifemoduls entfällt aufgrund deutlich eingeschränkter Raumbeständigkeit infolge möglichen Humuszersatzes)

Sandbettungen der tangierten Pflasterflächen, gröberkörnige Trag- u. Dränschichten u. Bettungen der Sohlenunterbaus sowie der Pflasterflächen

Bodengruppen gem. DIN 18 196: A, [SE], [GE], [GI], [GW]

Frostempfindlichkeitsklasse

gem. ZTVE-StB 09: weitestgehend F 1 (nicht frostempfindlich)

Feuchtraumgewicht γ_k	:	18,5 - 20	kN/m ³	(Rechenwert Sand 18,5 kN/m ³ / gröbere Schüttung 19,5 kN/m ³)
Wichte unter Auftrieb γ'_k	:	10,5 - 12	kN/m ³	(Rechenwert Sand 10,5 kN/m ³ / gröbere Schüttung 11,5 kN/m ³)
Kohäsion c'_k	:	0	kN/m ²	(Rechenwert 0 kN/m ²)
Reibungswinkel ϕ'_k	:	33,5 - 40	°	(Rechenwert Sand 33,5 ° / Rechenwert Schlacke 35 ° / Rechenwert Schotter 37,5 °)
Steifemodul $E_{s,k}$	:	40 - 100	MN/m ²	(Rechenwert Sand 50 MN/m ² / Rechenwert Schlacke 80 MN/m ² / Rechenwert Schotter 100 MN/m ² bei jeweils mitteldichter Lagerung)

**örtlich erfasstes gröberkörnigeres „Stabilisierungsmaterial“
aus Bauschutt, Sand, natürlichem Gesteinsbruch, z.T. auch
aus Schlacke, mit bereichsweise vorhandenen „Humusverun-
reinigungen“**

Bodengruppen gem. DIN 18 196: A, [GI], partielle Übergänge zu [OH]

Frostempfindlichkeitsklasse

gem. ZTVE-StB 09:

F 1 bis F 2 (nicht bis mittel frostempfindlich)

Feuchtraumgewicht γ_k	:	18 - 20	kN/m ³	(Rechenwert 19,5 kN/m ³)
Wichte unter Auftrieb γ'_k	:	10 - 12	kN/m ³	(Rechenwert 11,5 kN/m ³)
Kohäsion c'_k	:	0	kN/m ²	(Rechenwert 0 kN/m ²)
Reibungswinkel ϕ'_k	:	32,5 - 37,5	°	(Rechenwert 32,5 ° bei z.T. höherer Humusführung, ansonsten Rechenwert 35 °)
Steifemodul $E_{s,k}$	:	40 - 80	MN/m ²	(Rechenwert 60 MN/m ² unter Vernachlässigung teilweise eingeschränkter Raumbeständigkeit durch möglichen Humusersatz)

**anthropogene „Auffüllsande“ mit meist deutlich reduzierten
(dann max. „schwach schluffig“), partiell mäßig erhöhten
(dann „partiell schluffig“) bindigen Anteilen**

Bodengruppen gem. DIN 18 196: A, [SE], [SU], sehr untergeordnet Übergänge zu [SU*]

Frostempfindlichkeitsklasse

gem. ZTVE-StB 09:

F 1 bis F 2 (nicht bis mittel frostempfindlich)

Feuchtraumgewicht γ_k	:	18 - 19	kN/m ³	(Rechenwert 18,5 kN/m ³ , bei z.T. lockerer Lagerung gegen 18 kN/m ³ gehend)
Wichte unter Auftrieb γ'_k	:	10 - 11	kN/m ³	(Rechenwert 10,5 kN/m ³ , bei z.T. lockerer Lagerung gegen 10 kN/m ³ gehend)
Kohäsion c'_k	:	0	kN/m ²	(Rechenwert 0 kN/m ²)
Reibungswinkel ϕ'_k	:	30 - 32,5	°	(Rechenwert 32,5 ° bei mindestens mitteldichter Lagerung, bei z.T. lockerer Lagerung Rechenwert 30 °)
Steifemodul $E_{s,k}$	:	5 - 60	MN/m ²	(Rechenwert 30 bis 40 MN/m ² bei mindestens mitteldichter Lagerung, bei z.T. lockerer Lagerung auf < 20 MN/m ² abnehmend)

weitere inhomogene Auffüllungen / Umlagerungsböden in Form bindiger, z.T. lehmiger Sande und sandig-toniger Schluffe mit jeweils z.T. erhöhter Humusführung sowie in Form umgelagerter „Verwitterungslehme“ kreidezeitlicher Kalkmergel

Bodengruppen gem. DIN 18 196: A, [SU*], [ST*], [TL], [TM], partiell auch [OH], [OU], [OT]

Frostempfindlichkeitsklasse

gem. ZTVE-StB 09: weitestgehend F 3 (sehr frostempfindlich)

Feuchtraumgewicht γ_k	:	18 - 20	kN/m ³	(Rechenwert 19 kN/m ³)
Wichte unter Auftrieb γ'_k	:	9 - 11	kN/m ³	(Rechenwert 10 kN/m ³)
Kohäsion c'_k	:	0 - 15	kN/m ²	(Rechenwert Sande 0 kN/m ² Rechenwert Schluffe/Lehme 10 kN/m ²)
Reibungswinkel ϕ'_k	:	22,5 - 30	°	(Rechenwert Sande 30 ° / Rechenwert Schluffe/Lehme 25 °)
Steifemodul $E_{s,k}$	:	5 - 25	MN/m ²	(auf die Angabe eines mittleren Rechenwertes wird aufgrund der inhomogen. Korngrößenverteilung, der z.T. nur lockeren Lagerung und/oder reduzierten Konsistenz sowie der teilweise eingeschränkten Raumbeständigkeit durch möglichen Humuszersatz verzichtet)

„gewachsene“ Geschiebelehme / Geschiebemergel des Quartär

Bodengruppen gem. DIN 18 196: Übergänge zwischen TL, TM und ST*

Frostempfindlichkeitsklasse

gem. ZTVE-StB 09: F 3 (sehr frostempfindlich)

Feuchtraumgewicht γ_k	:	19,5 - 20,5	kN/m ³	(Rechenwert 20 kN/m ³)
Wichte unter Auftrieb γ'_k	:	9,5 - 10,5	kN/m ³	(Rechenwert 10 kN/m ³)
Kohäsion c'_k	:	5 - 15	kN/m ²	(Rechenwert 5 kN/m ² bei stärker sandiger Rechenwert 10 kN/m ² bei stärker toniger Ausprägung)
Reibungswinkel ϕ'_k	:	25 - 30	°	(Rechenwert 27,5 °)
Steifemodul $E_{s,k}$	:	10 - 20	MN/m ²	(Rechenwert 15 MN/m ² bei steifer Konsistenz)

„gewachsene“ Sande des Quartär mit Kies- bzw. Gesteinsbruchanteilen

Bodengruppen gem. DIN 18 196: Übergänge zwischen SE, SI, SU und SU*

Frostempfindlichkeitsklasse

gem. ZTVE-StB 09: F 1 bis F 3 (nicht bis sehr frostempfindlich)

Feuchtraumgewicht γ_k	:	18,5 - 19,5	kN/m ³	(Rechenwert 19 kN/m ³)
Wichte unter Auftrieb γ'_k	:	10,5 - 11,5	kN/m ³	(Rechenwert 11 kN/m ³)
Kohäsion c'_k	:	0 - 2	kN/m ²	(Rechenwert 0 kN/m ²)
Reibungswinkel ϕ'_k	:	30 - 35	°	(Rechenwert 32,5 °)
Steifemodul $E_{s,k}$	:	25 - 60	MN/m ²	(Rechenwert 30 bis 40 MN/m ²)

**Kalkmergel/Kalkmergelstein, z.T. auch Kalkstein,
sehr stark verwittert sowie stark bis sehr stark verwittert
(steife, steif- bis halbfeste und halbfeste Konsistenz)**

Bodengruppe gem. DIN 18 196: TM, TA

Frostempfindlichkeitsklasse
gem. ZTVE-StB 09: F 3 (sehr frostempfindlich)

Feuchtraumgewicht γ_k	:	20 - 21	kN/m ³	(Rechenwert 20,5 kN/m ³)
Kohäsion c'_k	:	10 - 20	kN/m ²	(Rechenwert 15 kN/m ²)
Reibungswinkel ϕ'_k	:	25 - 27,5	°	(Rechenwert 25 ° bei steifer, 27,5 ° bei halbfester Konsistenz)
Steifemodul $E_{s,k}$	:	20 - 40	MN/m ²	(Rechenwert 20 MN/m ² bei steifer, Rechenwert 30 MN/m ² bei steif bis halbfester und Rechenwert 40 MN/m ² bei halbfester Konsistenz)

**Kalkmergel/Kalkmergelstein, noch stark verwittert bis verwittert
(halbfeste bis feste Konsistenz und z.T. mürbe Gesteinsplatten), im
Wechsel mit verwitterten bis schwach verwitterten Kalksteinen**

Bodengruppe gem. DIN 18 196: TM, TA, bis felsartiger Baugrund

Frostempfindlichkeitsklasse
gem. ZTVE-StB 09: F 3 (sehr frostempfindlich)

Feuchtraumgewicht γ_k	:	21 - 23	kN/m ³	(Rechenwert 21,5 kN/m ³)
Kohäsion c'_k	:	15 - 40	kN/m ²	(Rechenwert 20 kN/m ²)
Reibungswinkel ϕ'_k	:	25 - 40	°	(Rechenwert 27,5 °)
Steifemodul $E_{s,k}$	:	40 - 120	MN/m ²	(Rechenwert 60 MN/m ²)

**Kalkmergel/Kalkmergelstein + Kalkstein, verwittert bis schwach ver-
wittert (plattig-dünnsbankiges „Halbfestgestein“ / „Festgestein“)**

Bodengruppen gem. DIN 18 196: felsartiger Baugrund

Frostempfindlichkeitsklasse
gem. ZTVE-StB 09: Kalkmergel nach Lösen und Aufarbeitung
allmählich in Lockergestein der Klasse F 3
(sehr frostempfindlich) zerfallend / verwitternd,
Kalkstein nach Lösen und Aufarbeitung
F 1 bis F 2 (nicht bis gering frostempfindlich)

Feuchtraumgewicht γ_k	:	22 - 24	kN/m ³	(Rechenwert 23 kN/m ³)
Kohäsion c'_k	:	40 - 0	kN/m ²	(Ersatzrechenwert 0 kN/m ²)
Reibungswinkel ϕ'_k	:	25 - 45	°	(Ersatzreibungswinkel 37,5 °)
Steifemodul $E_{s,k}$	:	80 - 200	MN/m ²	(Rechenwert 120 MN/m ²)

3. Bautechnische Folgerungen

3.1 Bodenklassen gem. DIN 18 300

Gem. DIN 18 300 (2012) kann der aufgeschlossene Baugrund *lösetechnisch* den folgenden Bodenklassen zugeordnet werden:

- | | | |
|---|-------------|---|
| <ul style="list-style-type: none"> • anthropogen aufgefülltes / umgelagertes „Mutterbodenäquivalent“ | Bodenklasse | 1 / 3 / 4
(nach Beseitigen des obersten Abschnitts der Klasse 1 z.T. verbleibende Klasse 4 bei Verschlämmung in Klasse 2 übergehend) |
|---|-------------|---|
- | | | |
|---|-------------|---|
| <ul style="list-style-type: none"> • aufgefüllte Sandbettungen sowie gröberkörnige Tragschichten, Drainschichten und Bettungen | Bodenklasse | 3 |
|---|-------------|---|
- | | | |
|---|-------------|-------|
| <ul style="list-style-type: none"> • zudem örtlich erfasstes gröberkörnigeres „Stabilisierungsmaterial“ aus Bauschutt, Sand, Gesteinsbruch, z.T. auch aus Schlacke, z.T. mit „Humusverunreinigungen“ | Bodenklasse | 3 / 5 |
|---|-------------|-------|
- | | | |
|--|-------------|---|
| <ul style="list-style-type: none"> • anthropogene „Auffüllsande“ mit meist reduzierten, z.T. mäßig erhöhten bindigen Anteilen | Bodenklasse | 3 / untergeordnet 4
(Klasse 4 bei Verschlämmung nach Aushub generell, bei partieller Wassersättigung und dynamischer Belastung z.T. bereits im Zuge des Aushubs in Bodenklasse 2 übergehend) |
|--|-------------|---|
- | | | |
|--|-------------|---|
| <ul style="list-style-type: none"> • weitere inhomogene Auffüllungen/ Umlagerungsböden in Form bindiger, z.T. verlehmtter Sande u. sandig-toniger Schluffe mit z.T. erhöhter Humusführung sowie in Form umgelagerter „Verwitterungslehme“ kreidezeitlicher Kalkmergel | Bodenklasse | 4 und ggf. z.T. auch 5
(bei Verschlämmung nach Aushub generell, bei partieller Wassersättigung und dynamischer Belastung z.T. bereits im Zuge des Aushubs in Bodenklasse 2 übergehend) |
|--|-------------|---|
- | | | |
|---|-------------|--|
| <ul style="list-style-type: none"> • Geschiebelehme / Geschiebemergel des Pleistozän | Bodenklasse | 4
(bei Verschlämmung nach Aushub in Bodenklasse 2 übergehend) |
|---|-------------|--|

- | | | |
|---|-------------|--|
| • Schmelzwassersande
des Pleistozän | Bodenklasse | überwiegend 3, z.T. auch 4
(Klasse 4 bei Verschlämmung nach
Aushub generell, bei partieller Was-
sersättigung und dynamischer Belas-
tung z.T. bereits im Zuge des Aus-
hubs in Bodenklasse 2 übergehend) |
| • Kalkmergel und Kalkstein,
sehr stark, sowie stark bis
sehr stark verwittert | Bodenklasse | überwiegend 4 und 5,
ggf. in diesem Niveau bereits
eingeschaltete mürbe Kalkstein-
platten z.T. Übergänge in
Klasse 6 |
| • Kalkmergel und Kalkstein,
stark verwittert bis verwittert | Bodenklasse | 5 + 6 |
| • Kalkmergel und Kalkstein,
verwittert bis schwach verwittert | Bodenklasse | Kalkmergel Klasse 6 /
Kalksteinbänke auch
z.T. Klasse 7 |

Im felsartigen Untergrund ist zudem mit geologisch bedingtem Mehrausbruch von Gesteinsplatten / Gesteinsbänken zu rechnen.

Oberhalb des felsartigen Untergrundes sollten der Baugrubenaushub unterkellelter Neubauten sowie der Fundamentgrabenaushub nichtunterkellelter Neubauten zur Vermeidung unverträglicher Strukturstörungen des Untergrundes möglichst mit Glattschneiden erfolgen. Im Übergang zum felsartigen Baugrund sowie im felsartigen Untergrund selbst wird der Einsatz bezahnter Baggerschneiden zum Lösen von Gesteinsplatten / Gesteinsbänken unumgänglich. Auf Höhe ggf. eingeschalteter härterer Kalksteinbänke ist auch ein optionaler Meißeleinsatz zu berücksichtigen.

3.2 Verwendungsmöglichkeit von Aushubmaterial unter bodenmechanischen / bodenphysikalischen Gesichtspunkten, organoleptische Bewertung hinsichtlich möglicher Verunreinigungen mit umweltrelevanten Schadstoffen

Das in den ehemaligen Grünflächen bzw. unversiegelten Freiflächen im obersten Profilabschnitt erfasste, **anthropogen aufgefüllte / umgelagerte „Mutterboden-äquivalent“**, bereichsweise **stärker mit Humus „verunreinigte“ Abschnitte des gröberkörnigeren Stabilisierungsmaterials aus Bauschutt, Sand, Schlacke und natürlichem Gesteinsbruch**, ferner die zur Tiefe hin teilweise erfassten **aufgefüllten bindigen/lehmigen Sande sowie tonig-sandigen Schluffe mit mäßi-**

ger bis deutlicher Humusführung, sind infolge des möglichen Humuszersatzes bei Sauerstoffzutritt in unterschiedlichem Maße in ihrer Raumbeständigkeit eingeschränkt und sollten folglich ausschließlich im Rahmen der Modellierung künftiger Grünflächen (z.B. auch begrünte Erdhaufwerke / Lärmschutzwälle) und/oder Boden-Deponien/Boden-Bauschutt-Deponien verwertet werden.

Die örtliche **Sandbettung** der Pflasterversiegelungen sowie die **Tragschichten der Sohlenunterbauten aus natürlichem Gesteinsbruch (Schotter + Splitt)** repräsentieren im Sinne der ZTV A-StB 97 Böden/Schüttungen der Verdichtbarkeitsklasse V 1 und stellen somit unter bodenmechanischen Gesichtspunkten an für sich ein günstiges Füll- und Stabilisierungsmaterial für künftige Hoch- und Tiefbaumaßnahmen dar. Alternativ zu einer dem aktuellen Stand vergleichbaren Verwertung, besteht auch die Möglichkeit, das Material Verwertungsanlagen für Recycling-Baustoffe zuzuführen und hier als Bestandteil güteklassifizierter RC-Sande / RC-Schotter zu verwerten.

Die ferner angetroffenen **gröberkörnigeren Bettungen, Trag-, Drain- und Stabilisierungsschichten aus Schlacke, Bauschutt, Sand und natürlichem Gesteinsbruch** weisen sowohl hinsichtlich der Korngrößen- und Materialzusammensetzung als auch hinsichtlich der Kornabstufung recht große Inhomogenitäten auf und sollten – auch unter Beachtung des „Fremdmaterials“, wie z.B. Bauschutt, Schlacke, etc. – grundsätzlich einer Aufbereitungsanlage für Recycling-Baustoffe zugeführt werden, wo die Gemenge dann Bestandteil güteklassifizierter RC-Schotter werden.

Die **anthropogenen „Auffüllsande“** repräsentieren zusammen mit den **„gewachsenen“ Schmelzwassersanden des Pleistozän** in Sinne der ZTV A-StB 97 überwiegend Böden der Verdichtbarkeitsklasse V 1 (dann max. „schwach schluffig“), untergeordnet jedoch im Falle dann mäßig erhöhter bindiger Anteile auch Böden der Verdichtbarkeitsklasse V 2.

Es handelt sich im Falle einer fachgerechten Separierung von den weiteren Aushubgemengen insgesamt um ein an für sich noch vergleichsweise günstiges Füll- und Bodenauftragsmaterial für künftige Hoch- und Tiefbaumaßnahmen, wobei ein fachgerechter Einbau und eine fachgerechte Verdichtung infolge der enthaltenen bindigen Anteile und der teilweise vorhandenen Wasserempfindlichkeit grundsätzlich nur im erdfeuchten Zustand des Bodensubstrates bei gleichzeitig trockener Witterung umsetzbar sind.

In Bereichen, in denen für Verfüllungen / Bodenauftragsarbeiten eine gute Wasserdurchlässigkeit der Einbaugemenge mit Durchlässigkeitsbeiwerten $k_f \geq 10^{-4}$ m/s gefordert wird, ist von einem Einbau der „Auffüllsande“ sowie der „gewachsenen“ Sande infolge des vielfach bei $< 10^{-4}$ m/s gelegenen Durchlässigkeitsbeiwertes k_f abzusehen.

Die **weiteren anthropogenen Auffüllungen/Umlagerungsböden** aus **bindigen, vielfach auch verlehnten Sanden** sowie aus **sand- und tonhaltigen Schluffen mit dann fehlender bis geringer Humusführung**, ferner aus **anthropogen umgelagerten „Verwitterungslehmen“ kreidezeitlicher Kalkmergel**, stellen zusammen mit den **„gewachsenen“ Geschiebelehmen, Geschiebemergeln und stärker verwitterten Abschnitten der kreidezeitlichen Kalkmergel / Kalksteine** im Sinne der ZTVA-StB 97 überwiegend Bodenmaterial der Verdichtbarkeitsklasse V 3, teilweise (dann bindige Sande ohne nennenswerte Ton-Fraktion) auch Bodenmaterial der Verdichtbarkeitsklasse V 2 dar.

Bodengemenge der Verdichtbarkeitsklassen V 2 und V 3 lassen sich infolge ihrer bindigen Anteile mit der daraus resultierenden Wasserempfindlichkeit grundsätzlich nur im max. erdfeuchten Zustand („optimaler Wassergehalt“ ist zu beachten) und bei fehlenden Niederschlägen fachgerecht einbauen und verdichten.

Bei zu hohen Wassergehalten ist die Überführung dieser Aushubgemenge in einen einbau- und verdichtungsfähigen Zustand wahlweise mittels der Zugabe von Kalk / Feinkalk oder mittels der Zugabe von Kalk-Zement-Mischbindemitteln (z.B. DOROSOL C 50 oder C 70) möglich. Während die Kalkzugabe in erster Linie zu einer Reduzierung des Wassergehaltes beiträgt, führt die Stabilisierung mit Kalk-Zement-Mischbindemitteln, sprich eine „Vermörtelung“, gleichzeitig zu einer deutlichen Erhöhung der Eigensteifigkeit bzw. „Druckfestigkeit“.

Ohne eine Stabilisierung mit Kalk-Zement-Mischbindemitteln weisen insbesondere die Bodengemenge der Verdichtbarkeitsklasse V 3 gegenüber weitestgehend nichtbindigen Füllböden / Schüttungen günstiger Kornstützung selbst bei sachgemäßem Einbau und einer fachgerechten Verdichtung eine reduzierte Eigensteifigkeit / „Druckfestigkeit“ auf. Gleichzeitig ist auch die insgesamt geringe bis sehr geringe Wasserdurchlässigkeit dieses Einbaumaterials zu berücksichtigen. Kommt eine „Vermörtelung“ mit Kalk-Zement-Mischbindemitteln zur Ausführung, entstehen nahezu wasserundurchlässige Schichten.

Vor diesem Hintergrund wird von einem Einbau der Aushubgemenge der Verdichtbarkeitsklassen V 2 und V 3 in kleinräumigen Arbeitsräumen unterkellelter Hochbauten, in Kanaltrassen künftig versiegelter Verkehrsflächen und auch in kleinräumigeren Arbeitsräumen nichtunterkellelter Hochbauten unter Gebäude-sohlen abgeraten.

Anzustreben ist in erster Linie eine Verwertung dieser Gemenge im Rahmen größerflächiger flächiger Geländeausgleichsmaßnahmen, ggf. in Verbindung mit einer Kalk- oder Kalk-Zement-Stabilisierung, ferner auch in später begrünten Erdbauwerken.

Im Zuge von Aushubarbeiten, ggf. auch im Zuge von Bohrarbeiten, **aus dem zur Tiefe hin „felsartigen“ Abschnitt der kretazischen Kalkmergel / Kalksteine**

gewonnenes Aushubmaterial und/oder Bohrgut ist infolge dessen vielfach erhöhter Verwitterungsempfindlichkeit und dessen bei mechanischer Aufarbeitung – mit Ausnahme härterer Kalksteinbänke – zügigen „Zerfalls“ in ein gemischtkörniges bis bindiges Bodenmaterial mit wechselnd erhöhten bindigen Anteilen hinsichtlich seines Einbauverhaltens ebenfalls überwiegend einem Bodengemenge der Verdichtbarkeitsklassen V 2 und V 3 im Sinne der ZTV-A-StB 97 gleichzustellen.

Nur für den Fall eines separaten Ausbaus der im tieferen Baugrund eingeschalteten Kalksteinplatten und deren sachgemäßer mechanischer Aufarbeitung in ein möglichst gleichmäßig kornabgestuftes Schüttgut, dürfte dieses als gröberkörniges Schüttgut der Verdichtbarkeitsklasse V 1 als Stabilisierungsmaterial im Unterbau künftiger Gebäudesohlen und Verkehrsflächen geeignet sein. Zu beachten ist jedoch, dass das Schüttgut weder als kapillARBrechende Schüttung von Bauwerkssohlen noch als Teil der Trag- und Frostschutzschicht künftiger Verkehrsflächenoberbauten geeignet ist.

Eine **Bewertung der Verwertungsmöglichkeit des Aushub-/Abtragsmaterials unter umwelttechnischen Gesichtspunkten** auf Grundlage chemischer Laboranalysen ist zunächst nicht Gegenstand der beauftragten Leistungen und somit auch dieses Baugrundgutachtens.

Die organoleptische, sprich die optische und geruchliche Bewertung der entnommenen Bodenproben ergab keine Hinweise auf eine deutliche Belastung des Untergrundes mit umweltrelevanten Schadstoffen mit einer daraus möglicherweise resultierenden Gefährdung der zu beachtenden Schutzgüter (hier z.B. Mensch und Grundwasser).

Festzuhalten ist jedoch, dass die anthropogen aufgefüllten Böden / Schüttungen in unterschiedlichem Maße Einschlüsse von „Fremdmaterial“, wie z.B. von Bauschutt und Schlacke enthalten, was u.U. zu einer „Minderbelastung“ mit umweltrelevanten Schadstoffen (in erster Linie z.B. Metalle/Schwermetalle, PAK, Sulfat, etc.) und einem damit verbundenen Mehraufwand bei der externen Verwertung im Sinne der LAGA-Boden führen kann.

Wie bereits in Kapitel 1 auf Seite 3 angemerkt, werden die im Rahmen der Baugrunduntersuchung im Gelände entnommenen **Bodenproben** im Hinblick auf ggf. im Nachgang seitens des Eigentümers / Auftraggebers und / oder der Fachplaner noch anvisierte weiterführende umwelttechnische Laboruntersuchungen **bis max. 6 Monate nach Fertigstellungsdatum der Baugrundbewertung in den Räumen der igb GbR rückgehalten** und erst danach einer geregelten Entsorgung zugeführt.

3.3 Hochbau

3.3.1 Tragfähigkeit, Gründungsempfehlung, Belastung des Untergrundes

Doppelhäuser

Entsprechend der Schichtenprofile und Rammdiagramme der Anlagen 2.1 bis 2.3 verläuft das in Kapitel 1.2 kalkulierte Gründungsniveau der **grundsätzlich ohne Kellergeschoss geplanten Doppelhäuser** sowie der darunter relevante Hauptlastabtragsbereich weitestgehend im Niveau anthropogener Auffüllungen / Umlagerungsböden wechselnder Lagerungsdichte und/oder Konsistenz mit z.T. erhöhter Humusführung und einer dann infolge des möglichen Humuszersatzes bei Sauerstoffzutritt eingeschränkten Raumbeständigkeit, z.T. auch einer bei witterungsbedingter Austrocknung vorhandenen Schrumpfungsempfindlichkeit (letzteres betrifft den im Aufschluss RKS 9 anthropogen aufgefüllten/umgelagerten „Verwitterungslehm kreidezeitlicher Kalkmergel“).

Die anthropogenen Auffüllungen / Umlagerungsböden werden z.T. von eiszeitlichen Geschiebemergeln und Schmelzwassersanden, vielfach jedoch unmittelbar vom Verwitterungshorizont kreidezeitlicher Kalkmergel / Kalksteine unterlagert.

Der „gewachsene“ Baugrund besitzt allein unter Beachtung seiner Zusammendrückbarkeit / „Druckfestigkeit“ bei einer mindestens mitteldichten Lagerung und/oder mindestens steifen Konsistenz zwar an für sich generell eine ausreichende Tragfähigkeit für die anvisierten Gebäudelasten, unterliegt aber im Niveau der in reduzierter Tiefe (bis in Größenordnungen von rd. 1,5 m unter Geländeoberkante) anstehenden Geschiebemergel sowie „Verwitterungslehme“ kreidezeitlicher Kalkmergel im Falle einer witterungsbedingten Austrocknung einer mäßigen (Geschiebemergel) bis sehr hohen („Verwitterungslehm“) Schrumpfungsempfindlichkeit.

Zur Vermeidung unverträglicher Bauwerkssetzungen und insbesondere unverträglicher Setzungsdifferenzen durch unterschiedliche Lagerungsdichten / Konsistenzen des Untergrundes und auch zur Reduzierung der Gefahr unverträglicher Setzungsdifferenzen durch witterungsbedingte Schrumpfungsprozesse im Untergrund, wird in den einzelnen Gebäudeabschnitten folgende Vorgehensweise bei der Gründung empfohlen:

Im Bereich des **nördlichsten** (s. RKS 1 + 2), des **südlich angrenzenden** (s. RKS 3 + 4) und des **südlichsten Doppelhauses** (s. RKS 9 + 10) empfiehlt sich zum Durchfahren der Auffüllungen/Umlagerungsböden mit z.T. reduzierter Lagerungsdichte / Konsistenz sowie der z.T. eingeschränkten Raumbeständigkeit infolge erhöhter Humusführung, ferner zum Durchfahren stärker schrumpfungsempfindlicher Abschnitte des „gewachsenen“ Baugrundes, eine einheitliche Gründung über **bewehrte Streifenfundamente** mit einer **Tieferführung** der Gründungskör-

per **über Magerbetonstreifen** bis mindestens 1,5 m unter künftiger Geländeoberkante und gleichzeitig bis mindestens in einen steifen „Verwitterungslehm“. Gleichzeitig sollte die **Erdgeschoss-Sohle** hier konstruktiv **als „Decke“** mit einem vollständigen Lasteintrag in die Fundamente konzipiert werden. Bei der statischen Bemessung der mit einer Breite von mind. 0,4 m ausgeführten Streifenfundamente empfiehlt sich der rechnerische Ansatz eines aufnehmbaren charakteristischen Sohldrucks (früher zulässige Bodenpressung) von $\sigma_{zul} = 250 \text{ kN/m}^2$.

Im Bereich des **mit den Aufschlüssen RKS 5 und 6 tangierten Doppelhauses** ist nach dem gegenwärtigen Kenntnisstand entweder eine **konventionelle Flachgründung** über **bewehrte Streifenfundamente** mit einer einheitlichen **Tieferführung** der Gründungskörper **über Magerbeton** durch die Auffüllungen bis auf den „gewachsenen“ Schmelzwassersand oder eine **Flächengründung** über eine **bewehrte Bodenplatte mit unterlagernder Grobschüttung** aus güteklassifiziertem nichtbindigen, gleichzeitig gut wasserdurchlässigem Schottermaterial (Mindeststärke rd. 0,3 bis 0,4 m) und **randlich „angehängten“ massiven Frostschrüzen** (schmale „Streifenfundamente“) bei einem Absetzen der Schürzen im „gewachsenen“ Sand zu empfehlen. Im Falle einer Fundamentgründung können die Gründungskörper dann für einen aufnehmbaren charakteristischen Sohldruck (früher zulässige Bodenpressung) bis $\sigma_{zul} = 200 \text{ kN/m}^2$ ausgelegt werden. Kommt eine Flächengründung zur Ausführung und wird diese statisch nach dem Bettungsmodulverfahren bemessen, empfiehlt sich der Ansatz eine **statischen Bettungsmoduls $k_{s,k}$ von 20 MN/m^3** . *Zwecks Absicherung des Gründungsvorschlags sollte der Baugrund hier noch in der Nordost- sowie Südwestecke des anvisierten Hochbaus durch weitere Kleinbohrungen hinsichtlich seiner Zusammensetzung untersucht werden.*

Das **mit den Aufschlüssen RKS 7 und RKS 8 tangierte Doppelhaus** verläuft nicht nur in dem inhomogenen, teilweise schrumpfungsempfindlichen Baugrund, sondern **z.T. auch im Bereich des rückzubauenden Altbestandskellers**. Es wird unterstellt, dass zumindest die Kellerwände samt der sandigen Arbeitsraumverfüllungen rückgebaut werden und die Rückbaugrube anschließend fachgerecht mit geeignetem Material verfüllt wird. Sollte die alte Kellersohle im Untergrund verbleiben, kann auf dieser als Niveauausgleich direkt weitestgehend nichtbindiger, gleichzeitig raumbeständiger, sprich humusfreier Füllsand lagenweise (Lagenstärke max. 0,3 m) eingebaut und je Lage auf 100 % der einfachen Proctordichte verdichtet werden. Wird die alte Kellersohle rückgebaut, ist an der Basis der Füllsande zwecks Stabilisierung der Aushubebene und als standfestes Widerlager für die weiteren Füllböden (Sande) der Einbau eines rd. 0,3 m starken Grobschüttung aus gut wasserdurchlässigem Schottermaterial (z.B. HKS 5/45) zu empfehlen. Außerhalb der Rückbaugrube des Altbestandskellers sind die inhomogenen Auffüllungen einschließlich des schrumpfungsempfindlichen Geschiebemergels bis auf den „gewachsenen“ Schmelzwassersand aufzunehmen und – analog zur Kellerbaugrube – gegen weitestgehend nichtbindige, gleichzeitig raumbeständige, sprich hu-

musfreie Füllsande zu ersetzen. Diese sind dann ebenfalls lagenweise einzubringen und auf 100 % der einfachen Proctordichte zu ersetzen. Der Hochbau kann dann wahlweise über **bewehrte Streifenfundamente** oder über eine **bewehrte Bodenplatte** mit umlaufend „angehängten“ Frostschrüzen (schmale „Streifenfundamente“) gegründet werden. Unter der Stahlbetonsohle empfiehlt sich dann auf dem Füllsand – egal ob normale Erdgeschoss-Sohle oder Gründungsplatte – der Einbau einer mind. 0,3 m starken kapillARBrechenden Grobschüttung (z.B. güteklassifizierter HKS 5/45). Sollte eine Flächengründung ohne massive Frostschrüzen angestrebt werden, müsste sichergestellt werden, dass der grobkörnige Sohlenunterbau unter den Außenwänden mit ausreichendem seitlichen Überstand bis mind. 0,8 m unter künftiger GOK eingebaut wird. Im Falle einer Fundamentgründung können die Gründungskörper dann auch hier für einen aufnehmbaren charakteristischen Sohlldruck (früher zulässige Bodenpressung) bis $\sigma_{zul} = 200 \text{ kN/m}^2$ ausgelegt werden. Kommt eine Flächengründung zur Ausführung und wird diese statisch nach dem Bettungsmodulverfahren bemessen, empfiehlt sich ebenfalls der Ansatz eine **statischen Bettungsmoduls $k_{s,k}$ von 20 MN/m³**. *Zwecks Absicherung des Gründungsvorschlags sollte der Baugrund hier ebenfalls noch in der Nordost- sowie Südwestecke des anvisierten Hochbaus durch weitere Kleinbohrungen hinsichtlich seiner Zusammensetzung untersucht werden.*

Mehrfamilienhäuser

Entsprechend der Schichtenprofile und Rammprofile der Anlagen 2.4 + 2.5 verläuft das in Kapitel 1.2 Gründungsniveau der **unterkellerten Hochbauabschnitte** im Bereich des nördlichen Mehrfamilienhauses weitestgehend im Niveau stärker verwitterter Abschnitte der kreidezeitlichen Kalkmergel und Kalksteine von meist steifer, z.T. halbfester Konsistenz, im Bereich des südlichen Mehrfamilienhauses ebenfalls im Niveau stärker verwitterter Abschnitte der kreidezeitlichen Kalkmergel und Kalksteine von teils steifer, teils halbfester Konsistenz, bereichsweise jedoch auch im Bereich des rückzubauenden Altbestandskellers mit einer nach dem gegenwärtigen Kenntnisstand bereits im festen bis gesteinsharten Kalkmergel / Kalkmergelstein über einer dünnen Drän- bzw. Ausgleichsschicht gebetteten Kellersohle.

In den Bereichen, in denen sich die unterkellerten Gebäudeabschnitte außerhalb des Altbestandskellers befinden, wird – auch unter Beachtung der erforderlichen wasserdichten Ausbildung des Untergeschosses (s. Kapitel 3.3.2) – eine **Flächengründung** über eine **bewehrte Bodenplatte** empfohlen, wobei die Platte dann auf einer geschätzt rd. 0,25/0,3 m starken Grobschüttung aus güteklassifiziertem Hartkalksteinschotter guter Wasserdurchlässigkeit (z.B. HKS 5/45 oder HKS 0/45 mit bindigen Anteilen von < 5 Gew.-% und fehlender Ton-Fraktion) gebettet werden sollte. Die Grobschüttung dient einerseits zum Schutz und zur Stabilisierung des wasserempfindlichen Baugrundes vor möglichen Aufweichungen, ferner auch als bauzeitlicher Flächenfilter zur Trockenhaltung der Baugrubensohle. Bei der Verdichtung des Schotterpolsters ist darauf zu achten, dass nur das bei Bedarf fachge-

recht drainierte Schottermaterial im erdfeuchten Zustand eine dynamische Belastung erfährt und dynamische Lasteinträge in den teilweise strukturempfindlichen Baugrund ausgeschlossen werden.

In den Bereichen, in den die unterkellerten Gebäudeabschnitte im Bereich des rückzubauenden Altbestandskellers liegen, hängt die erdbau- und gründungstechnische Vorgehensweise auch davon ab, ob die Altbestandskellersohle im Untergrund belassen wird. Wird die Altbestandssohle bei Wahrung eines ausreichenden Abstandes zur neuen Gründungsplatte im Untergrund belassen, empfiehlt sich, den Niveaueausgleich zwischen der Altbestandskellersohle und der neuen Gründungsplatte mit weitestgehend nichtbindigen, zudem generell raumbeständigen Füllanden guter Kornstützung vorzunehmen und die neue Sohle gleichzeitig auf dem Sand zu betten. Wird die Altbestandskellersohle hingegen rückgebaut, ist an der Basis der Rückbauebene zwecks Stabilisierung und auch als bauzeitlicher Flächenfilter ebenfalls der Einbau einer rd. 0,25/0,3 m starken Grobschüttung aus güteklassifiziertem Schottermaterial zu empfehlen, auf dem anschließend bis zur Gründungsplatte lagenweise der auf Seite 30 beschriebene Füllsand eingebaut und auf 100 % der einfachen Proctordichte verdichtet wird.

Bei der statischen Bemessung der **Flächengründungen** nach dem Bettungsmodulverfahren **mit einem Auflager des Schotterpolsters im steifen bis halbfesten Verwitterungshorizont der kreidezeitlichen Kalkmergel / Kalksteine** ist der Ansatz eines **statischen Bettungsmoduls $k_{s,k}$ von 20 MN/m^3** realistisch. Diesem Rechenansatz liegt an der Unterkante der Gründungsplatte im Einflussbereich der tragenden Wandscheiben ein charakteristischer Sohldruck bis $\sigma = 200 \text{ kN/m}^2$ bei einer linienförmigen Ersatzfläche mit einer Breite von $b \approx 1 \text{ m}$ zugrunde.

Erfolgen die **Flächengründungen** im Bereich des Altbestandskellers **in einem fachgerecht verdichteten Sandpolster mit im Untergrund belassener Altbestandskellersohle auf unterlagerndem festen bis gesteinsharten Kalkmergel / Kalkmergelstein** oder **in einem fachgerecht verdichteten Sandpolster mit einem auf dem festen bis gesteinsharten Kalkmergel / Kalkmergelstein zusätzlich eingebauten Schotterpolster**, ist hier allein unter verformungsrelevanten Gesichtspunkten eher der Ansatz eines **statischen Bettungsmoduls $k_{s,k}$ von 40 MN/m^3** angebracht.

Bei der Planung / Konzipierung der **Fahrstuhlunterfahrten** ist zu beachten, dass diese bei den gegenwärtig kalkulierten Ausführungshöhen bereits im festen bis gesteinsharten Kalkmergel/Kalkmergelstein gegründet werden. Unterstellt man hier lediglich den Einbau einer geringmächtigen Schotterlage zwecks Ausgleich des geologisch bedingten Mehrausbruchs, sind hier kaum noch Verformungen des Untergrundes zu erwarten, was durchaus zu einer entsprechenden „Stempelwirkung“ mit realistischen **Bettungsmoduln $k_{s,k}$ von vielfach $\geq 60 \text{ MN/m}^3$** führen kann. Sollten die Setzungsdifferenzen zur flächigen Gründungsplatte hier nicht durch eine entsprechende Aussteifung des Gründungskörpers schadensfrei kom-

pensiert werden, ist der Einbau eines zusätzlichen „Weichlagers“ unter der Fundamentplatte der Unterfahrt zu überdenken.

Von einer Teilunterkellerung der Mehrfamilienhäuser **wird** aus gutachterlicher Sicht **abgeraten**, da die für **nichtunterkellerte Gebäudeabschnitte** zunächst kalkulierten Gründungsniveaus weitestgehend im Niveau anthropogener Auffüllungen / Umlagerungsböden mit teilweise eingeschränkter Raumbeständigkeit (möglicher Humuszersatz / mögliche Schrumpfungsprozesse) und teilweise deutlich reduzierter Lagerungsdichte und/oder Konsistenz verlaufen und unverträgliche Setzungsdifferenzen zum unterkellerten Gebäudeabschnitt nur mit vergleichsweise aufwendigen Zusatzmaßnahmen (z.B. Einbau stärkerer Schotterpolster mit darauf abgesetzten Gründungsbalken oder Tieferführung der Streifenfundamente bis auf das Niveau der Kellergründung) unterbunden werden können.

3.3.2 Bauzeitliche Wasserhaltungsmaßnahmen, Schutz der Gebäude vor Vernässungsschäden

Bei den im Rahmen der Baugrunduntersuchung angetroffenen Grundwasserverhältnissen wird im Bereich der Rückbaugrube des Altbestandskellers sowie auch in den außerhalb der Rückbaugrube gelegenen Baugruben der unterkellerten Mehrfamilienhäuser in einen zusammenhängenden Porengrundwasserkörper eingegriffen, welcher sich sowohl im Niveau sandiger Arbeitsraumverfüllungen des Altbestandskellers als auch in den natürlichen Schmelzwasserablagerungen des Pleistozän, zudem bereichsweise auch in außerhalb der Arbeitsräume des Altbestandskellers tieferreichenden „Auffüllsanden“, über einem insgesamt minder wasserdurchlässigen bis hoch wasserstauenden Baugrund aus eiszeitlichen Grundmoränenablagerungen und stärker verwitterten Abschnitten kreidezeitlicher Kalkmergel / Kalksteine befindet.

Im Bereich der Rückbaugrube des Altbestandskellers kann zudem der temporäre Anschnitt von Kluftschichten- bzw. Kluftgrundwasser im gesteinsharten Kalkstein nicht ausgeschlossen werden.

Vor dem Hintergrund der bei Wassersättigung im Anschnitt vielfach fließfähigen „Auffüllsande“ und „gewachsenen“ Schmelzwassersande kann das Grundwasser nach dem gegenwärtigen Kenntnisstand bei den im Rahmen der Untersuchung angetroffenen sowie bei gegenüber der Baugrunduntersuchung weiter ansteigenden Wasserständen nur noch eingeschränkt allein in offener Wasserhaltung über provisorisch eingerichtete Pumpensümpfe und losweise im Aushubniveau in filterstabilem Schüttgut verlegte Baudrainagen gefasst und abgeführt werden.

Es empfiehlt sich dann, die offene Wasserhaltung aus Pumpensümpfen, Baudrainagen und den in den Baugrubensohlen empfohlenen Schotterflächenfiltern

(s. auch Kapitel 3.3.1) durch geschlossene Wasserhaltungsmaßnahmen zu unterstützen.

Während sich im Bereich der Rückbaugrube des Altbestandskellers in erster Linie der Einsatz von Bohrbrunnen mit Kies- oder Grobsandummantelung bei ausreichender Einbindung der Brunnen in den Verwitterungshorizont der kreidezeitlichen Kalkmergel / Kalksteine anbietet, ist im Bereich der außerhalb der Rückbaugrube des Altbestandskellers gelegenen Kellerbaugruben der Einsatz linienförmiger Horizontaldrainen / Tiefendrainen zu favorisieren, welche dann mittels lasergesteuertem Schwert bis unter die wasserführenden „Auffüllsande“ und „gewachsenen“ Schmelzwassersande mit ausreichender Einbindung in den Verwitterungshorizont der kreidezeitlichen Kalkmergel / Kalksteine gefräst werden. Bzgl. der eingesetzten Fräse ist das ausführende Spezialwasserbauunternehmen auf die ab bestimmter Tiefe im Untergrund eingeschalteten harten Kalksteinplatten / Kalksteinbänke hinzuweisen. Die Fräsgräben werden wahlweise mit ausreichend wasserdurchlässigem Sand oder Kiessand verfüllt, die Tiefendrainen bei Bedarf mit Vakuum beaufschlagt.

Die bauzeitlichen Wasserhaltungsmaßnahmen sind bis zur Wahrung der Auftriebssicherheit bis dahin eingebauten Bauteile und auch bis zur Verfüllung der Arbeitsräume über den dann herrschenden Grund- bzw. Schichtenwasserstand aufrecht zu halten.

Die Fahrstuhlunterfahrten können nach deren Herstellung und der Verfüllung des Arbeitsraumes der „Minibaugrube“ bei Bedarf zur Wahrung der bauzeitlichen Auftriebssicherheit temporär geflutet werden.

Hinsichtlich der Abdichtung / Isolierung der erdberührten Bauteile der geplanten Wohnhäuser ist seitens der planenden Architekten / Statiker seit geraumer Zeit die DIN 18 533-1 zu beachten.

Sollen die erdberührten Bauteile der **nichtunterkellerten Doppelhäuser** dann ausschließlich gegen Bodenfeuchte bzw. gegen nichtdrückendes Wasser isoliert bzw. abgedichtet werden, setzt dies gem. der benannten DIN bis mindestens 0,5 m unterhalb der untersten Abdichtungsebene einen sehr gut wasserdurchlässigen Baugrund mit Durchlässigkeitsbeiwerten $k_f \geq 1 \times 10^{-4}$ m/s, welcher gleichzeitig dauerhaft wasserfrei sein muss.

Die dauerhafte Gewährleistung eines „trockenen“ kapillARBrechenden Sohlenunterbaus bzw. eines bis mindestens 0,5 m unterhalb der untersten Abdichtungsebene – mit Ausnahme des Sickerwassers – wasserfreien Untergrundes ist im Bereich der geplanten Doppelhäuser bei den hydrogeologischen Verhältnissen des Planraums mit den relevanten Durchlässigkeitsbeiwerten der einzelnen Baugrundabschnitte (s. Kapitel 2.2.2) nur im Falle eines ausreichend mächtigen Sandpolders unter den Gebäuden und dessen Anschlussbereiche gegeben, was nach dem gegenwärtigen Kenntnisstand unter Beachtung der in Kapitel 3.3.1 empfohlenen

Umsetzung der Erd- und Gründungsarbeiten nur im Bereich des mit den Aufschlüssen RKS 7 und RKS 8 tangierten Doppelhauses der Fall sein dürfte.

Im Bereich der weiteren Doppelhäuser setzt eine alleinige Isolierung der erdberührten Bauteile gegen Bodenfeuchte bzw. gegen nichtdrückendes Wasser infolge der Aufstaumöglichkeit nur verzögert versickernder Oberflächenwässer neben dem Einbau eines ausreichend dimensionierten kapillarbrechenden Sohlenunterbaus die umlaufende Verlegung einer Drainage zur Fassung und Ableitung ein sickender Oberflächenwässer mit Anschluss an eine geeignete Vorflut und dauerhafte Sicherheit gegen Rückstau voraus. Sinnvollerweise könnte die Ringdrainage dann ca. auf Höhe der Unterkante der konstruktiv bewehrten Außenfundamente / Frostschränken verlegt werden, welche hier grundsätzlich über Magerbeton noch tiefer geführt werden (s. auch Ausführungen in Kapitel 3.3.1).

Sollte die Drainage weder technisch noch genehmigungsrechtlich realisiert werden können, ist bei strikter Beachtung der DIN 18 533-1 eine höherwertigere Abdichtung der erdberührten Bauteile oder eine Ausbildung in WU-Beton mit wasserdichter Haltung von Fugen und/oder Leistungsdurchlässen anzustreben.

Unabhängig von der letztendlich gewählten Abdichtung der erdberührten Bauteile, sind die an die Doppelhäuser unmittelbar angrenzenden Freiflächen möglichst stets mit leichtem Gefälle vom Hochbau in die Freiflächen hinein zu modellieren, um so den bei Starkregen auftretenden Oberflächenabfluss jeweils fachgerecht vom jeweiligen Hochbau abhalten zu können.

Die **unterkellerten Mehrfamilienhäuser** binden einerseits mit ihrer Basis in einen meist hoch wasserstauenden Baugrund in Form stärker verwitterter Abschnitte kreidezeitlicher Kalkmergel / Kalksteine, darüber hinaus in einen darüber in variierender Stärke im Schmelzwassersand / „Auffüllsand“ befindlichen Porengrundwasserkörper ein, so dass das Kellergeschoss im Sinne der DIN 18 533-1 jeweils für den Lastfall „drückendes Wasser“ auszulegen ist.

Hierbei empfiehlt sich eine Ausbildung als wasserdichte Betonkonstruktion mit wasserdichter Haltung von Fugen und Leitungsdurchlässen sowie einer entsprechenden Rissbreitenbeschränkung der Betonbauteile zur Aufnahme des einwirkenden Wasserdrucks.

Hinsichtlich des auf die erdberührten Bauteile der wasserdichten Kellerkonstruktion statisch zu berücksichtigenden Wasserdrucks wird auf die Ausführungen in Kapitel 2.2.2 hingewiesen, wobei die „normalen“ Grundwasserhochstände in Größenordnungen bis rd. 63 m ü. NN abgeschätzt werden.

Da die Oberkante des wasserstauenden Mergels nach dem gegenwärtigen Kenntnisstand in östliche Richtungen abfällt und dies dann auch der Strömungsrichtung des im überlagernden Sandkörper befindlichen Porengrund- bzw. Porenschichtenwassers entsprechen dürfte, wird neben einer Verfüllung der Kellerarbeitsräu-

me mit gut wasserdurchlässigen Sanden angeregt, auf Höhe der abgeschätzten „normalen“ Grundwasserhochstände im Arbeitsraum eine druckwasserbegrenzenden Ringdrainage mit ausreichender Sicherheit gegen Rückstau zu verlegen und auf diese Weise ggf. im Anstrombereich der Gebäude höher eingestauten Wasser fachgerecht abzuleiten.

Unabhängig von dem letztendlich statisch berücksichtigten Wasserdruck sollte die WU-Konstruktion der Kellergeschosse generell bis mindestens zur künftigen GOK hochgezogen werden.

3.3.3 Baugruben- und Bestandssicherung, Arbeitsraumverfüllung

Durch Baustellenpersonal begangene bauzeitliche Abgrabungen zur Realisierung der künftigen Wohnhäuser, wie z.B. die Baugrubenwände der unterkellerten Mehrfamilienwohnhäuser und/oder der Rückbaugrube des Altbestandskellers, mit einer Höhe von $\geq 1,25$ m und ≤ 5 m, können im Niveau der anthropogenen Auffüllungen und Umlagerungsböden sowie auf Höhe der „gewachsenen“ Schmelzwassersande und/oder auf Höhe verstärkt von Sanden durchzogener Geschiebelehm- und Geschiebemergelpartien in Anlehnung an die Vorgaben der DIN 4124 bis max. 45° , auf Höhe mindestens steifer Geschiebemergel mit darunter direkt beginnendem Verwitterungshorizont der kreidezeitlichen Kalkmergel / Kalksteine sowie auf Höhe des Verwitterungshorizontes selbst bis max. 60° abgebösch werden. Die angeführten Böschungswinkel setzen im Anschnitt ein erdfeuchtes bis max. feuchtes Bodensubstrat voraus.

Auch ist bei den o.a. Böschungswinkeln zu berücksichtigen, dass keine zusätzlichen Verkehrs- und Stapellasten (z.B. Baukran) sowie auch keine Zusatzlasten aus ggf. bereits angrenzend realisierten Hochbauten und/oder massiver unterirdischer Bauwerke in die Baugrubenwände eingeleitet werden dürfen.

In Bereichen, in denen die angeführten Böschungswinkel im Bereich der Baugrubenwände ggf. örtlich nicht eingehalten werden können, ist eine Baugrubensicherung mittels eines statisch nachgewiesenen Verbaus erforderlich, wobei sich in erster Linie Träger-Bohlwand-Verbauten („Berliner Verbau“) mit einem ggf. statt konventionellen Holzverzug ausgeführten Stahlplattenverzug empfehlen. Der Einsatz von Stahlplatten hat im Planraum den Vorteil, dass diese dem Aushub vorausseilend in den Untergrund „gedrückt/gepresst“ werden und so die Gefahr eines Ausfließens ggf. nicht ausreichend mittels der geschlossenen Wasserhaltung vorentwässerter Sandpartien (s. auch Hinweise in Kapitel 3.3.2) auf diese Weise entsprechend abgemindert werden kann.

Tiefergeführte Fundamentgräben der nichtunterkellerten Doppelhäuser zur Realisierung von Fundamenttieferführungen über Magerbetonsockel werden – eine bei Bedarf fachgerechte Vorentwässerung der zu durchfahrenden Sandböden voraus-

gesetzt – in der Regel nahezu senkrecht ohne Abböschung der Grabenwände ausgehoben und sukzessive zum Aushub bis zur Unterkante des konstruktiv bewehrten Gründungskörpers mit dem unbewehrten Beton/Magerbeton befüllt. Ein Begehen dieser nur kurzzeitig angelegten Gräben durch Baustellenpersonal wird kategorisch ausgeschlossen.

Im Anschluss zu ggf. bereits realisierten Hochbauten sind die Erd- und Gründungsarbeiten stets auch unter Beachtung der DIN 4123 umzusetzen, wobei dies dann in erster Linie bzgl. der einzuhaltenden Abgrabungsgrenzen zu Bestandsgründungen zwecks Wahrung einer ausreichenden bauzeitlichen Grundbruchsicherheit gilt.

Für die Verfüllung der Arbeitsräume empfiehlt sich im Planraum in erster Linie der Einbau weitestgehend nichtbindiger, raumbeständiger, verdichtungsfähiger und auch ausreichend wasserdurchlässiger Lockergesteinsmaterialien (z.B. nichtbindige bis gemischtkörnige Sande gem. DIN 1054 mit < 10 Gew-% bindigen Anteilen ohne Ton-Fraktion; z.B. Bodengruppen SE / SW / SU gem. DIN 18 196). Bei dem lagenweisen Einbau (Lagenstärke max. 0,3 m) und der Verdichtung der letztendlich für den Einbau gewählten Füllmaterialien ist hier gem. ZTVE-StB 09 ein Verdichtungsgrad von 98 bis 100 % der einfachen Proctordichte (entspricht mitteldichter Lagerung) anzustreben. Unter den Oberflächenversiegelungen ist dabei auf den Einbau frostsicherer Abschluss-Tragschichten, unter den Bauwerkssohlen der nichtunterkellerten Doppelhäuser auf den Einbau ausreichend dimensionierter kapillarbrechender Abschlusslagen zu achten.

3.4 Kanalbau

(Tragfähigkeit, Rohraufleger, Wasserhaltung, Kanalgraben- und Bestandssicherung, Kanalgrabenverfüllung)

Zunächst ausgehend von einer zwischen rd. 1 und 3,5 m unter aktueller Geländeoberkante gelegenen Basis der Entwässerungsleitungen, werden die Kanalsohlen entsprechend der Schichtenprofile und Rammdiagramme auf der Anlage 2.6 teilweise im Niveau anthropogener Auffüllungen / Umlagerungsböden wechselnder Korngrößenzusammensetzung mit einer meist mitteldichten, teils lockeren Lagerung und/oder teils steifen, teils nur weichen Konsistenz, ggf. örtlich auch im Niveau stärker humushaltiger Auffüllungen / Umlagerungsböden mit einer dann eingeschränkten Raumbeständigkeit durch möglichen Humuszersatz, ferner im Niveau eiszeitlicher Schmelzwassersande von mindestens mitteldichter Lagerung, im Niveau eiszeitlicher Geschiebemergel von steifer Konsistenz mit einer mäßigen Schrumpfungsempfindlichkeit bei witterungsbedingter Austrocknung und schließlich im Niveau des Verwitterungshorizontes der kreidezeitlichen Kalkmergel / Kalksteine mit einem im oberen Abschnitt bei stärkerer Verwitterung tangierten „Verwitterungslehm“ von steifer bis halbfester Konsistenz und einem zur Tie-

fe hin allmählich felsartigen Baugrund aus höher konsistenten Schluffen/Tonen mit eingeschalteten mürben Gesteinsplatten bis hin zu weitestgehend durchgängig härteren Kalksteinplatten/Kalksteinbänken verlaufen. Der „Verwitterungslehm“ besitzt dabei im Falle einer witterungsbedingten Austrocknung eine erhöhte Schrumpfungsempfindlichkeit.

In den Bereichen, in welchem die künftige Erschließungsstraße den rückzubauenden Altbestandskeller tangiert, wird die Kanalsohle bei deren zunächst grob kalkulierten Tiefenlage noch oberhalb der Betonsohle des Altbestandskellers verlaufen.

Grundsätzlich gilt festzuhalten, dass der angetroffene Baugrund – mit Ausnahme ggf. örtlich deutlich humushaltiger oder gar organischer Auffüllgemenge sowie ggf. örtlich verstärkt locker gelagerter „Auffüllsandpartien“ – allein entsprechend der Eigensteifigkeit / „Druckfestigkeit“ an für sich eine ausreichende Tragfähigkeit für neue Entwässerungskanäle darstellt, nach Offenlegung bei Wasserzutritt jedoch teilweise einer stärkeren Aufweichung, z.T. auch einer Verschlammung, mit einer entsprechenden Reduzierung der Tragfähigkeitseigenschaften unterliegen kann.

Verläuft die Kanalgrabensohle zudem bereichsweise bereits im „Übergangshorizont“ der kreidezeitlichen Kalkmergel/Kalksteine aus einerseits noch steifen bis halbfesten Kalkmergeln und andererseits bereits eingeschalteten „harten“ Kalksteinplatten / Kalksteinbänken, ist hier u.U. mit unverträglichen Lastkonzentrationen der Kanalrohre oberhalb „härterer“ Platten / Bänke zu rechnen. Den Extremfall unterschiedlicher Auflagerverhältnisse bildet ein örtlich möglicher direkter Übergang zwischen „Verwitterungslehm“ steifer Konsistenz und einem annähernd durchgängig „harten“ Fels.

In Bereichen, in denen der stark schrumpfungsempfindliche „Verwitterungslehm“ der kreidezeitlichen Kalkmergel / Kalksteine zudem in reduziertem Flurabstand (dann $\leq 1,5$ m unter GOK) ansteht, ist im Falle einer witterungsbedingten Austrocknung des „Verwitterungslehms“ mit verstärkten Schrumpfungssetzungen zu rechnen, die u.U. auch zu Rohrbrüchen führen können.

Zur Gewährleistung einer standfesten Kanalgrabensohle mit einem Schutz gegen mögliche Aufweichungen / Verschlammungen durch Wasserzutritt, zum Ausgleich des örtlich im felsartigen Baugrund unvermeidlichen geologischen Mehrausbruchs und auch zur Vergleichmäßigung der Auflagerverhältnisse im Übergang zwischen felsartigem Baugrund und „Verwitterungslehm“ geringerer Eigensteifigkeit, empfiehlt sich in den Kanalgräben generell der Einbau einer basalen Grobschüttung aus nichtbindigem, raumbeständigem, umweltverträglichem, gut wasserdurchlässigem und verdichtungsfähigem Lockergesteinsmaterial (z.B. Hartkalkstein-Schotter) der Körnung 0/32, 0/45 oder 5/45 mit bindigen Anteilen von ≤ 5 Gew.-%, einer grundsätzlich fehlenden Ton-Fraktion sowie einer stetig steigenden Körnungslinie. Gleichzeitig sollte die Kanalsohle in Bereichen mit

einem auf unter 1,5 m Abstand zur künftigen GOK ansteigenden „Verwitterungslehm“ zur Reduzierung der Gefahr unverträglicher Schrumpfungssetzungen entsprechend tief geplant/ausgeführt oder bis zu diesem Tiefenniveau gegen nicht schrumpfungsempfindliches Bodenmaterial ersetzt werden.

In nichtbindigen bis leicht bindigen Schmelzwassersanden, in den weitestgehend nichtbindigen bis leicht bindigen (dann max. „schwach schluffig“) „Auffüllsanden“ sowie in einer mit vergleichbarem Material erfolgten und auf annähernd 100 % der einfachen Proctordichte verdichteten Verfüllung der Rückbaugrube des Altbestandskellers sowie im felsartigen Baugrund mit dem darüber liegenden „Übergangshorizont“ aus höher konsistenten Schluffen/Tonen und bereits mürben Gesteinsplatten sollte die Mindeststärke des Schotterpolsters mit 0,15 m, im steif bis halbfesten Baugrund mit 0,2 m und im steifen, ggf. teilweise weich- bis steifen Baugrund mit 0,25 m kalkuliert werden. Die Einbaustärken gehen jeweils von einer standfesten Aushubebene aus. Bei Instabilitäten der Grabensohlen durch deutlich aufgeweichte, im Extremfall verschlammte Bodenpartien ist die Grobschüttung zur Erlangung einer standfesten Auflagers in örtlicher Abstimmung mit einem Baugrundsachverständigen zu verstärken. Gleiches gilt für den Fall ggf. angetroffener stärker humushaltiger bis organischer Auffüllmenge.

In Bereichen, in denen die Kanalgrabensohle in den gegenwärtig angetroffenen „Auffüllsanden“ mit meist reduzierten bindigen Anteilen verläuft, ist deren Lagerungsdichte in der Kanalgrabensohle mittels dynamischer Plattendruckversuche zu überprüfen. Bei unzureichender Lagerungsdichte müsste die Kanalgrabensohle hier dann zunächst fachgerecht nachverdichtet werden.

Sollte die Kanalgrabensohle örtlich im unmittelbaren Übergang zwischen „harten“ Kalksteinbänken und „weichen“ „Verwitterungslehm“ verlaufen, empfiehlt sich hier zur Minimierung der Gefahr von Rohrbrüchen im unmittelbaren Übergang eine generelle Verstärkung des Polsters auf 0,25 m mit zusätzlicher Aufnahme / Auflockerung der Kalksteinbank.

Bei den zum Zeitpunkt der Baugrunduntersuchung angetroffenen Grundwasserständen ist oberhalb einer Kote von 42 m ü. NN bauzeitlich im Bereich der Kanalgräben in erster Linie nur das Niederschlagswasser, ferner ggf. temporär angeschnittenen und in die Aushubebene „ausblutendes“ Schichtenwasser in offener Wasserhaltung gemäß VOB abzuführen, wobei die basale Schotterlage als bauzeitlicher Flächenfilter fungiert, in welchem das Wasser zur fachgerechten Verlegung der Kanalrohre sowie dem fachgerechten Einbringen teilweise sandiger Rohrbettungen und der sachgemäßen Verfüllung der Leitungsgräben gefasst und mit Hilfe angrenzend installierter Pumpensämpfe abgeführt wird.

Bei Bedarf kann parallel zum Einbringen der Grobschüttung in dem tieferen Abschnitt des Kanalgrabens (dann üblicherweise Schmutzwasserkanalisation) direkt unter dem Flächenfilters eine einseitige Drainage zur Unterstützung der offenen

Wasserhaltung verlegt werden. Diese Baudrainage ist dann in filterstabilem Material zu betten.

In Bereichen, in denen mit der Kanalgrabensohle unter ein Niveau von 42 m ü NN eingeschnitten wird und die eiszeitlichen Schmelzwassersande sowie sandige Auffüllungen / Arbeitsraumverfüllungen gleichzeitig unter den Grundwasserspiegel reichen, ist bei den zum Zeitpunkt der Baugrunduntersuchung angetroffenen Wasserständen zur Gewährleistung einer stabilen Aushubebene mit der Vermeidung des Ausfließens sandigen Bodenmaterials eine Vorentwässerung des Untergrundes in geschlossener Wasserhaltung zu empfehlen, wobei bei den hydrogeologischen Gegebenheiten mit dem zur Tiefe hin folgenden Verwitterungshorizont kreidezeitlicher Mergel und Kalksteine reduzierter Wasserdurchlässigkeit zur Entwässerung der bei Wassersättigung im Anschnitt fließfähigen Sande der Einsatz in den Untergrund eingefräster Horizontaldrains / Tiefendrains empfohlen wird.

Herrschen während der Erschließungsarbeiten Grundwasserhochstände mit auch in den anderen Erschließungsabschnitten wassergesättigten Schmelzwassersanden / „Auffüllsanden“ vor, ist auch hier eine Vorentwässerung / Stabilisierung der anvisierten Kanalgräben mittels der vor Beginn des Aushubs eingefrästen Horizontaldrains / Tiefendrains zu überdenken.

Die Betonrohre der Regenwasserkanalisation (hier z.T. gleichzeitig Rückstaukanal) können direkt im Schotter gebettet bzw. diesem aufgelagert werden.

Als Bettungsmaterial von Steinzeugrohren, ggf. auch von duktilen Gussrohren, der Schmutzwasserkanalisation werden in der Regel kies- und steinfreie Schüttungen mit einem Größtkorn von < 2 mm gefordert. Folglich ist hier auf der basalen Schotterlage noch eine entsprechend Sandbettung aufzubringen.

Oberhalb des felsartigen Untergrundes sollten die Kanalgrabensohlen zur Vermeidung unverträglichen Strukturstörungen möglichst mit Glattschneiden angelegt werden. Im Übergang zum felsartigen Baugrund sowie im felsartigen Untergrund selbst wird der Einsatz bezahnter Baggerschneiden zum Lösen von Gesteinsplatten / Gesteinsbänken unumgänglich sein. Auf Höhe ggf. eingeschalteter härterer Kalksteinbänke ist auch ein optionaler Meißeleinsatz zu berücksichtigen bzw. zumindest auszuschreiben.

Im Falle einer anvisierten Abböschung der Kanalgrabenwände ohne den Einsatz von Verbaulementen können die Wände durch Baustellenpersonal begangener Kanalgräben mit einer Tiefe von $\geq 1,25$ m und ≤ 5 m im Niveau der anthropogenen Auffüllungen und Umlagerungsböden sowie auf Höhe der „gewachsenen“ Schmelzwassersande und/oder auf Höhe verstärkt von Sanden durchzogener Geschiebelehm- und Geschiebemergelpartien in Anlehnung an die Vorgaben der DIN 4124 bis max. 45° , auf Höhe mindestens steifer Geschiebemergel mit darunter direkt beginnendem Verwitterungshorizont der kreidezeitlichen Kalk-

mergel / Kalksteine sowie auf Höhe des Verwitterungshorizontes selbst bis max. 60 ° abgebösch werden. Die angeführten Böschungswinkel setzten im Anschnitt ein erdfeuchtes bis max. feuchtes Bodensubstrat voraus.

Auch ist bei den o.a. Böschungswinkeln zu berücksichtigen, dass keine zusätzlichen Verkehrs- und Stapellasten (z.B. Baukran) sowie auch keine Zusatzlasten aus ggf. bereits angrenzend realisierten Hochbauten in die Kanalgrabenwände einge-
leitet werden.

Soll auf eine Abböschung der Kanalgrabenwände zur Reduzierung des Aushubmaterials bzw. der Menge der Kanalgrabenverfüllung verzichtet werden oder ist eine Abböschung der Grabenwände örtlich nicht möglich, bietet sich im freien Gelände zunächst in erster Linie eine Kanalgrabensicherung im Schutz endgesteifter Großtafel-Systeme („Krings-Verbau“), bei größerer Einbindung mit Gleitschienen an. Allerdings ist bei dem Einsatz dieses vergleichsweise günstigen, gleichzeitig Zeit sparenden Verfahrens im Planraum ab einer bestimmten Tiefe mit einem Mehraufwand durch die im Untergrund eingeschalteten Gesteinsplatten/Gesteinsbänke zu rechnen, welche das Einbringen des „Krings-Verbaus“ erschweren.

Grabenabschnitte größerer Erdeinbindung mit dann gleichzeitig verstärkt erwarteten Einschlüssen härterer Gesteinsplatten / Gesteinsbänke werden sich vermutlich verfahrenstechnisch nicht mehr mit den Elementen des Krings-Verbau sichern lassen. In diesen Abschnitten wäre dann bei Bedarf eine Grabensicherung mittels Träger-Bohlwänden („Berliner Verbau“), im Niveau des felsartigen Baugrundes ggf. in Verbindung mit einem Spritzbetonverzug, anzustreben. Im Straßenbestand sind die Normverbauten der DIN 4124 zu beachten.

Unter Beachtung einer zunächst angenommenen Zuordnung der künftigen Erschließungsstraße in die Belastungsklasse Bk1,0 im Sinne der RStO 2012 (s. Unterkapitel 1.2), wird zur Vermeidung von künftigen Setzungsdifferenzen im Fahrbahnbereich empfohlen, die Kanalgräben generell mit nichtbindigen bis max. sehr leicht bindigen, raumbeständigen, verdichtungsfähigen und auch ausreichend waserdurchlässigen Lockergesteinsmaterialien (z.B. nichtbindige bis gemischtkörnige Sande gem. DIN 1054 mit < 10 Gew-% bindigen Anteilen sowie fehlender Ton-Fraktion; Bodengruppen SE / SW / SU gem. DIN 18 196) zu verfüllen.

Bei dem lagenweisen Einbau (max. Lagenstärke 0,3 m) und der Verdichtung der letztendlich für den Einbau gewählten Füllmaterialien ist gem. ZTVE-StB 09 zwischen Grabensohle und 1 m unter Planum ein Verdichtungsgrad zwischen 97 und 98 %, darüber bis zum Planum (Basis frostsicherer Fahrbahnoberbau) ein Verdichtungsgrad von 100 % der einfachen Proctordichte zu fordern.

Bei der Wahl der Verdichtungsgeräte und deren Einstellung ist darauf zu achten, dass keine dynamischen Lasteinträge in bindige bzw. in gemischtkörnige Boden-

gemenge mit erhöhten bindigen Anteilen und gleichzeitig erhöhtem Wassergehalt eingebracht werden. Ansonsten sind hier Strukturstörungen / Konsistenzminderungen durch temporär aufgebaute Porenwasserüberdrücke mit einer Reduzierung der Tragfähigkeitseigenschaften zu besorgen.

3.4 Straßenbau (Frostsicherheit, Tragfähigkeit, Bodenersatz bzw. Baugrundverbesserung im Unterbau/Untergrund)

Öffentliche Verkehrsflächen (Straßen, Parkplätze, Zu- und Umfahrten) werden allgemein gem. den Vorgaben der RStO 12 (Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen), der ZTVE-StB 09 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau), der ZTVT-StB 95 (Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für Tragschichten im Straßenbau) sowie der ZTV SoB-StB 04 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau) und mitgeltender Normen hergestellt.

Diese Richtlinien werden seitens des Unterzeichners auch als Grundlage für die Herstellung der geplanten Verkehrsflächen gewählt, wobei zunächst eine Zuordnung der neuen Erschließungsstraße in die Belastungsklasse Bk1,0 angenommen wird (s. Unterkapitel 1.2). Die geplanten PKW-Parkplätze werden zunächst der Belastungsklasse Bk0,3 zugeordnet. Die endgültige Belastungsklasse ist durch den Freiflächenplaner festzulegen und bei der konstruktiven Planung der Erschließungsstraße sowie der Parkplätze zu berücksichtigen.

In Anlehnung an die Vorgaben der RStO 12 sowie der ZTVT-StB 95 wird auf der Schottertragschicht (z.B. Hartkalksteinschotter der Körnung 0/45) des ungebundenen Fahrbahnoberbaus bei Durchführung von statischen Lastplattendruckversuchen gem. DIN 18134 – in Abhängigkeit von der Oberflächenversiegelung (Pflasterdecke oder Asphaltdecke) bzw. von der Stärke eines gebundenen Asphaltoberbaus – ein Verformungsmodul E_{v2} in Größenordnungen zwischen 120 und 150 MN/m² gefordert. Die E_{v2}/E_{v1} -Verhältnisse sollten dabei zur Vermeidung oberflächennaher Kornumlagerungen gleichzeitig ein Verhältnis $\leq 2,2$ aufweisen.

Um diese Verformungsmoduln erreichen zu können, ist auf dem Planum (Basis frostsicherer Fahrbahnoberbau) ein Verformungsmodul $E_{v2} \geq 45$ MN/m² sicher zu stellen.

Der im Bereich des Planraums unterhalb des örtlich anthropogen aufgefüllten / umgelagerten „Mutterbodenäquivalentes“ der ehemaligen Grünflächen, ansonsten in der Rückbauebene der vormals nichtunterkellerten Hochbauabschnitte sowie in der Rückbauebene der vormals versiegelten Freiflächen anstehende Baugrund ist

entsprechend der Aufschlussergebnisse überwiegend in die Frostempfindlichkeitsklassen F 1 und F 2 (nicht bzw. gering bis mittelfrostempfindlich) im Sinne der ZTVE-StB 09 einzustufen und wird z.T. (s. z.B. RKS 10 und RKS 23) bereits in reduzierter Tiefe von einem sehr frostempfindlichen Untergrund der Frostempfindlichkeitsklasse F 3 in Form des „Verwitterungslehmes“ der kreidezeitlichen Kalkmergel / Kalksteine mit zudem hoch wasserstauenden Eigenschaften unterlagert.

Vor diesem Hintergrund empfiehlt sich, die Mindeststärke des frostsicheren Fahrbahnoberbaus der neuen Verkehrsflächen des Planraums entsprechend der Frostempfindlichkeitsklasse F 3 festzulegen.

Gem. RStO 12, Seite 16, liegt das Baugelände in der Frosteinwirkungszone I der Bundesrepublik Deutschland. Unter Beachtung des z.T. in geringer Tiefe unter GOK sehr frostempfindlichen Untergrundes / Unterbaus wäre dann entsprechend Tabelle 6 der RStO 12 eine Mindeststärke des frostsicheren Fahrbahnoberbaus im Bereich der Erschließungsstraße von 60 cm, im Bereich der PKW-Parkplätze von 50 cm und im Bereich ggf. zusätzlich geplanter Fuß- und Radwege von 30 cm anzustreben.

Der gemäß RStO 12 auf Höhe des Planums (Basis frostsicherer Oberbau) geforderte Verformungsmodul von $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ wird auf Höhe der teilweise ange-
troffenen, dann max. schwach schluffigen, gleichzeitig mitteldicht gelagerten „Auffüllsande“ (s. z.B. RKS 20) bei fachgerechter Nachverdichtung eines max. erdfeuchten Sandbodens in der Regel ohne Weiteres erreicht. Gleiches gilt für neue Kanalgrabenabschnitte, welche bis zum Planum fachgerecht mit vergleichbaren Sanden verfüllt werden (s. Ausführungen in Kapitel 3.3), sowie für die Abschnitte des rückzubauenden Altbestandskellers mit einer hier ebenfalls unterstellten sachgemäßen Verfüllung mit vergleichbarem Sandmaterial.

Verläuft das Planum, sprich die Oberkante des Fahrbahnoberbaus, hingegen örtlich in anthropogen aufgefüllten / umgelagerten bindigen, zudem vielfach verlehnten Sanden, sind in diesem Baugrund aufgrund von Erfahrungswerten bei Durchführung statischer Lastplattendruckversuche in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte / Konsistenz des Bodensubstrats Verformungsmoduln E_{v2} in Größenordnungen zwischen rd. 10 und 20 MN/m^2 realistisch, was auch den ggf. örtlich zur Tiefe hin tangierten eiszeitlichen Geschiebelehm und/oder Geschiebemergel sowie den „Verwitterungslehm“ der kretazischen Kalkmergel / Kalksteine betrifft.

Zur Gewährleistung eines fachgerechten Unterbaus/Untergrundes für den genormten frostsicheren Fahrbahn- und Wegeoberbau, empfiehlt sich, den Untergrund außerhalb der neuen Kanaltrassenverfüllungen sowie außerhalb der auf Höhe des Planums bereits vielfach vorhandener, ausreichend tragfähiger „Auffüllsande“ durch den zusätzlichen Einbau eines geringmächtigen Bodenaustauschpolsters aus größerem Schüttgut zu verbessern.

Die Stärke des zusätzlichen Bodenaustauschpolsters wird dann in Größenordnungen von rd. 0,3 m empfohlen. Nur für den Fall, dass auch noch darunter deutlich humushaltige Auffüllgemenge anstehen sollten, sind diese aufzunehmen und ebenfalls gegen das gröberkörnige Schütthut zu ersetzen.

Insbesondere in Bereichen, in denen die meist hoch wasserstauenden Geschiebemergel sowie „Verwitterungslehme“ kreidezeitlicher Kalkmergel / Kalkmergelsteine bereits auf Höhe des Planums oder nur knapp darunter anstehen (s. z.B. Bereich der RKS 10 und RKS 23), ist auch nach Fertigstellung des Straßenbauwerks eine Planumsentwässerung zu empfehlen.

Die aufgeführten bzw. in den geltenden Regelwerken genannten Verdichtungswerte bzw. Verformungsmoduln sind jeweils durch die ausführenden Baufirmen nachzuweisen bzw. durch das Baugrundsachverständigenbüro zu überprüfen.

Bei der Verdichtung des teilweise erforderlichen grobkörnigen Bodenaustauschpolsters sowie der weiteren Einbaulagen des Fahrbahnoberbaus sind die eingesetzten Verdichtungsgeräte so zu wählen bzw. einzustellen, dass keine dynamischen Lasten in den bei erhöhten natürlichen Wassergehalten (dann feucht) vielfach (betrifft dann bindige Sandpartien, zudem auch den Geschiebelehm und Geschiebemergel sowie den „Verwitterungslehm“) strukturempfindlichen Untergrund eingeleitet werden. Ansonsten sind hier – analog zu den neuen Kanalgräben – Strukturstörungen / Konsistenzminderungen des Baugrundes durch temporär aufgebaute Porenwasserüberdrücke mit einer entsprechenden Reduzierung der Tragfähigkeitseigenschaften zu besorgen.

4. Weitere Hinweise, Schlusswort

Der Planraum befindet sich außerhalb der Erbebenzonen der Bundesrepublik Deutschland, so dass der Lastfall „Erdbeben“ bei der statischen Bemessung der geplanten Hochbaukonstruktionen vernachlässigt werden kann.

Eine Versickerung des auf den versiegelten Flächen (z.B. Dächer) anfallenden Niederschlagwassers über Mulden und/oder Rigolen im Sinne des DWA-Regelwerkes, Arbeitsblatt A 138 (April 2005), scheidet im Planraum bei den in Kapitel 2.2.2 dargelegten hydrogeologischen Untergrundverhältnissen aus. Das Regenwasser ist kontrolliert zu fassen und bei Bedarf zur Drosselung der Einleitmenge in die öffentliche Vorflut mit einem Regenwasserrückhaltesystem, wie dem nach dem gegenwärtigen Kenntnisstand angedachten Rückstaukanal, zu kombinieren.

Während der Erschließungsarbeiten und auch während der Realisierung der

Baugrundgutachten p/1912718 vom 19. Dezember 2019:

Baugrunduntersuchung zur Realisierung der Bebauung Anne-Frank-Straße in 48431 Rheine

Wohnhäuser kann das Gutachterbüro bei Bedarf mit baubegleitenden Baustellenterminen beauftragt werden.

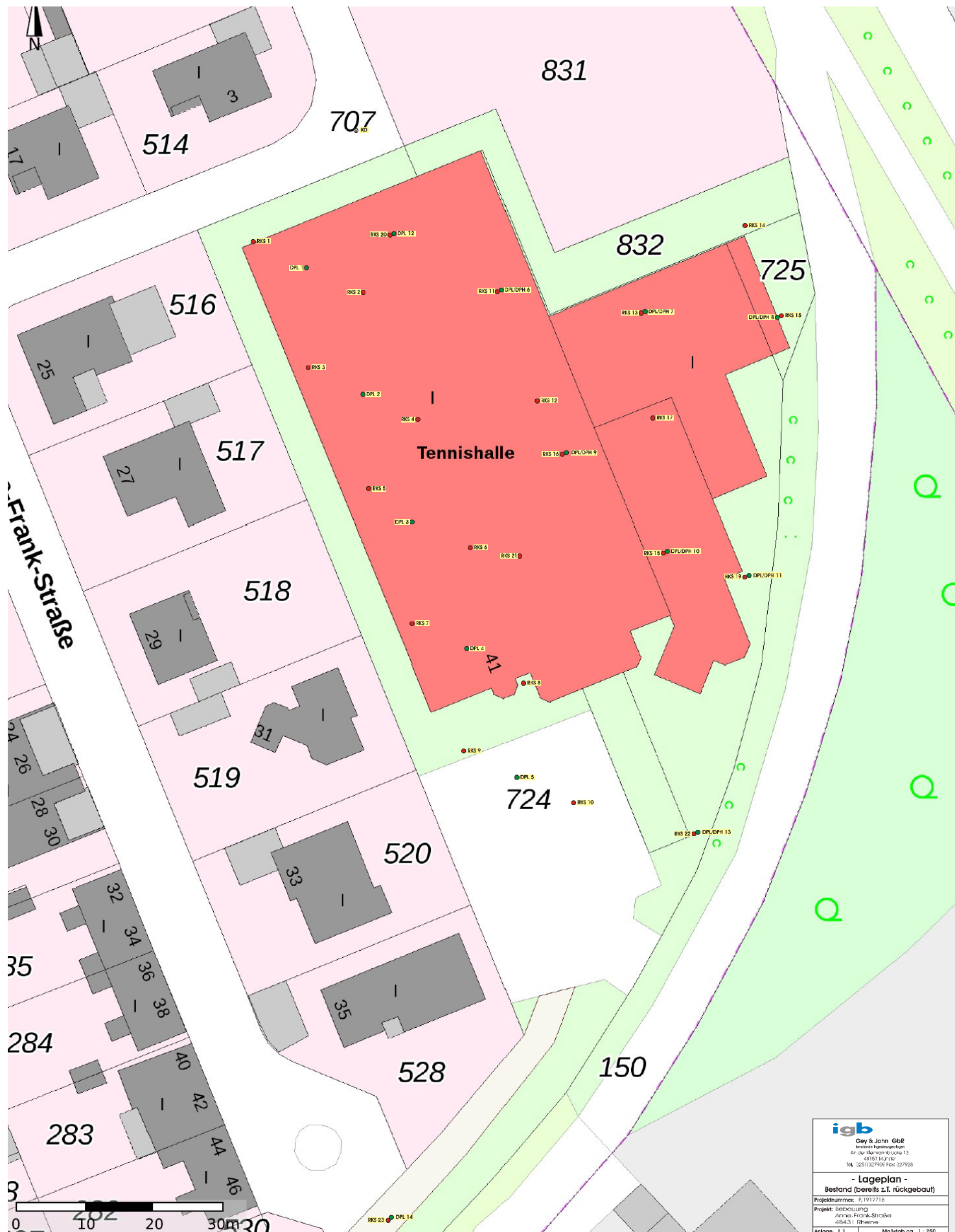
Im Zuge dieser Ortstermine können die im Baugrundgutachten ausgesprochenen bautechnischen Empfehlungen gemeinsam mit den ausführenden Bauunternehmen und den zuständigen Fachingenieuren erörtert und die bautechnische Umsetzung entsprechend den örtlichen Gegebenheiten und der Ausführungsplanung gemeinsam festgelegt werden. ***An dieser Stelle sei auch nochmals auf die in Kapitel 3.3.1 empfohlenen Zusatzaufschlüsse im Bereich zweier Doppelhäuser zur Präzisierung der Gründungsempfehlung hingewiesen.***

Werden im Zuge der Ausführung ggf. lokal von den Erkenntnissen der Baugrunduntersuchung und der empfohlenen Nachuntersuchungen abweichende Untergrundverhältnisse angetroffen, ist das Gutachterbüro auf jeden Fall zur Klärung der weiteren Vorgehensweise hinzuzuziehen.

Im Falle deutlicher Abweichungen der Ausführungsplanung zu den Annahmen und Empfehlungen des Baugrundgutachtens ist der Baugrundsachverständige hiervon in Kenntnis zu setzen. Bei Bedarf ist dann die Überarbeitung einzelner Kapitel des Gutachtens erforderlich.

Sollten sich bei der weiteren Planung noch Fragen ergeben, die in der Baugrundgutachten nicht oder nur peripher behandelt wurden, wird um eine Rücksprache mit dem Unterzeichner gebeten.

Dipl. - Geol. Ivo John



igb
 Gey & John GmbH
 Ingenieurbüro
 Am der Mannenstraße 12
 48157 Münster
 Tel. 0251/327909 Fax 0251/327925

- Lageplan -
 Bestand (bereits z.T. rückgebaut)

Projektnummer: 9/1912718
 Projekt: Bebauung
 Am der Mannenstraße
 48157 Münster

Anlage: 1,1 Maßstab ca. 1 : 250

RKS = Rammleimwand
 DPL = leichte Rammleimwand
 DPH = schwere Rammleimwand
 KD = Kanalsackel (Bestandsniveau)



Gey & John GmbH
 Ingenieurbüro
 An der Mannstraße 13
 48153 Münster
 Tel.: 0251/327939 Fax: 327928

- Lageplan -

Neubau

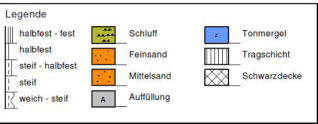
Projektnummer: P1912718
 Projekt: Bebauung
 Anne-Frank-Straße
 48153 Rhine

Anlage: 1,2
 Maßstab: ca. 1:250

Planinhalt: B-Plan Alternative
 Bauvorhaben: Bebauungsplan Anne-Frank-Str.

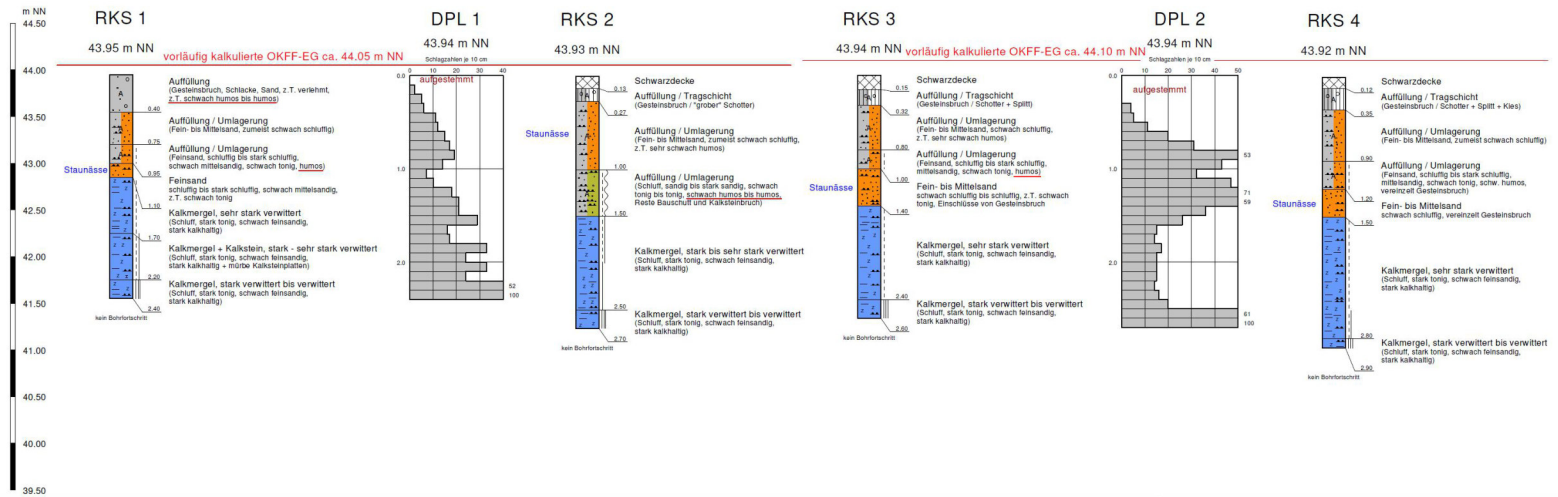
• EIG
 • DPL
 • DPH
 • RD

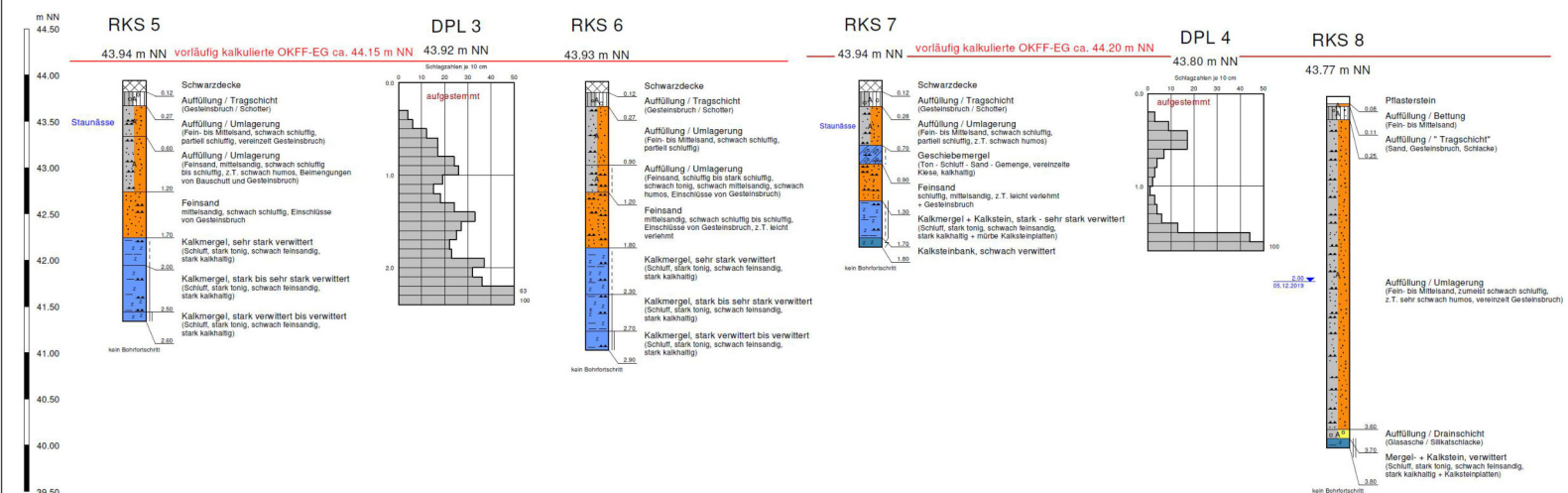
= Bäume/Sträucher
 = leichte Bäume/Sträucher
 = schwere Bäume/Sträucher
 = Rasenfläche (Baugruben)



gdb Gey & John GbR Am der Weimannstraße 13 48157 Münster Tel.: 0251/327909 Fax: 327908	Bebauung Anne-Frank-Straße 48431 Rheine	Projekt Nr.: p1912718 Anlage Nr.: 2.1
---	---	--

Darstellung von Schichtenprofilen und Rammdiagrammen





Legende		
	fest	Feinsand
	halbfest	Mittelsand
	steif	Mutterboden
	weich - steif	Auffüllung
	Tonmergel	
	Kalkstein	
	Tragschicht	

Igb Gey & John GbR
An der Kleimannbrücke 13
48157 Münster
Tel.: 0251/327909 Fax: 327928

Bebauung
Anne-Frank-Straße
48431 Rheine

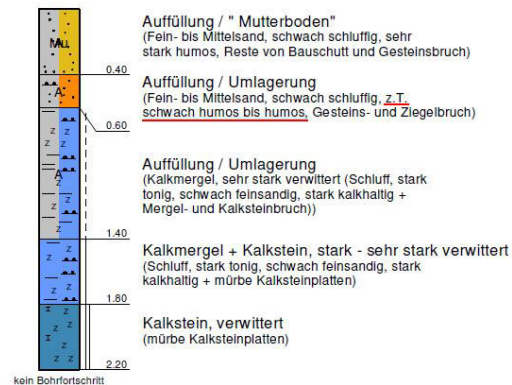
Projekt Nr. p/1912718
Anlage Nr. 2.3

Darstellung von Schichtenprofilen und einem Rammdiagramm

RKS 9

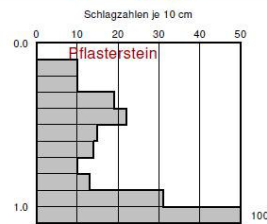
vorläufig kalkulierte OKFF-EG ca. 44.30 m NN

43.90 m NN



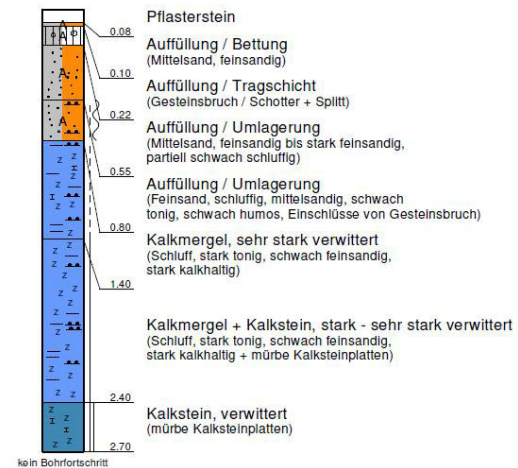
DPL 5

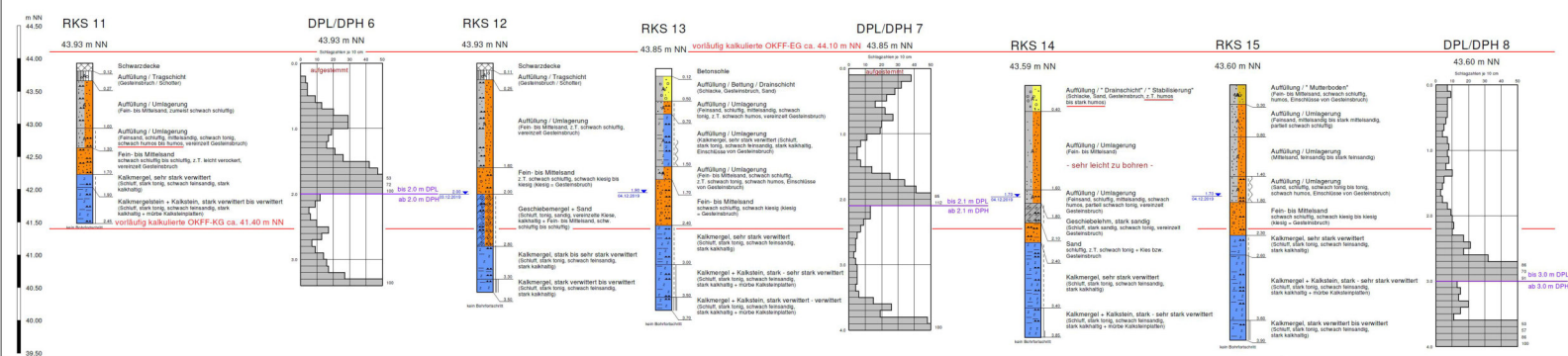
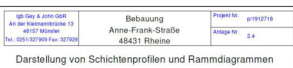
43.97 m NN

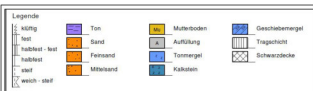


RKS 10

44.10 m NN







ge. bis 3,0 m DPH	Bebauung	Projekt-Nr.
Abw. von Entwurfsniveau 1,0	Anne-Frank-Straße	pr102718
48527 Höhen	48431 Breite	Skizze-Nr.
bei 1000 Höhen bis 1000		2,5

Darstellung von Schichtenprofilen und Rammdiagrammen

