

Baugrundgutachten

Projektnummer: p/2415783

Projekt: Neubau für Zusammenführung der
Neonatologie und der Geburtshilfe
am Sankt Franziskus Hospital
in 59227 Ahlen, Robert-Koch-Straße 55

Bauherrin/
Auftraggeber: St. Franziskus Hospital GmbH
Robert-Koch-Straße 55
59227 Ahlen

Projektsteuerung: **FACT GmbH** - Geschäftsbereich Baumanagement
Partner im Gesundheitswesen
Hohenzollernring 70
48145 Münster

Planer/
Architekt: GS P
Gerlach Schneider Partner
Architekten
Am Speicher XI, Segment 6
28217 Bremen

Tragwerksplaner/
Statiker: **g+w ingenieurplanung GmbH**
Krögerweg 17
48155 Münster

Bearbeiter: Dipl.- Geol. I. John

Münster, den 19.07.2025

Anlagen:

- Nr. 1 Lageplan Grundriss Sockelgeschoss,
Maßstab ca. 1 : 250, mit eingetragenen Bodenaufschlusspunkten
- Nr. 2 Schichtenprofile und Rammdiagramme gem. DIN 4023 bzw.
DIN EN ISO 22476/2, Maßstab der Höhe 1 : 50 / 25 (Anlagen 2.1 + 2.2)

Inhaltsverzeichnis

1.	Vorbemerkungen	3
2.	Baugrunduntersuchung	4
2.1	Geländearbeiten und Laboruntersuchungen	4
2.2	Untergrundverhältnisse	6
2.2.1	Baugrundsichtung, bodenmechanische Eigenschaften	6
2.2.2	Grundwasser, hydraulische Kennwerte	10
2.3	Charakteristische Bodenkenngößen, Bodengruppen, Frostempfindlichkeitsklassen	12
3.	Bautechnische Folgerungen	15
3.1	Bodenklassen, Verwendung/Verwertung von Aushubmaterial unter bodenphysikalischen/bodenmechanischen Gesichtspunkten, organoleptische Bewertung	15
3.2	Tragfähigkeit des Untergrundes, Gründungsempfehlung, Mehraushub, Bodenaustausch	18
3.3	Belastung des Untergrundes, Setzungsverhalten	20
3.4	Bauzeitliche Wasserhaltungsmaßnahmen, Schutz der erdberührten Bauteile vor Vernässungsschäden	21
3.5	Baugruben-, Graben- und Bestandssicherung, Verfüllung von Arbeitsräumen	22
4.	Weitere Hinweise	24

1. Vorbemerkungen

Die **Sankt Franziskus Hospital GmbH**, Robert-Koch-Straße 55, 59227 Ahlen, beabsichtigt die Realisierung eines Neubaus für Zusammenführung der Neonatologie und der Geburtshilfe auf dem Krankenhausgelände in 59227 Ahlen, Robert-Koch-Straße 55.

Als Grundlage für die Ausführungsplanung der erdbau- und gründungstechnischen Umsetzung der Neubaumaßnahme wurde das **Ingenieurgeologische Büro (igb) Gey & John GbR**, Münster, seitens der Bauherrin über den Projektsteuerer **FACT GmbH**, Geschäftsbereich Baumanagement, Partner im Gesundheitswesen, **Niederlassung Münster**, beauftragt, den Baugrund im Bereich des geplanten Neubaus einer Untersuchung hinsichtlich der bodenmechanischen Eigenschaften sowie der hydrogeologischen Verhältnisse zu unterziehen und die Ergebnisse in einem ingenieurgeologischen Gutachten darzulegen.

Die beauftragten Leistungen beinhalten auch orientierende umwelttechnische Laboruntersuchungen des im Gelände entnommenen Probenmaterials im Hinblick auf die Entsorgung- bzw. Verwertungsmöglichkeiten der im Zuge der anstehenden Erdarbeiten anfallenden Schüttungen / Bodengemenge, wobei der Umfang dieser Leistungen erst nach Vorlage des Baugrundgutachtens entsprechend der organoleptischen Bewertung des Probenmaterials in Abstimmung mit den relevanten Fachplanern endgültig festgelegt werden kann. Die Ergebnisse der Laboruntersuchungen werden folglich dem Baugrundgutachten in einer separaten Stellungnahme nachgereicht.

Das künftige Baufeld stellt gegenwärtig eine „Lücke“ innerhalb umgebender Bebauung dar und ist größtenteils als Grünfläche mit Grasvegetation angelegt, durch welche Fußwege mit Pflasterversiegelung laufen. Im Südwesten befindet sich eine Treppenanlage mit Anbindung des Areals an das gegenüber dem Großteil des Geländes morphologisch „abgesenkte“ Sockelgeschoss des angrenzenden Gebäudebestandes.

Allein unter Beachtung des Höhennivellements der Ansatzpunkte der Bodenaufschlüsse der Baugrunduntersuchung verläuft die aktuelle Geländeoberkante im Bereich des künftigen Baufeldes überwiegend um 73.4/73.5 m ü. NHN, im Anschluss zum Treppenabgang zum angrenzenden Bestandssockelgeschoss um 72.6 m ü. NHN.

Rund 80 m westlich des künftigen Baufeldes befindet sich als natürlicher Hauptvorfluter des Planraums der Fluss Werse. Zum Zeitpunkt der Baugrunduntersuchung wurde der Flußpegel auf Höhe des künftigen Baufeldes mit knapp 70.3 m ü. NHN gemessen.

Gemäß der Planung **der GSP Gerlach Schneider Partner Architekten**, Bremen, wird zunächst ca. in der Südhälfte der vorhandenen Baulücke ein 2-geschossiger Hochbau – bestehend aus Sockelgeschoss und Erdgeschoss – errichtet, während im nördlichen Abschnitt zunächst nur die „Sohle“ für eine spätere, wahrscheinlich dann nur 1-geschossige (dann nur Sockelgeschoss) Erweiterung hergestellt werden soll.

Die Sockelgeschoss-Fertigfußboden-Höhe (OKFF-Sockelgeschoss) des Neubaus wird planseitig mit 72.64 m ü. NHN beziffert und korrespondiert mit der OKFF-Sockelgeschoss des angrenzenden Gebäudebestandes.

Nach Rücksprache mit dem zuständigen Fachingenieur der **g+w ingenieur-planung GmbH**, Münster, wird die „Sohle“ im nördlichen Anschluss zum 2-geschossigen Massivbau möglicherweise zunächst nur mit Verbundsteinpflaster bei einem gegenüber der OKFF-Sockelgeschoss tiefer ausgeführten Höhnenniveau realisiert und die massive Stahlbetonsohle erst im Zuge der späteren Hochbaumaßnahme hergestellt.

Konstruktions- bzw. Fundamentpläne mit angeführten charakteristischen Punkt- und Linienlasten der tragenden Hochbaukonstruktion sowie den daraus in der Fuge Beton / Baugrund resultierenden charakteristischen Sohldrücken liegen dem Unterzeichner noch nicht vor.

Angestrebt wird seitens der Tragwerksplanung vorläufig eine Flächengründung über eine Stahlbetonsohle möglichst einheitlicher Stärke, welche im Übergang zu morphologisch „abgesenkten“ Anschlussflächen und zu ggf. angrenzend tiefer gegründetem Gebäudebestand bei Bedarf randliche Betonstreifenunterfütterungen zur Wahrung der Frostsicherheit und auch zur Erfüllung der Anforderungen der DIN 4123 erhält.

Die für die weiteren Ausführungen des Gutachtens relevante flächige Gründungsebene (hier Plattenunterkante) wird – je nach Fußbodenaufbau und Plattenstärke – zunächst zwischen rd. 0,4 und 0,5 m unter OKFF-Sockelgeschoss bzw. zwischen rd. 72.1 und 72.2 m ü. NHN angenommen. Randliche Betonstreifenunterfütterungen würden entsprechend tiefer reichen.

2. Baugrunduntersuchung

2.1 Geländearbeiten und Laboruntersuchungen

Zur Bewertung der bodenmechanischen und der hydrogeologischen Verhältnisse der gründungsrelevanten Baugrundabschnitte und auch zur Entnahme von Bodenproben für weiterführende umwelttechnische Laboruntersuchungen wurden am 02.07.2025 im Bereich des künftigen Baufeldes insgesamt 5 Kleinbohrungen

(RKS 1 bis RKS 5) im Rammkernsondierverfahren (gewählter Schlitzdurchmesser 50 bis 36 mm) in Verbindung mit 5 Rammsondierungen (DPL 1 bis DPL 5) mit der leichten Rammsonde (DPL gem. DIN EN ISO 22476/2) niedergebracht.

Die Kleinbohrungen dienen primär zur Feststellung der Korngrößen- und Materialzusammensetzung der erfassten Lockergesteine (s. Unterkapitel 2.2.1) sowie des Feuchtegehaltes dieses Baugrundabschnitts, die Rammsondierungen zur Präzisierung der Lagerungsdichte (korngestützte Böden) bzw. Konsistenz (plastische Böden) der gründungsrelevanten Tiefenabschnitte.

Die Endteufe der Kleinrammbohrungen und Rammsondierungen beträgt wahlweise 3 oder 5 m und reicht nach dem gegenwärtigen Kenntnisstand bei den angebotenen Baugrundverhältnissen für eine fachgerechte Bewertung der Umsetzungsmöglichkeiten einer Flach- oder Flächengründung über bewehrte Fundamente oder über bewehrte Bodenplatten aus.

Die Lage der Bohr- und Rammansatzpunkte ist dem Lageplan auf der Anlage 1 zu entnehmen.

Als Bezugsniveau (BZN) für das Höhennivellement der Bohr- und Rammansatzpunkte wurde die Fußbodenoberkante des Sockelgeschosses des angrenzenden Gebäudebestandes mit der seitens der Planer benannten absoluten Höhenkote von 72.64 m ü. NN gewählt.

Im ingenieurgeologischen Labor erfolgte durch den Baugrundsachverständigen eine sensorische (Fingerprobe) bodenmechanische Beurteilung der aus den Rammkernsonden entnommenen Bodenproben und eine Abschätzung der charakteristischen Bodenkenngrößen der einzelnen Baugrundsichten zur Durchführung erdstatischer Berechnungen.

Darüber hinaus wurden entsprechend der sensorisch abgeschätzten Körnungslinien auch die Durchlässigkeitsbeiwerte k_f der einzelnen Baugrundabschnitte im Hinblick auf hydraulische Fragestellungen (z.B. bauzeitliche Wasserhaltungsmaßnahmen, Versickerungsmöglichkeit für anfallendes Niederschlagswasser, etc.) bewertet.

Ferner erfolgte auch eine organoleptische Bewertung der entnommenen Bodenproben hinsichtlich möglicher Belastungen mit umweltrelevanten Schadstoffen.

Die Ergebnisse der Rammkernsondierbohrungen (Kleinbohrungen) und der Rammsondierungen sind – auch unter Berücksichtigung der sensorischen Korngrößenbestimmung des Baugrundsachverständigen – in Schichtenprofilen gem. DIN 4023 und in Rammdiagrammen gem. DIN EN ISO 22476/2 höhengerecht auf der Anlagen 2 dargestellt.

2.2 Untergrundverhältnisse

2.2.1 Baugrundsichtung, bodenmechanische Eigenschaften

Gemäß den Ausführungen der Geologischen Karte von Nordrhein-Westfalen, Maßstab 1 : 100 000, Blatt C 4310 Münster, und auch den Erfahrungen aus bereits durch das Gutachterbüro im Bereich des Krankenhausgeländes durchgeführten Baugrunduntersuchungen sind im Bereich des aktuellen Baufeldes als „gewachsener“ oberflächennaher Baugrund (in der Regel werden die oberen 2 bis 3 m berücksichtigt) geologisch junge Fluss-, Bach- und Auenablagerungen des Holozän in Form von Sanden, Schluffen und Lehmen mit stellenweiser Kies- und Humusführung ausgewiesen bzw. zu erwarten, welche ihrerseits von Fluss- und Talablagern der Weichsel-Kaltzeit des Pleistozän in Form wechselnd bindiger Terrassensande sowie sandhaltiger Terrassenschluffe unterlagert werden.

Neben dem beschriebenen „gewachsenen“ Baugrund ist infolge der anthropogenen Beeinflussung des Areals durch die aktuelle und ggf. auch durch vormalige Bebauung zumindest in den oberen Profilabschnitten mit anthropogenen Auffüll- und Umlagerungsböden zu rechnen.

Die Ausführungen der Geologischen Karte zum „gewachsenen“ oberflächennahen Baugrund werden durch die Baugrunduntersuchung bestätigt. Gleiches gilt für die Existenz anthropogener Auffüllmenge.

Entsprechend der Darstellungen auf der Anlage 2 des Baugrundgutachtens lässt sich der Baugrund vereinfacht wie folgt gliedern:

a) anthropogene Auffüllungen und Umlagerungsböden

Anthropogene Auffüllungen / Umlagerungen insgesamt recht heterogener Zusammensetzung wurden im Bereich der Bodenaufschlüsse in Stärken zwischen ca. 1,1 (RKS 2) und 1,7 m (RKS 4) mit einer Basis zwischen rd. 70.9 (RKS 4) und knapp 72.4 m ü. NHN angetroffen. Die in der RKS 4 tieferreichende Auffüllung dürfte vermutlich die Arbeitsraumverfüllung eines angrenzend tiefer gegründeten Gebäudebestandsabschnitts repräsentieren.

In dem zentralen Aufschluss RKS 3 finden sich unter dem 8 cm starken **Pflasterstein** eine rd. 2 cm starke **Splitt-Bettung** über einer 20 cm starken **Schottertragschicht**, wobei es sich bei der Bettung und der Tragschicht im Sinne der DIN 1054 generell um nichtbindiges Schüttgut mit einer günstigen Kornstützung bei einer mitteldichten bis dichten Lagerung handelt.

Die mit den Aufschlüssen RKS 1, 2 und 5 tangierten „Grünanlagen“ weisen zuoberst ein rd. 0,2 bis 0,4 m starkes „**Mutterbodenäquivalent**“ aus stärker

humushaltigen Sanden mit geringen bis mäßigen bindigen Anteilen, Wurzelresten aus der vorhandenen Vegetation und sporadischen Einschlüssen von Bauschutt auf.

Im Sinne der DIN 1054 handelt es sich um organogene bis organische Böden / Lockergesteine mit einer infolge des möglichen Humuszersatzes bei Sauerstoffzutritt in unterschiedlichem Maße eingeschränkten Raumbeständigkeit.

Der Aufschluss RKS 4 tangiert zuoberst eine rd. 0,1 m starke Lage **Rindenmulch**, sprich organisches Material.

Nur in den Aufschlüssen RKS 1, 4 und 5 wurden in Tiefen zwischen rd. 1,4 und 1,7 m, zwischen rd. 0,9 und 1,2 m sowie zwischen rd. 0,4 und 0,95 m **weitere „Tragschichten“ bzw. „Stabilisierungen“** aus **Naturschotter** sowie aus **RC-Material in Form eines Sand-Bauschutt-Gesteinsbruch-Gemenges** erfasst, welche analog zu den oberflächennahen Schüttungen der RKS 3 ebenfalls weitestgehend nichtbindiges Schüttgut vergleichsweise günstiger Kornstützung bei einer dann lockeren bis mitteldichten Lagerung repräsentieren.

Als weitere Gemenge finden sich **anthropogene Auffüllungen sowie als Umlagerungsprodukte des „gewachsenen“ Baugrundes wechselnd bindiger, z.T. verlehnte Sande** mit wechselnden Einschlüssen von **Bauschutt** und von natürlichem **Gesteinsbruch** sowie meist fehlenden bis geringen, **örtlich mäßig erhöhten Humusanteilen**.

Im Sinne der DIN 1054 entsprechen diese Gemenge gemischtkörnigen Böden / Lockergesteinen mit wechselnd erhöhten bindigen Anteilen und einer demzufolge deutlich wechselnden Qualität der natürlichen Kornstützung, z.T. auch bereits leichten plastischen Eigenschaften, bei einer meist nur lockeren Lagerung und / oder weich- bis steifen Konsistenz.

Infolge der meist erhöhten bindigen Anteile reagiert das Bodensubstrat zumeist wasserempfindlich und kann nach Offenlegung bei konzentriertem Wasserzutritt zuoberst stärker aufweichen bis verschlammen. Zudem besitzt das Bodengemenge im Falle höherer natürlicher Wassergehalte (dann feucht bis wassergesättigt) eine erhöhte Strukturempfindlichkeit gegenüber dynamischen Lasteinträgen, wobei dann im Zuge temporär aufgebauter Porenwasserüberdrücke mitunter Übergänge des Bodensubstrates in breiige Zustände bei einer weiteren Verschlechterung der ursprünglichen Tragfähigkeitseigenschaften zu besorgen sind.

Im Falle einer Wassersättigung (dann unterhalb des Grundwasserspiegels) neigen die wechselnd bindigen „Auffüll- und Umlagerungssande“ im Anschnitt teilweise zum Fließen.

b) Fluss-, Bach- und Auenablagerungen des Holozän des Quartär

Unter den anthropogenen Auffüllungen / Umlagerungsböden wurden – mit Ausnahme des südwestlichen Aufschlusses RKS 4 mit hier tieferreichenden Auffüllungen – bis zwischen rd. 1,6 (RKS 2 + 3) und 1,9 m (RKS 5) unter aktueller GOK bzw. bis zwischen rd. 71.6 (RKS 5) und 71.9 m ü. NHN (RKS 2 + 3)

Fluss-, Bach- und Auenablagerungen des Holozän erbohrt.

Diese setzen sich in dem zentralen Aufschluss RKS 3 aus einem **Auenlehm** in Form **sand- und tonhaltiger Schluffe** zusammen.

Im Sinne der DIN 1054 repräsentiert der Auenlehm bindige Böden / Lockergesteine mit einem plastischen Verhalten.

Die Konsistenz des Auenlehms ist mit weich bis steif zu beziffern.

Nach Offenlegung kann der Auenlehm bei konzentriertem Wasserzutritt oberflächlich weiter aufweichen. Im Falle höherer natürlicher Wassergehalte (dann feucht) reagiert der Auenlehm empfindlich gegenüber höher frequenten dynamischen Lasteinträgen, wobei dann im Zuge temporär aufgebauter Porenwasserüberdrücke Konsistenzminderungen in weiche, im Extremfall in breiige Zustände möglich sind.

Ansonsten wurden **wechselnd bindige Auensande** erbohrt.

Im Sinne der DIN 1054 handelt es sich dabei um gemischtkörnige Böden / Lockergesteine mit stärker wechselnden bindigen Anteilen und einer dementsprechend variierenden Qualität der natürlichen Kornstützung,

Die Lagerungsdichte der Auensande wird überwiegend mit mitteldicht beziffert.

Nach Offenlegung können die wechselnd bindigen Auensande bei konzentriertem Wasserzutritt oberflächlich vielfach verschlammen. Im Falle höherer natürlicher Wassergehalte (dann feucht bis wassergesättigt) reagiert der Auensand zudem meist strukturempfindlich gegenüber höher frequenten dynamischen Lasteinträgen, wobei dann im Zuge temporär aufgebauter Porenwasserüberdrücke Übergänge in breiige Zustände bei einer deutlichen Verschlechterung der ursprünglichen Tragfähigkeitseigenschaften zu besorgen sind.

Im Falle einer Wassersättigung (dann unterhalb des Grundwasserspiegels) fließen die wechselnd bindigen Auensande im Anschnitt in unterschiedlichem Maße zusammen.

c) Fluss- und Talablagerungen des Pleistozän des Quartär

Im Liegenden der holozänen Ablagerungen sowie der örtlich tieferreichenden Auffüllungen wurden jeweils bis zur Endteufe bei 3 bzw. 5 m unter aktueller GOK, sprich mindestens bis zwischen rd. 67.6 und 70.5 m ü. NHN, **Fluss- und Talablagerungen der Niederterrasse der Weichsel-Kaltzeit** erfasst.

Hierbei handelt es sich bis zwischen rd. 3,1 (RKS 4) und 3,7 m (RKS 1 + 5) unter GOK bzw. bis zwischen rd. 69.5 (RKS 4) und 69.9 m ü. NHN (RKS 2) **überwiegend um nichtbindige bis leicht bindige** (dann max. „schwach schluffig“), vornehmlich im oberen Abschnitt **teilweise auch bindige** (dann „schluffig“) **Sande** und somit im Sinne der DIN 1054 nichtbindige bis gemischtkörnige Böden / Lockergesteine mit meist reduzierten bindigen Anteilen und einer Vergleichsweise günstigen Qualität der natürlichen Kornstützung und teilweise erhöhten bindigen Anteilen bei einer dann reduzierten Qualität der natürlichen Kornstützung.

Die Lagerungsdichte der Terrassensande variiert zwischen mitteldicht und dicht, wobei eine dichte Lagerung in etwa ab N_{10} -Werten (Schlagzahlen je 10 cm Eindringtiefe) der Rammprogramme der leichten Rammsondierungen von ≥ 30 beginnt.

Nach Offenlegung können die mit höheren bindigen Anteilen (dann „schluffig“ oder gar „stark schluffig“) behafteten Sandpartien bei konzentriertem Wasserzutritt oberflächlich verschlammen. Gleichzeitig reagieren diese Sandpartien im Falle höherer natürlicher Wassergehalte (dann feucht bis wassergesättigt) strukturempfindlich gegenüber höher frequenten dynamischen Lasteinträgen, wobei dann im Zuge temporär aufgebauter Porenwasserüberdrücke Übergänge in breiige Zustände mit einer deutlichen Verschlechterung ursprünglichen Tragfähigkeitseigenschaften zu besorgen sind.

Im Falle einer Wassersättigung (dann unterhalb des Grundwasserspiegels) fließen die Terrassensande im Anschnitt zusammen.

Zur Tiefe hin folgen als **feinsandhaltige, nur partiell schwach tonige Schluffe** und somit im Sinne der DIN 1054 bindige / Lockergesteine mit fehlenden bis sehr geringen plastischen Eigenschaften.

Die natürliche Lagerung der Terrassenschluffe ist überwiegend als mitteldicht, zur Tiefe hin (unterhalb der Aufschlusstiefen) ggf. auch als dicht zu beziffern, wobei die Eigensteifigkeit / Zusammendrückbarkeit ungefähr der Eigensteifigkeit eines steifen Lehm Bodens entspricht.

Allerdings ist zu beachten, dass die Terrassenschluffe im Falle höherer natürlicher Wassergehalte (dann feucht bis wassergesättigt) hoch strukturempfindlich gegenüber dynamischen Lasteinträgen (hier insbesondere höher frequente Lasteinträge wie z.B. beim Verdichten mit Flächenrüttlern oder beim Einrütteln von Stahl-

trägern und Spundbohlen) reagieren, und dann infolge temporär aufgebauter Porenwasserüberdrücke leicht Übergängen in breiige Zustände mit einer deutlichen Verschlechterung der ursprünglichen Tragfähigkeitseigenschaften unterliegen können.

Übergänge in breiige Zustände, sprich Verschlammungen, sind oberflächlich auch im Falle eines konzentrierten Wasserzutritts nach Offenlegung der Schluffe zu erwarten.

Zwar nicht in dem Ausmaß wie die überlagernden Terrassensande, so neigen auch die Terrassenschluffe im Falle einer Wassersättigung mangels der fehlenden oder stark reduzierten Kohäsion im Anschnitt teilweise zum Fließen.

Die Bodenaufschlüsse der aktuellen Baugrunduntersuchung enden stets in den Terrassenschluffen der Weichsel-Kaltzeit und dürften anhand von Erfahrungswerten aus umliegenden Baugrunduntersuchungen im Planraum bis zwischen rd. 64.5 und 65 m ü. NHN reichen.

Darunter wird hier der Verwitterungshorizont kreidezeitlicher Tonmergel bzw. Tonmergelsteine mit einer entsprechend höheren „Festigkeit“ erwartet.

2.2.2 Grundwasser, hydraulische Kennwerte

Der Grundwasserspiegel des zusammenhängenden Porengrundwasserkörpers wurde im Rahmen der Baugrunduntersuchung am 02.07.2025 mittels Klopfnässe am entnommenen Bohrgut, teilweise direkt mittels Lichtlotmessung im kurzzeitig standfesten Bohrloch, zwischen rd. 1,5 und 2,4 m unter aktueller GOK bzw. bei knapp 71.1 m ü. NHN ermittelt.

Der Grundwasserspiegel dürfte dabei ein marginales Gefälle in westliche bis nordwestliche Richtungen aufweisen, wobei die Werse den natürlichen Hauptvorfluter bildet. Zum Zeitpunkt der Baugrunduntersuchung wurde der Wasserspiegel der Werse auf Höhe des künftigen Baufeldes bei knapp 70.3 m ü. NHN gemessen.

Die Grundwasserführung ist in erster Linie auf die eiszeitlichen Terrassensande und Terrassenschluffe des Pleistozän, im Bereich der RKS 4 auch auf die basalen Abschnitte der hier tieferreichenden Auffüllungen, beschränkt.

Der nur örtlich erfasste holozäne Auenlehm fungiert hingegen infolge seiner meist sehr geringen Wasserdurchlässigkeit als Wasserstauer.

Exakte Angabe zu max. Grundwasserständen sind unter Beachtung der jahreszeitlich bedingten natürlichen Grundwasserspiegelschwankungen und der möglichen anthropogenen Beeinflussung der Grundwasserverhältnisse durch die vorhandene Bebauung mit deren Kanalisation und ggf. zusätzlich verlegter Drainagen nur mit

Hilfe von Langzeitmessungen in zuvor eigens hierfür eingerichteten Grundwassermeßstellen möglich.

Bei der Bewertung möglicher Grundwasserspiegelschwankungen sind auch die Pegelschwankungen der Werse mit der hydraulischen Korrespondenz zwischen dem Flusswasser und dem Porengrundwasser zu beachten, wobei kurzzeitige (z.B. nur 1 Tag) extreme Flusshochwässer (z.B. hundertjähriges Hochwasserereignis) bei der Entfernung des Planraums zum Fluss nur zu einer marginalen Beeinflussung des Grundwasserspiegels führen dürften.

Werden länger anhaltende (dann einige Wochen), extreme Flusshochwässer vernachlässigt, sind die Höchststände des zusammenhängenden Porengrundwasserkörpers im Planraum – auch in Anlehnung an die Ausführungen bereits in der Vergangenheit auf dem Krankenhausgelände durchgeführter Baugrunduntersuchungen – in Größenordnungen um rd. 72 m ü. NHN abzuschätzen.

Die Einsichtnahme in die im Internet frei zugängliche Datenbank ELWAS-WEB LVN des Ministeriums für Klimaschutz, Umwelt, Landwirtschaft, Natur- und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen weist das Krankenhausgelände im Falle eines hundertjährigen Hochwasserereignisses nicht als Überflutungsgebiet aus, was vermutlich den in der Vergangenheit entlang der Werse eingerichteten Hochwasserschutzwänden zu verdanken ist.

Neben dem zusammenhängenden Porengrundwasserkörper muss im Planraum infolge der örtlich oberflächennah anstehenden Auenlehme generell sehr geringer Wasserdurchlässigkeit, ferner auch unter Beachtung bindiger Auensandpartien und anthropogen aufgefüllter / umgelagerter Sande mit dann ebenfalls erhöhten bindigen Anteilen und partieller Verlehmung bei einer ebenfalls geringen bis sehr geringen Wasserdurchlässigkeit, insbesondere im Bereich unversiegelter Freiflächen nach ergiebigen Niederschlagsereignissen mit dem temporären Aufstau der dann nur sehr verzögert versickernden Oberflächenwässer gerechnet werden. Bei entsprechender Geländedisposition (hier Geländesenken) ist ohne eine künstliche Ableitung des Oberflächenwassers im Extremfall die Ausbildung von Schichtenwasserkörpern bis annähernd zur Geländeoberkante möglich.

Für die Ausbildung temporär flächiger Schichtenwasserkörper sind ohne die Einrichtung von Drainagesystemen in erster Linie auf dem Auenlehm und dem restlichen Baugrund reduzierter Wasserdurchlässigkeit aufgebrachte, gleichzeitig unversiegelte Grobschüttungen (z.B. Tragschichten befestigter Freiflächen) prädestiniert.

Die für hydraulische Fragestellungen relevanten Durchlässigkeitsbeiwerte k_f der aufgeschlossenen Baugrundabschnitte werden wie folgt abgeschätzt:

- aufgefülltes „Mutterbodenäquivalent“
der tangierten Grünflächen 1×10^{-5} bis 1×10^{-6} m/s

- aufgefüllte Bettungen, Tragschichten
sowie „Stabilisierungen“ 1×10^{-3} bis 5×10^{-5} m/s
- anthropogen aufgefüllte/umgelagerte Sande
mit wechselnden bindigen Anteilen und wechselnden
Einschlüssen von Bauschutt/Gesteinsbruch 5×10^{-5} bis 5×10^{-7} m/s
- Schluffe des Holozän mit erhöhtem
Anteil der Ton-Fraktion (Auenlehm) 1×10^{-7} bis 1×10^{-9} m/s
- wechselnd bindige Sande des Holozän (Auensand) 5×10^{-7} bis 1×10^{-6} m/s
- Sande des Pleistozän 1×10^{-4} bis 1×10^{-5} m/s

2.3 Charakteristische Bodenkenngrößen, Bodengruppen, Frostempfindlichkeitsklassen

Die charakteristischen Bodenkenngrößen des aufgeschlossenen Baugrundabschnitts werden wie folgt beschrieben, die Einstufung in Bodengruppen gem. DIN 18 196 und die Einstufung in Frostempfindlichkeitsklassen gem. ZTVE-StB 09 wie folgt vorgenommen:

anthropogen aufgefülltes „Mutterbodenäquivalent“

Bodengruppen:	A, [OH]			
Frostempfindlichkeitsklasse:	F 2 bis F 3 (gering bis sehr frostempfindlich)			
Feuchtraumgewicht γ_k :	17	-	18	kN/m ³ (Rechenwert 17,5 kN/m ³)
Wichte unter Auftrieb γ'_k :	8	-	10	kN/m ³ (Rechenwert 9 kN/m ³)
Kohäsion c'_k :	0			kN/m ² (Rechenwert 0 kN/m ²)
Reibungswinkel φ'_k :	25	-	30	° (Rechenwert 27,5 °)
Steifemodul $E_{s,k}$:		-		MN/m ² (auf Angabe eines Steifemoduls wird aufgrund der stark eingeschränkten Raumbeständigkeit durch möglichen Humusersatz verzichtet)

aufgefüllte Bettungen, Tragschichten und „Stabilisierungen“

Bodengruppen:	A, [GE], [GW], [GI], untergeordnet [GU]			
Frostempfindlichkeitsklasse:	F 1 bis F 2 (nicht bis gering frostempfindlich)			
Feuchtraumgewicht γ_k :	19	-	20	kN/m ³ (Rechenwert 19,5 kN/m ³)
Wichte unter Auftrieb γ'_k :	11	-	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 :	35	-	40	° (Rechenwert 37,5 °)
Steifemodul $E_{s,k}$:	40	-	100	MN/m ² (Rechenwert 80 MN/m ² bei mind. mitteldichter Lagerung)

weitere, anthropogen aufgefüllte / umgelagerte Sande mit wechselnden bindigen Anteilen, einer teilweisen Verlehmung sowie wechselnden Einschlüssen von Bauschutt und von natürlichem Gesteinsbruch

Bodengruppen:	A, [SU], [SU*], [ST*]		
Frostempfindlichkeitsklasse:	F 2 bis F 3 (mittel bis sehr frostempfindlich)		
Feuchtraumgewicht γ_k :	18 - 19	kN/m ³	(Rechenwert 18,5 kN/m ³)
Wichte unter Auftrieb γ'_k :	9,5 - 10,5	kN/m ³	(Rechenwert 10 kN/m ³)
Kohäsion c'_k :	0 - 5	kN/m ²	(Rechenwert 0 kN/m ²)
Reibungswinkel φ'_k :	27,5 - 32,5	°	(Rechenwert 30 °)
Steifemodul $E_{s,k}$:	5 - 20	MN/m ²	(auf die Angabe eines mittleren Rechenwertes wird aufgrund der meist minderen Lagerung und/oder Konsistenz an dieser Stelle verzichtet)

Schluffe des Holozän (Auenlehm)

Bodengruppen:	TL, TM		
Frostempfindlichkeitsklasse:	F 3 (sehr frostempfindlich)		
Feuchtraumgewicht γ_k :	19 - 20	kN/m ³	(Rechenwert 19,5 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 aufgrund minderer Konsistenz)
Reibungswinkel φ'_k :	22,5 - 27,5	°	(Rechenwert 25 °)
Steifemodul $E_{s,k}$:	5 - 15	MN/m ²	(Rechenwert 7,5 MN/m ² bei weich bis steifer Konsistenz)

Sande des Holozän (Auensand) mit wechselnden bindigen Anteilen

Bodengruppen:	SU, SU*, partiell ST		
Frostempfindlichkeitsklasse:	F 2 bis F 3 (gering bis sehr frostempfindlich)		
Feuchtraumgewicht γ_k :	18,5 - 19,5	kN/m ³	(Rechenwert 19 kN/m ³)
Wichte unter Auftrieb γ'_k :	10 - 10,5	kN/m ³	(Rechenwert 10 kN/m ³)
Kohäsion c'_k :	0 - 2,5	kN/m ²	(Rechenwert 0 kN/m ²)
Reibungswinkel φ'_k :	30 - 32,5	°	(Rechenwert 30 °)
Steifemodul $E_{s,k}$:	15 - 30	MN/m ²	(Rechenwert bei mitteldichter Lagerung mit 20 MN/m ² berücksichtigt)

Sande des Pleistozän

Bodengruppen:	SE, SU, z.T. bindige Lagen auch SU*		
Frostempfindlichkeitsklasse:	F 1 bis F 3 (nicht bis sehr frostempfindlich)		
Feuchtraumgewicht γ_k :	18,5 - 19	kN/m ³	(Rechenwert 18,5 kN/m ³)
Wichte unter Auftrieb γ'_k :	10 - 11	kN/m ³	(Rechenwert 10,5 kN/m ³)
Kohäsion c'_k :	0	kN/m ²	(Rechenwert 0 kN/m ²)
Reibungswinkel ϕ'_k :	31,5 - 33,5	°	(Rechenwert 32,5 °)
Steifemodul $E_{s,k}$:	25 - 50	MN/m ²	(Rechenwert bei mitunter erhöhten bindigen Anteilen mit 25 MN/m ² , ansonsten mit 40 MN/m ² berücksichtigt)

Schluffe des Pleistozän (Terrassenschluff)

Bodengruppen:	UL		
Frostempfindlichkeitsklasse:	F 3 (sehr frostempfindlich)		
Feuchtraumgewicht γ_k :	18,5 - 19,5	kN/m ³	(Rechenwert 19 kN/m ³)
Wichte unter Auftrieb γ'_k :	9,5 - 10,5	kN/m ³	(Rechenwert 10 kN/m ³)
Kohäsion c'_k :	0 - 5	kN/m ²	(Rechenwert 0 kN/m ²)
Reibungswinkel ϕ'_k :	27,5 - 30	°	(Rechenwert 30 °)
Steifemodul $E_{s,k}$:	10 - 20	MN/m ²	(Rechenwert 15 MN/m ² bei mind. mitteldichter Lagerung bzw. quasi „steifer“ Konsistenz)

3. Bautechnische Folgerungen

3.1 Bodenklassen, Verwendung / Verwertung von Aushubmaterial unter bodenphysikalischen/bodenmechanischen Gesichtspunkten, organoleptische Bewertung

Gem. DIN 18 300 kann der im Rahmen der Baugrunduntersuchung aufgeschlossene Baugrundabschnitt rein „lösetechnisch“ den nachfolgenden Bodenklassen zugeordnet werden:

- anthropogen aufgefülltes
 „Mutterbodenäquivalent“ Bodenklasse 1, 2, 3, 4
- „gröberkörnige“ Bettungen,
 Tragschichten und „Stabilisierungen“ Bodenklasse 3,
 ggf. partiell auch Klasse 5
- anthropogen aufgefüllte/
 umgelagerte Sande mit
 wechselnden bindigen Anteilen
 und wechselnden Einschlüssen
 von Bauschutt sowie von
 Gesteinsbruch Bodenklassen 3 / 4,
 (überwiegende Klasse 4 bei Verschlämmung nach Aushub generell,
 bei höherem Wassergehalt und
 gleichzeitig dynamischer Belastung
 z.T. bereits im Aushub in Boden-
 klasse 2 übergehend)
- Schluffe des Holozän (Auenlehm)
 und Pleistozän (Terrassenschluff) Bodenklasse 4,
 (bei Verschlämmung nach
 Aushub generell, bei höherem
 Wassergehalt und gleichzeitig
 dynamischer Belastung z.T. bereits
 im Aushub in Bodenklasse 2 über-
 gehend)

- wechselnd bindige Sande des Holozän (Auensand) Bodenklassen 3 / 4, (überwiegende Klasse 4 bei Verschlämmung nach Aushub generell, bei höherem Wassergehalt und gleichzeitig dynamischer Belastung z.T. bereits im Aushub in Bodenklasse 2 übergehend)
- Sande des Pleistozän Bodenklasse überwiegend 3 mit teilweisen Übergängen in 4 (Klasse 4 bei Verschlämmung nach Aushub generell, bei höherem Wassergehalt und gleichzeitig dynamischer Belastung z.T. bereits im Aushub in Bodenklasse 2 übergehend)

Das im obersten Profilabschnitt in den tangierten Grünflächen im Abtrag anfallende „Mutterbodenäquivalent“ weist infolge des möglichen Humuszersatzes bei Sauerstoffzutritt keine Raumbeständigkeit auf und ist allein unter bodenmechanischen / bodenphysikalischen Gesichtspunkten folglich ausschließlich zur Modellierung künftiger Grünflächen (vorzugsweise als abschließende Vegetationsschicht) zu nutzen oder einer deponietechnischen Verwertung zuzuführen.

Die „gröberkörnigen“ Bettungen, Tragschichten und „Stabilisierungen“ stellen bei fachgerechter Separierung vom restlichen Aushub im Sinne der ZTVA-StB 97 ein Gemenge der Verdichtbarkeitsklasse V 1 und somit an für sich ein vergleichsweise günstiges Stabilisierungsmaterial für künftige Hoch- und Tiefbaumaßnahmen dar. Vor dem Hintergrund der teilweise enthaltenen „Fremdanteile“ – wie z.B. Bauschutt – sollte das Gemenge aber in erster Linie einer Aufbereitungsanlage für Recycling-Baustoffe zugeführt und hier als Bestandteil güteklassifizierter RC-Schotter verwertet werden.

Der restliche Bodenaushub wird im Sinne der ZTVA-StB 97 überwiegend einem inhomogenen Gemenge der Verdichtbarkeitsklassen V 2 (wechselnd bindige Sande ohne Verlehmung) und V 3 (Schluffe und verlehnte Sande) entsprechen.

Bodengemenge der Verdichtbarkeitsklassen V 2 und V 3 weisen generell eine erhöhte Wasser- und Frostempfindlichkeit auf und lassen sich grundsätzlich nur im max. erdfeuchten Zustand („optimaler Wassergehalt“ ist zu beachten) und bei trockener Witterung fachgerecht einbauen und verdichten.

Bei zu hohen Wassergehalten ist eine Überführung dieser Gemenge in einen einbau- und verdichtungsfähigen Zustand wahlweise mittels der Zugabe von

Kalk/Feinkalk oder von Kalk-Zement-Mischbindemitteln (z.B. DOROSOL C 50) möglich.

Während die Zugabe von Kalk/Feinkalk lediglich zu einer Reduzierung des Wassergehaltes beiträgt, führt eine Stabilisierung des Bodenmaterials mittels der Zugabe von Kalk-Zement-Mischbindemitteln gleichzeitig zu einer deutlichen Verbesserung der Eigensteifigkeit bzw. der Tragfähigkeitseigenschaften des Bodensubstrats.

Insbesondere bei einem Einbau von „lehmigen“ Böden der Verdichtbarkeitsklasse V 3 ist im Falle einer fachgerechten Verdichtung im max. erdfeuchten Zustand ohne zusätzliche Stabilisierungsmaßnahmen bei einer Überbauung der „Lehme“ mit Hochbauten sowie mit versiegelten Verkehrsflächen auch deren Langzeitkonsolidierung zu beachten. Soll diese unterbunden werden, empfiehlt sich im Zuge des Einbaus generell eine „Vermörtelung“ mittels Kalk-Zement-Bindemitteln (s.o.).

Unabhängig von der Eigensteifigkeit und einer ggf. zur Verbesserung der Tragfähigkeitseigenschaften durchgeführten „Vermörtelung“ des Bodensubstrates mittels Kalk-Zement-Mischbindemitteln sind im Falle der Verwertung des Bodenaushubs der Verdichtbarkeitsklassen V 2 und V 3 dessen geringe Wasserdurchlässigkeiten (betrifft wechselnd bindige Sande) bis hoch wasserstauende Eigenschaften (Schluffe mit deutlich erhöhtem Tonanteil, sprich die Auenlehme) zu beachten. Wird das Bodenmaterial mit Kalk-Zement-Mischbindemitteln „vermörtelt“, entstehen nahezu wasserundurchlässige „Sperrschichten“.

In Bereichen, in denen eine ausreichende Wasserdurchlässigkeit mit der Vermeidung des zeitweisen Einstaus von versickerndem Oberflächenwasser gefordert wird, sind die Aushubmenge der Verdichtbarkeitsklassen V 2 und V 3 von einem Einbau grundsätzlich auszuschließen.

Sollte im Zuge der Erdarbeiten auch in die überwiegend nichtbindigen bis leicht bindigen Terrassensande (dann max. „schwach schluffig“) eingeschnitten werden und werden diese Sandpartien fachgerecht vom restlichen Aushub separiert, stellen sie im Sinne der ZTV A-StB 97 Böden der Verdichtbarkeitsklasse V 1 und somit an für sich ein vergleichsweise günstiges Füll- und Bodenauftragsmaterial für künftige Hoch- und Tiefbaumaßnahmen dar.

Nur von einem Einbau in Bereichen, in denen für Einbaumenge ausreichende kapillarbrechende Eigenschaften, eine generelle Frostsicherheit und auch eine gute Wasserdurchlässigkeit gefordert werden, ist die Einbaumöglichkeit dieser Sandpartien eingeschränkt.

Trotz der Einstufung in die Verdichtbarkeitsklasse V 2, sollten die max. schwach schluffigen Terrassensandpartien infolge der eingeschränkten kapillarbrechenden

Eigenschaften ebenfalls möglichst nur in erdfeuchten Zustand eingebaut und verdichtet werden.

Eine Beurteilung der Verwertungsmöglichkeiten der Abtrags- / Aushubböden unter umweltrelevanten Gesichtspunkten auf Grundlage umwelttechnischer Laboruntersuchungen ist nicht Gegenstand dieses Baugrundgutachtens, soll aber noch im Nachgang nach vorheriger Abstimmung des endgültigen Untersuchungsumfangs mit dem Auftraggeber bzw. dessen Projektsteuerer an den zunächst bis max. 6 Monate nach Durchführung der örtlichen Baugrunduntersuchung rückgestellten Bodenproben erfolgen.

Die organoleptische Bewertung der entnommenen Bodenproben ergab weder geruchliche noch optische Hinweise auf deutliche Schadstoffbelastungen des Untergrundes mit einer daraus möglicherweise vorliegenden Gefährdung der relevanten Schutzgüter (z.B. Lebewesen, Grundwasser).

Allerdings ist zu beachten, dass die im Zuge der Erdarbeiten anfallenden anthropogenen Auffüllungen/Schüttungen mitunter auch Einschlüsse von „Fremdmaterial“, wie z.B. Bauschutt, enthalten, was durchaus einen technischen und wirtschaftlichen Mehraufwand bei der externen Verwertung im Sinne der derzeit geltenden Verordnungen / Regelwerke führen kann.

3.2 Tragfähigkeit des Untergrundes, Gründungsempfehlung, Mehraushub, Bodenaustausch

In Abgleich mit den Schichtenprofilen und Rammdiagrammen der Anlage 2 verläuft das in Kapitel 1 kalkulierte Gründungsniveau (Fundament oder Plattenunterkante) meist im Niveau anthropogener Auffüllungen / Umlagerungsböden von vielfach nur lockerer Lagerung und/oder weich- bis steifer Konsistenz, teilweise im Niveau „gewachsener“ Auenlehme von ebenfalls nur weich- bis steifer Konsistenz und nur ggf. örtlich (betrifft dann ggf. erforderliche Frostschrägen) im Niveau holozäner und oder pleistozäner Sande von mitteldichter Lagerung mit dann aber teilweise erhöhten bindigen Anteilen und einer demzufolge vorhandenen Empfindlichkeit gegenüber Wasserzutritt (Verschlammungsgefahr) sowie einer Strukturempfindlichkeit gegenüber dynamischen Lasteinträgen.

Den tragfähigen Baugrund für eine konventionelle Flach- oder Flächengründung des anvisierten Neubaus / Erweiterungsbaus bilden im Planraum die angetroffenen Sande des Holozän und Pleistozän, während die anthropogenen Auffüllungen / Umlagerungsböden samt des örtlich erfassten Auenlehms als „solider“ Baugrund nicht geeignet sind.

Empfohlen wird eine Flächengründung über eine bewehrte Stahlbetonsohle einheitlicher Stärke in elastischer Bettung auf einem darunter in einer Mindeststärke

von 30 cm hergestellten Schotterpolster guter Wasserdurchlässigkeit (z.B. güteklassifizierter HKS 5/45 oder HKS 0/45 mit dann bindigen Anteilen von < 5 Gew.-%, einer generell fehlenden Ton-Fraktion und einer stetig steigenden Körnungslinie). Bei örtlich tieferreichenden Auffüllungen ist das Schotterpolster entsprechend zu verstärken.

Bei Bedarf erforderliche schmale Frostschrünzen könnten dann als unbewehrte Magerbetonstreifen ausgeführt und wahlweise direkt im „gewachsenen“ Sand oder noch im Schotterpolster abgesetzt werden.

Für den Fall, dass der nördliche Gebäudeabschnitt nicht sofort eine massive Stahlbetonsohle erhält, sondern zunächst nur mit Pflastersteinen versiegelt werden soll (aus gutachterlicher Sicht wird hiervon bei den hydrogeologischen Gegebenheiten allerdings abgeraten), müsste im Auflager der Pflastersteine ein auf 0,5 m verstärktes Schotterpolster berücksichtigt werden.

Sollte die Rückbauebene ggf. tiefer in den Untergrund einbindender, dann umzuverlegender Grundleitungen / Entwässerungsleitungen im max. erdfeuchten (bei Bedarf im Vakuumverfahren zuvor entwässert; s. Ausführungen in Kapitel 3.4) Sandboden und der konstruktiven Unterkante des flächigen Schotterpolsters verlaufen, könnte der zusätzliche Niveaueausgleich bis UK-Schotter mit nichtbindigen, zugleich raumbeständigen Sanden erfolgen, welche dann in Lagen von max. 0,3 m einzubauen und je Lage mittels adäquater Flächenrüttler auf 100 % der einfachen Proctordichte zu verdichten wären.

Bei Verdichtungsarbeiten ist unbedingt darauf zu achten, dass keine dynamischen Lasten in den „gewachsenen“, z.T. dann strukturempfindlichen Baugrund eingeleitet werden.

Nur für den Fall, dass vorhandene Grundleitungen noch tiefer als die neue Sohle des Sockelgeschosses im Untergrund verlaufen und auch künftig in dieser Position / Lage erhalten werden sollen, würde – zumindest theoretisch – die Möglichkeit bestehen, die Sohle als „Decke“ zu konzipieren und auf in den Untergrund im Rammverfahren eingebrachten Stahlrohrpfählen „aufzuständern“.

Auf Grundlage von Archivunterlagen umliegend in der Vergangenheit durchgeführter Baugrunduntersuchungen müssten die Stahlrohrpfähle dann bis in den „Verwitterungshorizont“ des kreidezeitlichen „Grundgebirges“ gerammt werden, welcher im Planraum etwa ab einer Tiefe von rd. 9 m unter aktueller Geländeoberkante erwartet wird.

3.3 Belastung des Untergrundes, Setzungsverhalten

Bei der statischen Bemessung einer **Flächengründung** über eine bewehrte Bodenplatte mit elastischer Bettung auf einem darunter hergestellten Bodenaustauschpolster bzw. tragfähigen Baugrund nach dem **Bettungsmodulverfahren**, empfiehlt sich bei vorab seitens des Unterzeichners in Größenordnungen von $\leq 125 \text{ kN/m}$ kalkulierten charakteristischen Linienlasten tragender Wandscheiben der Ansatz eines einheitlichen **statischen Bettungsmoduls** $k_s = 15 \text{ MN/m}^3$.

Die rechnerischen Setzungen liegen bei kalkulierten „mittleren“ Gebäudelasten von max. $\sigma = 40$ bis 50 kN/m^2 (für den 2-geschossigen Neubauabschnitt) und den o.a., dann maximal kalkulierten charakteristischen Linienlasten der tragenden Hochbaukonstruktion für eine repräsentatives Baugrundprofil in Größenordnungen von $s \leq 0,8 \text{ cm}$, die durch verbleibende natürliche Baugrundinhomogenitäten erwarteten Setzungsdifferenzen in Größenordnungen von $\Delta s \leq 0,5 \text{ cm}$ auf einer Entfernung von $\geq 10 \text{ m}$ und somit in einer üblicherweise problemlos zu tolerierenden Größenordnung.

Die im Zuge der erdstatischen Berechnungen ermittelten Setzungsbeträge / Verformungen und der darauf begründete Bettungsmodul basieren auf den in Unterkapitel 2.3 angeführten charakteristischen Bodenkenngrößen des aufgeschlossenen Baugrundes.

Für das unter der Stahlbetonsohle herzustellende Schotterpolster und einen ggf. darunter noch vorzunehmenden Niveaue Ausgleich im Bereich rückgebauter, dann tiefer in den Untergrund einbindender Grundleitungen werden die nachfolgenden charakteristischen Bodenkenngrößen in Ansatz gebracht:

HKS 5/45, 0/45 oder vergleichbar

Feuchtraumgewicht γ_k	:	19,5	kN/m^3	
Wichte unter Auftrieb γ'_k	:	11,5	kN/m^3	
Kohäsion c'_k	:	0	kN/m^2	
Reibungswinkel φ'_k	:	37,5	°	
Steifemodul $E_{s,k}$:	80	MN/m^2	(verdichtet auf 98-100 % Proctor)

weitestgehend nichtbindiger und zugleich raumbeständiger Füllsand

Feuchtraumgewicht γ_k	:	18,5	kN/m^3	
Wichte unter Auftrieb γ'_k	:	10,5	kN/m^3	
Kohäsion c'_k	:	0	kN/m^2	
Reibungswinkel φ'_k	:	35	°	
Steifemodul $E_{s,k}$:	40	MN/m^2	(verdichtet auf 98-100 % Proctor)

Sollte zur Überbrückung ggf. weiterhin im Untergrund belassener Grundleitungen größerer Erdeinbindung alternativ zur Flächengründung eine **Tiefgründung** des Neubaus / Erweiterungsbaus über in den Untergrund **gerammte Stahlrohrpfähle kleineren Schaftdurchmessers** anvisiert werden, können hier für statische Vorbemessungen bei einer ausreichenden Einbindung der Pfähle bis auf den festen Kreidemergel anhand von Erfahrungswerten aus anderen Neubaumaßnahmen charakteristische Pfahlbelastungen in Größenordnungen bis rd. 300 kN in Ansatz gebracht werden.

3.4 Bauzeitliche Wasserhaltungsmaßnahmen, Schutz der erdberührten Bauteile vor Vernässungsschäden

Sollte im Zuge der Erdarbeiten unter den dann herrschenden Grundwasserspiegel eingeschnitten werden, müsste der Untergrund vor dem Hintergrund der bei Wassersättigung im Anschnitt fließfähigen und zudem bei höheren natürlichen Wassergehalten (dann feucht bis wassergesättigt) teilweise hoch strukturempfindlichen Sande des Holozän und Pleistozän im Vorfeld des Aushubs fachgerecht in geschlossener Wasserhaltung im Vakuumverfahren vorentwässert werden.

Infolge der zur Tiefe in „reduziertem“ Abstand anstehenden Terrassenschluffe reduzierter Wasserdurchlässigkeit wäre dann statt des Einsatzes herkömmlicher Kleinfilteranlagen mit üblichen Filterlanzen auf den Einsatz modifizierter Kleinfiler-**Bohr-Brunnen** mit Kies- oder Grobsandummantelung zu achten, welche eine Entwässerung des Baugrundes über die gesamte Filterstrecke ermöglichen.

Auch wäre die geschlossene Wasserhaltung / Grundwasserabsenkung seitens des ausführenden Tiefbauunternehmens dann so zu konzipieren, dass nur die Terrassensande mit ihrer „reduzierten“ Schichtstärke und nicht die zur Tiefe hin folgenden Schluffe entwässert werden.

Bei Erdarbeiten oberhalb des die meiste Zeit des Jahres vermutlich unter dem flächigen Aushubniveau gelegenen Porengrundwasserspiegels ist bauzeitlich neben dem anfallenden Oberflächenwasser / Niederschlagswasser das temporär auf Höhe der anthropogenen Auffüllungen und Umlagerungsböden zu Schichtenwasserkörpern aufgestaute Sickerwasser in offener Wasserhaltung abzuführen, wobei der flächige Unterbau aus dem gröberkörnigen Schottermaterial die Funktion eines bauzeitlichen Schotterflächenfilters übernimmt, der dann mittels eines provisorisch eingerichteten Pumpensumpfes und bei Bedarf unter dem Schotter in filterstabilem Schüttgut verlegter Drainagen trocken gehalten werden kann.

Bzgl. der Isolierung / Konzipierung der erdberührten Bauteile gegen mögliche Feuchte- bzw. Vernässungsschäden sind seitens der planenden Architekten / Bauingenieure die Vorgaben der DIN 18 533-1 zu berücksichtigen.

Dieses Regelwerk setzt im Falle einer ausschließlich gegen Erdfeuchtigkeit bzw. gegen nichtdrückendes ausgelegter Bauteile bis mindestens 0,5 m unterhalb der untersten Abdichtungsebene einen gut wasserdurchlässigen (Durchlässigkeitsbeiwert $k_f \geq 1 \times 10^{-4}$ m/s), gleichzeitig dauerhaft „wasserfreien“ Baugrund voraus.

Diese Forderungen können im Planraum bei den in Kapitel 2.2.2 dargelegten hydrogeologischen Gegebenheiten nur mit Hilfe des Einbaus eines kapillARBRECHEN- den Sohlenunterbaus bei gleichzeitig dauerhafter Trockenhaltung des Unterbaus mittels einer permanent an eine dauerhaft funktionierende Vorflut angeschlossenen Dränage eingehalten werden.

Aus gutachterlicher Sicht, wird demzufolge empfohlen, die erdberührten Bauteile des Sockelgeschosses grundsätzlich in wasserundurchlässigem Beton mit druckwasserdichter Haltung von Fugen und Leitungsdurchlässen zu konzipieren und zumindest die Sohle für einen möglicherweise länger einwirkenden Wasserdruck auszulegen, während die erdberührten Wandscheiben möglicherweise noch mittels einer Drainage gegen den Lastfall „zeitweise aufgestaute Sickerwässer“ gesichert werden können. Ohne Drainage müssten gemäß der DIN 18 533-1 auch die erdberührten Wandscheiben für einen zumindest theoretisch denkbaren Wasserdruck ausgelegt werden.

Sollte der nördliche Bauabschnitt im Übergang zum 2-geschossigen Neubau- bzw. Erweiterungsbauabschnitt zunächst nur als gegenüber dem Umfeld „abgesenkte“ Pflasterfläche realisiert werden, müsste hier die dauerhafte Wahrung der Frostsicherheit und der Sicherheit gegenüber möglichem Wassereinstau mittels eines permanent funktionierenden Drainagesystems gewährleistet werden.

3.5 Baugruben-, Graben- und Bestandssicherung, Verfüllung von Arbeitsräumen

Durch Baustellenpersonal begangene Abgrabungen bzw. Baugruben- und Grabenwände mit einer Höhe von mehr als 1,25 m können auf Höhe der anthropogenen Auffüllungen, der vielfach minder konsistenten Auenlehme und der kohäsionslosen bis minder kohäsiven Sande des Holozän und Pleistozän – eine bei Bedarf fachgerechte Entwässerung der Grundwasser führenden Baugrundpartien vorausgesetzt – entsprechend der Vorgaben der DIN 4124 bis max. 45 ° abgebösch werden.

Der angeführte Böschungswinkel gilt dabei für max. 5 m hohe / tiefe Baugrubenwände / Abgrabungen ohne zusätzliche Einträge aus angrenzenden Verkehrs- und Stapellasten (hier auch Baukran) sowie von Lasten angrenzender Bebauung, sprich unter Wahrung eines lastenfreien Streifens ausreichender Breite.

Kann der o.a. Böschungswinkel örtlich nicht umgesetzt werden, sind die Baugru-

ben- bzw. Abgrabungswände mittels eines statisch nachgewiesenen Träger-Verbaus zu sichern, wobei dann eine Umsetzung mit Stahlplattenverzug präferiert wird. Die Stahlplatten bieten gegenüber einem üblichen Holzverzug den Vorteil, dass diese dem Aushub vorausseilend in den Untergrund gedrückt werden können und gerade im Niveau wasserführender Sande die Möglichkeit eines Ausfließens von Bodenmaterial weitestgehend unterbunden wird.

Tiefere Leitungs- und Kanalgräben können alternativ zu einer Abböschung auch im Schutz endgesteifter Großtafelelemente („Krings-Verbau“) ausgehoben und wiederverfüllt werden.

Im Übergang zum angrenzenden Gebäudebestand sind die Erd- und Gründungsarbeiten generell unter Beachtung der DIN 4123 umzusetzen. Dies gilt dann in erster Linie hinsichtlich der zulässigen Abgrabungsgrenzen im Anschluss zu Nachbarfundamenten zwecks Wahrung deren bauzeitlicher Grundbruchsicherheit und im Falle ggf. tiefer in den Baugrund reichender Fundamente der Nachbarbebauung auch hinsichtlich einer dann randlichen Betonunterfütterung der neuen Stahlbetonsohle bis auf das tiefere Gründungsniveau des angrenzenden Gebäudebestandes.

Werden Unterfangungsarbeiten / Nachgründungen am angrenzenden Gebäudebestand erforderlich, ist die Planung zur Dimensionierung eines ggf. geplanten händischen Unterfangungskörpers und der bautechnischen Vorgehensweise in enger Abstimmung mit dem Baugrundsachverständigen vorzunehmen. U. U. ist zusätzlich zu der abschnittswisen händischen Herstellung eines massiven Unterfangungskörpers mit einem kalkulierten Absetzniveau im weitestgehend nichtbindigen Terrassensand zur Reduzierung der erwarteten Zusatzsetzungen / Mitnahmesetzungen eine zusätzliche Sicherung des Bestandsfundamentes mittels Presspfählen (z.B. ERKA-Pfahl) anzustreben.

Für die Verfüllung der Arbeitsräume wird insbesondere unter den später versiegelten Hausanschlussflächen sowie der Gebäudesohle und auch oberhalb ggf. konzipierter Drainagen gegen möglichen Einstau verzögert versickernder Oberflächenwässer grundsätzlich nichtbindiges, raumbeständiges und gleichzeitig verdichtungsfähiges Lockergesteinsmaterial im Sinne der DIN 1054 (z.B. Füllsand mit bindigen Anteilen < 5 Gew.-% bei gleichzeitig generell fehlender Ton-Fraktion) empfohlen.

Das letztendlich gewählte Einbaumaterial ist in einzelnen Lagen (Lagenstärke ca. 0,3 m) einzubauen und zur Vermeidung von späteren Nachsackungen mittels Stampfern oder Flächenrüttlern auf 98-100 % der einfachen Proctordichte zu verdichten. Der oberste Bereich (bis rd. 1 m unter GOK) unter später versiegelten Freiflächen sollte generell auf ≥ 100 % der einfachen Proctordichte verdichtet werden. Ferner sind zuoberst dann auch ausreichend dimensionierte Trag- und Frostschutzschichten zu berücksichtigen.

4. Weitere Hinweise

Gemäß der DIN 4149 (neu) liegt der Planraum außerhalb der Erdbebenzonen der Bundesrepublik Deutschland und deren geologischen Untergrundklassen. Der Lastfall Erdbeben kann bei der statischen Bemessung der Hochbaukonstruktion somit vernachlässigt werden.

Auch besondere Auflagen für die statische Konzipierung des Tragwerks aufgrund der im Raum Ahlen vormaligen bergbaulichen Tätigkeiten sind dem Unterzeichner gegenwärtig nicht bekannt.

Zu Beginn der Erd- und Gründungsarbeiten kann der Baugrundsachverständige bei Bedarf mit einem ergänzenden Baustellentermin beauftragt werden.

Im Zuge dieser Baustellenbegehung werden die bautechnischen Empfehlungen des Gutachtens in Abstimmung mit den ausführenden Bauunternehmen und den Fachingenieuren (hier auch Statiker) – den örtlichen Gegebenheiten und der endgültigen Ausführungsplanung entsprechend – weiter präzisiert und die bautechnische Umsetzung gemeinsam mit den Beteiligten endgültig festgelegt.

Sollten im Rahmen der Erdarbeiten ggf. örtlich von den Ergebnissen der Baugrunduntersuchung abweichende Untergrundverhältnisse angetroffen werden, ist das Gutachterbüro auf jeden Fall mit einem Baustellentermin zu beauftragen.

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

Gleiches gilt auch für den Fall einer Umplanung der Gebäudekubatur sowie der zunächst angenommenen Planhöhen / Gründungssohlen.

Bei deutlichen Planänderungen ist ein Nachtrag zum Baugrundgutachten erforderlich.



Gey & John GbR
Beratende Ingenieurgeologen
48157 Münster · An der Kleinhannbrücke 13
Tel.: 02 51 / 32 79 09 · Fax: 02 51 / 32 79 28
Dipl.- Geol. I. John