

Ratzeburger Ruderclub e.V.
Dr.-Alfred-Block-Allee 5

23909 Ratzeburg

- Baugrund-, Umwelt und Altlastenerkundung
Aufschlussbohrungen
Feldversuche
- Meßtechnik
bodenmechanisches Labor
- Ingenieurleistungen
Baugrundbeurteilungen
geotechnische Berichte
- Qualitätssicherung Erdbau
Baugrubenberatung
Schlabnahmen
Verdichtungskontrollen

Lübeck, 22.12.2022

- P20222383 -

Neubau eines Vereinsgebäudes in Ratzeburg, B-Plan 3.33

23909 Ratzeburg, Dr.-Alfred-Block-Allee 5

Geotechnische Voruntersuchung, Erkundungsbericht

Anlage 1: Bodenprofile, Wassergehalte, Glühverluste und Lageskizze der Untersuchungspunkte

Anlage 2: Überschlägige Geländebruchberechnung

Anlage 3: Kalkgehalte

1. Veranlassung und verwendete Unterlagen

Das Geotechnische Prüflabor Michael Kurt, Lübeck, wurde beauftragt, für o. g. Bauvorhaben eine geotechnische Voruntersuchung durchzuführen und hierzu einen Erkundungsbericht mit Gründungsempfehlung für das geplante Vereinsgebäude zu erstellen.

Für die Bearbeitung standen folgende Unterlagen zur Verfügung:

- Satzung der Stadt Ratzeburg über die 1. Änderung des Bebauungsplanes Nr. 33 „Ruderclub“, Stadt Ratzeburg 22.05.2022, Planbearbeitung durch PROKOM Stadtplaner und Ingenieure GmbH,
- Grundrisse EG und OG, M 1:100, streich grage architekten, ohne Datum,
- Geologische Übersichtskarte von Schleswig-Holstein, M 1:250000, Landesamt für Landwirtschaft, Umwelt und ländliche Räume Schleswig-Holstein 2012,
- Geologische Karte von Preußen und benachbarten Bundesstaaten – Blatt Ratzeburg, M 1:25000, hrsg. v. d. Königlich Preußischen Geologischen Landesanstalt, Berlin 1907,
- Erläuterungen zur Geologischen Karte von Preußen und benachbarten Bundesstaaten – Blatt Ratzeburg, hrsg. v. d. Königlich Preußischen Geologischen Landesanstalt, Berlin 1907.

2. Baumaßnahme und Baufläche

Der Projektstandort befindet sich in der Dr.-Alfred-Block-Allee 5 in 23909 Ratzeburg (B-Plan Nr. 3.33; Flurstück 4/6).

Der Ratzeburger Ruderclub e.V. beabsichtigt den Neubau seines Vereinsgebäude als Ersatzneubau für das vorhandene Vereinsgebäude. Das Vereinsgebäude wird mit einer rechteckförmigen Grundfläche von ca. 42,5 m × 24,5 m geplant. Ein im südwestlichen Gebäudeteil angeordneter Kraft- und Ergoraum (Grundfläche ca. 17,9 m × 8,2 m) ist im vorliegenden Grundriss versetzt angeordnet.

Das Vereinsgebäude soll nicht unterkellert werden. Es soll in mehreren Bauabschnitten errichtet werden, um eine vollständige Unterbrechung des Vereinsgeschehens während der Bauphase möglichst zu vermeiden.

Die Geländeoberkante (GOK) liegt anhand der eingemessenen Ansatzhöhen der Untersuchungspunkte zwischen -0,40 m über HBP und +0,13 m über HBP (Höhenbezugspunkt: Oberkante Fertigfußboden im Eingangsbereich des bestehenden Vereinsgebäudes ±0,00 m).

Innerhalb des Untersuchungsgebietes stehen nach der Geologischen Übersichtskarte GÜK 250 die glazifluvialen Ablagerungen der Weichsel-Kaltzeit an (Sand, untergeordnet Kies).

Nach der geologischen Karte von 1907 stehen humose Sande mit Moorerdenestern an (siehe Abbildung 1).

In den Erläuterungen zur geologischen Karte von 1907 heißt es auf Seite 42: „Westlich von der Stadt Ratzeburg am Nordende des KÜchensees wird der hier sehr flache Seegrund von einer 3,5 — 4,5 m mächtigen Ablagerung ziemlich reiner Seekreide gebildet, die auf mächtigen Tonmergeln liegt.“



Abbildung 1: Ausschnitte aus der Geologischen Karte von 1907. Der Projektstandort ist rot markiert. Ohne Maßstab.

3. Durchgeführte Baugrundaufschlussarbeiten und Laboruntersuchungen

Zur Erkundung des Baugrundes wurden am 06.12.2022 vier Aufschlussbohrungen im Kleinrammbohrverfahren bis in Tiefen zwischen 6,0 m und maximal 16,2 m unter Ansatzhöhe niedergebracht.

Die Untersuchungspunkte sind nach Lage und Höhe eingemessen worden. Die Lage der Untersuchungspunkte und des Höhenbezugspunktes sowie die Bohrprofile sind in Anlage 1 zeichnerisch dargestellt.

Im geomechanischen Labor wurde an 18 Einzelproben der plastischen Böden der natürliche Wassergehalt nach DIN EN ISO 17892-1 bestimmt. Es wurde an acht Einzelproben der Glühverlust nach DIN 18128 ermittelt. Außerdem wurde an vier Einzelproben der Schluffmudde – einfach – der Kalkgehalt in Anlehnung an DIN 18129 bestimmt. Die Wassergehalte und die Glühverluste sind links neben den Bohrprofilen in Anlage 1 aufgetragen, die Kalkgehalte sind in Anlage 3 enthalten.

4. Ergebnisse der Baugrunderkundung

Nach den vorliegenden Ergebnissen der Baugrunderkundung weist der Untergrund vereinfacht nachfolgenden Schichtenaufbau auf:

- **Humoser Oberboden**
- **Künstliche Auffüllungen**
- **Sande**
- **Organische Weichschichten**

4.1 Humoser Oberboden

In den Bohrungen BS 1, BS 2 und BS 3 wurde in Geländeoberkante humoser Oberboden bis in maximal ca. 0,6 m Tiefe angetroffen. Es handelt sich um sandigen Oberboden.

Oberboden ist im Sinne der DIN 18915 „Bodenarbeiten“ getrennt von anderen Bodenarten auszuheben, sachgerecht zwischenzulagern und einer Wiederverwendung als Oberboden zuzuführen.

4.2 Künstliche Auffüllungen

In allen Bohrungen BS 1 bis BS 4 wurden unterhalb des humosen Oberbodens bzw. in GOK künstliche Auffüllungen bis in maximal ca. 1,4 m Tiefe angetroffen. Es handelt sich um inhomogene Sand-Schluff-Gemische bzw. Schluff-Sand-Gemische, abschnittsweise schwach humos, schwach kiesig / kiesig, mit eingelagerten Pflanzenresten und Ziegelresten. Die künstlichen Auffüllungen dürften zur Geländeprofilierung und zur Oberflächenbefestigung der Außenanlage vor Ort gekommen sein.

4.3 Sande

In allen Bohrungen BS 1 bis BS 4 wurden natürlich gewachsene Sande in unterschiedlichen Zusammensetzungen angetroffen (siehe Anlage 1).

Die Sande können in zwei Bereiche unterschieden werden: einen oberen Bereich (im Folgenden: obere Sande) bis maximal ca. 6,8 m unter GOK, und einen unteren Bereich (im Folgenden: untere Sande) unterhalb der organischen Weichschichten, deren Schichtuntergrenze stark Richtung Küchensee fällt von ca. 8,4 m (Bohrung BS 4) zu ca. 15,4 m (Bohrung BS 1) unter GOK.

Die oberen Sande bestehen nach Bodenansprache vorwiegend aus Fein- und Mittelsanden, abschnittsweise (z. B. Bohrung BS 1 / 2,0 m – 3,4 m) aus schwach feinsandigen Mittel- und Grobsanden. Die oberen Sande sind abschnittsweise schwach schluffig / schluffig / stark schluffig. In Bohrung BS 4 wurden keine Sande oberhalb der organischen Weichschichten angetroffen. Es wurden in den oberen Sanden abschnittsweise in die Matrix eingelagerte organische Nebenanteile, Schalentierreste und vereinzelt auch Mineralkörner in Kies Korngröße angetroffen. In weiten Bereichen wurden in die oberen Sande zwischengelagerte Torfstreifen erbohrt. Es handelt sich bei den oberen Sanden um ein ufernahes limnisches Sediment, das als Seesand (teilweise im Übergang zur Sandmudde) bezeichnet werden kann. Es wird hierfür anhand des Bohrfortschrittes von einer höchstens lockeren Lagerungsdichte ausgegangen. Die – kompressiblen – zwischengelagerten Torfstreifen können in den geomechanischen Rechenwerte für erste Betrachtungen auf Basis der Ergebnisse der geotechnischen Voruntersuchung zunächst nicht bzw. nur stark vereinfacht abgebildet werden: anisotrope Eigenschaften werden vernachlässigt, insgesamt wird eine geringere Steifigkeit als von reinen Sanden (in lockerer Lagerungsdichte) angenommen, das Scherverhalten wird durch einen effektiven Reibungswinkel beschrieben.

Die unteren Sande wurden als schwach schluffiger Fein- und Mittelsand mit Muddestreifen (Bohrung BS 1), als schluffiger, mittelsandiger, schwach grobsandiger Feinsand (Bohrung BS 3) und als schwach schluffiger, schwach kiesiger Fein- bis Grobsand (Bohrung BS 4) angesprochen. Auch in den unteren Sanden wurden abschnittsweise in die Matrix eingelagerte Schalentierreste angetroffen (→ Seesand). Es wird anhand des Bohrfortschrittes von einer mitteldichten Lagerungsdichte der unteren Sande ausgegangen. Die Schichtuntergrenze wurde nicht erbohrt.

4.4 Organische Weichschichten

Aufgrund ihrer ungünstigen geomechanischen Eigenschaften (geringe Scherfestigkeit, hohe Kompressibilität, Schrumpfeempfindlichkeit, Zersetzungsprozesse) werden für den vorliegenden Bericht die in den Bohrungen angetroffenen organischen, plastischen Böden – Mudden – unter dem üblichen Oberbegriff „organische Weichschichten“ zusammengefasst.

Nachstehend werden die drei Arten Mudde beschrieben, die anhand ihrer Zusammensetzung und Farbe unterschieden werden konnten. Mudden sind „*unter Wasser abgesetzte (sedimentäre) Schlamme aus Pflanzenresten, Kot und Mikroorganismen, oft von Sand, Ton und Kalk durchsetzt, blauschwarz oder grünlich bis gelbbraun, gelegentlich dunkelgraubraun bis blauschwarz, federnd, weichschwammig*“ (siehe DIN 18196, Tabelle 4).

Es wurde in den Bohrungen BS 1, BS 2 und BS 4 bis in Tiefen zwischen ca. 1,2 m und 2,1 m unter GOK eine oberflächennahe **Silikatmudde** in ca. 0,4 m bis 0,9 m Mächtigkeit erbohrt. Die Silikatmudde steht in den Bohrungen BS 1 und BS 2 oberhalb der oberen Sande an, in Bohrung BS 4 als oberste organische Weichschicht – die oberen Sande wurden dort nicht angetroffen. Die Silikatmudde wurde als schwach toniger, schwach feinsandiger / feinsandiger, organischer Schluff in weicher Konsistenz angesprochen. In Bohrung BS 4 wurden zwischengelagerte Torfstreifen erbohrt. Im geomechanischen Labor wurden natürliche Wassergehalte zwischen 34,6 M.-% und 67,8 M.-% ermittelt, und Glühverluste zwischen 5,8 M.-% und 7,7 M.-%. Wegen der Glühverluste nahe der unteren Grenze für eine Beschreibung als Mudde wird neben der Bodengruppe F nach DIN 18196 zusätzlich die Bodengruppe OU (organogener Schluff) angegeben.

Unterhalb der oberen Sande (Bohrungen BS 1, BS 2 und BS 3) bzw. unterhalb der oberflächennahen Silikatmudde (Bohrung BS 4) wurde **Torf mudde** in Mächtigkeiten zwischen ca. 1,1 m und 2,7 m erbohrt. Nach Bodenansprache handelt es sich um einen (schwach tonigen) schwach feinsandigen / feinsandigen, organischen Schluff in weichbreiiger Konsistenz mit vielen zwischengelagerten Torfstreifen, die wegen ihrer dichten Folge die geomechanischen Eigenschaften wesentlich bestimmen und daher zur Bezeichnung Torfmudde führen. Auch wurden abschnittsweise in die Torfmudde zwischengelagerte nasse Sandstreifen erbohrt. Im geomechanischen Labor wurden natürliche Wassergehalte zwischen 72,0 M.-% und 217,7 M.-% ermittelt, und Glühverluste von 15,0 M.-% und 54,0 M.-%, wobei die jeweils niedrigeren Werte für eine in Bohrung BS 2 gewonnene Einzelprobe ermittelt wurden und in der Betrachtung des Gesamtbildes eher zu vernachlässigen sind.

In den Bohrungen BS 1, BS 3 und BS 4 wurde unterhalb der Torfmudde und oberhalb der liegenden unteren Sande eine **Schluffmudde** in Mächtigkeiten zwischen ca. 0,7 m und 6,9 m erbohrt, wobei die Schichtuntergrenze stärker zum Kuchensee fällt als die Schichtobergrenze. Es erfolgte eine Bodenansprache als toniger, schwach organischer bzw. organischer, abschnittsweise feinsandiger Schluff in weichbreiiger Konsistenz. Es wurden abschnittsweise eingelagerte Schalentierreste und zwischengelagerte Torfstreifen erbohrt, wobei die Torfstreifen eine wesentlich geringere Folge als in der Torfmudde aufweisen. Bei der Bodenansprache fiel die Weichschwammigkeit besonders auf. Im geomechanischen Labor wurden natürliche Wassergehalte zwischen 72,6 M.-% und 138,2 M.-% ermittelt, und Glühverluste zwischen 5,0 M.-% und 41,1 M.-%. Wegen des



Abbildung 2: Schluffmudde, frisch. Fotografie durch das Objektiv des Mikroskops.

Schichtverlaufes (→ vorgegebene Gleitfläche) und wegen des Hinweises in den Erläuterungen zur geologischen Karte von 1907 (Seekreide?) wurde die Schluffmudde näher untersucht. Unter dem Mikroskop war an einer frischen Probe erkennbar, dass in eine helle Matrix mehr oder weniger regelmäßig dunkle, meist pflanzliche Reste eingelagert sind (siehe Abbildung 2). Für das bloße Auge war die Probe grau. Ferner wurden im geomechanischen Labor Kalkgehalte nach SCHEIBLER zwischen 7,0 M.-% und 26,5 M.-% bestimmt (siehe Anlage 3), deutlich niedriger als für eine Seekreide oder auch eine Kalkmudde zu erwarten. Wahrscheinlich handelt es sich um eine Diatomeenmudde.

Insgesamt sind die organischen Weichschichten für einen planmäßigen Abtrag von Bauwerkslasten eher nicht geeignet. Es sind unterkonsolidierte Konsolidierungsverhältnisse anzunehmen, eine Konsolidierung durch zusätzliche Bauwerkslasten dürfte unter undrännierten bzw. teildrännierten Bedingungen stattfinden. Durch Zersetzungs- und Kriechprozesse sind weitere, rechnerisch in ihrer Größe und in ihrem zeitlichen Verlauf schwer abzubildende Setzungen zu erwarten. Weitere Überlegungen zum Einfluss der organischen Weichschichten auf das geplante Vereinsgebäude bzw. auf dessen Gründung folgen in Abschnitt 8.

5. Grundwasser

Nach Abschluss der Bohrarbeiten wurde in den Bohrungen Grundwasser in Tiefen zwischen 0,5 m (Bohrung BS 1) und 1,18 m (Bohrung BS 4) unter Ansatzhöhe gemessen (Stichtagsmessung, keine Ruhewasserstände). Es handelt sich um das Porenwasser in den Sanden bzw. um Grundwasser im oberen Grundwasserleiter. Der Wasserstand des Kitchenses wurde am 06.12.2022 eingemessen und ist in Anlage 1 höhengerecht dargestellt.

Zum natürlichen Grundwasserschwankungsbereich und zu den Grundwasserdruckverhältnissen unterhalb der gering wasserdurchlässigen organischen Weichschichten kann lediglich auf Basis von nicht verrohrten Bohrungen keine verlässliche Aussage getroffen werden.

Es ist in Folge von Niederschlägen und erhöhten Wasserständen des Kitchenses mit einem temporären Anstieg des Grundwassers bzw. der Grundwasserdruckhöhe zu rechnen.

Amtliche Grundwassermessstellen aus der mittelbaren Umgebung der Baumaßnahme sind dem Unterzeichner nicht bekannt.

Der Bemessungswasserstand wird in GOK bzw. ungünstig in Fundamentunterkante festgelegt.

Aus einer Abfrage der amtlichen Hochwassergefahrenkarte geht nicht hervor, dass die Baufläche direkt von einem Hochwasserereignis betroffen würde (Abfrage am 20.12.2022 unter der URL: <http://zebis.landsh.de/>).

Oberflächenwasser, etwa in Folge von Starkregenereignissen, ist nicht Gegenstand dieses Berichtes.

6. Bodenklassifikationen und bodenmechanische Kennwerte

Anhand der Ergebnisse der geotechnischen Voruntersuchung wird der Baugrund in nachstehender Tabelle 1 klassifiziert und durch vorläufige geomechanische Kennwerte (charakteristische Rechenwerte) beschrieben, die unter Berücksichtigung der Laborergebnisse auf Erfahrungswerten in Anlehnung an einschlägige Tabellen- und Literaturwerte beruhen. Relevante geomechanische Kennwerte sind im Rahmen einer geotechnischen Hauptuntersuchung durch geeignete Verfahren zu prüfen bzw. zu präzisieren.

Tabelle 1: relevante geomechanische Kennwerte (charakteristische Rechenwerte)

Bezeichnung / Bodengruppe DIN 18196	Bodenklasse DIN 18300 [†]	Frostempfindlichkeit nach ZTV E-StB 17	Scherfestigkeit		Raumgewicht		Steifemodul E_s [MN/m ²]
			φ' [°]	c' [kN/m ²]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	
Humoser Oberboden / OH	1	–	27,5	0,0	17,0	9,0	≥ 5,0
Sand-Schluff-Gemische / [SU], [SU*]	3, 4	F3	27,5	0,0	17,0	9,5	≥10,0
Schluff-Sand-Gemische / [SU*], [TL], [OU]	3, 4	F3	$\varphi_{\text{eff}} = 25,0$	–	17,5	9,0	<10,0
Sande, locker / SU, SU*, OH	3, 4	F3	$\varphi_{\text{eff}} = 28,5$	–	16,0	8,5	20,0
Sande, mitteldicht / SU, SU*	4	F2, F3	32,5	0,0	17,0	9,5	30,0
Silikatmudde, weich / F, OU	3	F3	22,5	10,0	15,0	5,0	2,0
Torfmuudde, weich–breiig / F	2	F3	17,5	$\begin{matrix} 7,5 \\ c_u = 10,0 \end{matrix}$	11,5	1,5	1,0
Schluffmuudde, weich–breiig / F	2	F3	20,0	$\begin{matrix} 7,5 \\ c_u = 10,0 \end{matrix}$	13,5	3,5	1,5
Bodenaustauschmaterial / [SE], [SW], [SI]	3	F1	35,0	0,0	19,0	11,0	50,0

[†]dient als Orientierungshilfe, mit der Fassung August 2015 der DIN 18300 entfallen die bisherigen Klassifizierungen

7. Abfallrechtliche Voreinstufung

Die organoleptische / sensorische Ansprache der angetroffenen Böden war unauffällig. Umweltchemische Laboranalysen waren nicht beauftragt.

8. Gründungsempfehlung

Es ist an dieser Stelle festzuhalten, dass das geplante Bauvorhaben wegen der ungünstigen Baugrundverhältnisse (← organische Weichschichten in großer Mächtigkeit) in die Geotechnische Kategorie 3 nach DIN EN 1997-1, Abschnitt 2.1 einzustufen ist (siehe DIN 1054, Tabelle AA.1). Die nachstehend beschriebenen Empfehlungen zur Bauwerksgründung und die Dimensionierungshilfen sind vorläufig und müssen im Rahmen einer ergänzenden geotechnischen Hauptuntersuchung (hinführend zum geotechnischen Entwurfsbericht) neu bewertet werden. Insbesondere sind die geomechanischen Rechenwerte durch für die gewählte Gründungsart relevante, geeignete Methoden zu präzisieren – ein geotechnischer Entwurf lediglich auf Basis von Erfahrungswerten ist für die Geotechnische Kategorie 3 nicht zulässig.

Angaben zum Tragwerk, zu den zu erwartenden Lasten und zu den Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit des geplanten Vereinsgebäudes liegen dem Unterzeichner nicht vor. Es wird zunächst angenommen, dass die Unterkante der Sohlplatte / Gründungsplatte in ca. -0,5 m über HBP angeordnet wird.

Im vorliegenden Fall kommt für die Gründung des Vereinsgebäudes zunächst eine **Tiefengründung** mit Gründungspfählen (nach Eurocode 7, EA-Pfähle etc. sowie nach bauaufsichtlicher Zulassung des gewählten Pfahlsystems) in Betracht, z. B. mit verrohrten Ortbetonbohrpfählen oder Schneckenortbetonpfählen (SOB-Pfähle) nach DIN EN 1536. Ortbetonrammpfähle und Fertigrammpfähle nach DIN EN 12699 wären wegen der zu erwartenden Erschütterungen innerorts (in Nähe der Tankstelle) weniger geeignet.

In instabilen Böden (siehe DIN EN 1536, Abschnitt 8.2.5.4, Anmerkung 1: „... weiche bindige Böden mit einer typischen undrännierten Scherfestigkeit $c_u < 15$ kPa.“) kann es nötig sein, den frischen Beton in einem Teilbereich oder auf ganzer Pfahllänge durch verlorene Hülsen oder verbleibende Verrohrungen einzufassen. Bohrpfähle mit durchgehender Bohrschnecke (SOB-Pfähle) scheiden in instabilen Böden aus, wenn die Machbarkeit nicht vor Beginn der Bauausführung durch Probepfähle oder örtliche Erfahrungen nachgewiesen werden kann. Hülsen sind nach EA-Pfähle für SOB-Pfähle herstellungsbedingt ausgeschlossen. Hülsen sind für Fertigrammpfähle nicht erforderlich.

Die aufgehende Konstruktion folgt nach den Überlegungen des beauftragten Tragwerksplaners üblicherweise mit statisch bewehrten Stahlbetonunterzügen / Pfahlkopfbalken und freitragender Sohlplatte.

Als Pfahlfußebene kommen die unteren Sande bzw. die tragfähigen Schichten unterhalb der organischen Weichschichten in Betracht. Es wird empfohlen, die Mantelreibung in den organischen Weichschichten bei der Auslegung der Gründungspfähle als günstige Einwirkung rechnerisch zu vernachlässigen.

Für die Planung einer Tiefengründung wäre zunächst eine ergänzende Baugrunduntersuchung anzuordnen. Üblicherweise werden die Ergebnisse von Spitzendrucksondierungen

CPT-E nach DIN EN ISO 22476-1 für die Vorbemessung der Gründungselemente herangezogen. Als direkter Aufschluss wären tiefergehende Bohrungen (Bohrverfahren mit Außenverrohrung nach DIN EN ISO 22475-1; erforderliche Erkundungstiefen voraussichtlich > 20 m) denkbar, eventuell in Kombination mit Rammsondierungen mit der schweren Rammsonde DPH nach DIN EN ISO 22476-2. Die Entnahme von Grundwasserproben zur Beurteilung der Betonaggressivität nach DIN 4030 wäre vorzusehen.

Für die Dimensionierung des Pfahlsystems ist auf die EA-Pfähle hinzuweisen. Insbesondere sind an dieser Stelle die Abschnitte 4.4 „Negative Mantelreibung“ und 4.5 „Seitendruck“ zu nennen. Eine entsprechend detaillierte Lastermittlung ist spätestens im Rahmen des geotechnischen Entwurfsberichtes zu erarbeiten.

Geländeauffüllungen sind möglichst im Vorfeld der Gründungsarbeiten vorzunehmen, damit später keine zusätzlichen größeren seitlichen Einwirkungen auf die Gründungspfähle entstehen.

Die Baugrundverhältnisse sind durch den Unterzeichner im Zuge der Bauausführung der Tiefengründung zu bestätigen (→ ggf. Bodenansprache des Bohrgutes, Sichtung der vollständig vorzulegenden Bohr- bzw. Rammprotokolle).

Alternativ zur Tiefengründung ist eine **Flächengründung** mit einer Gründungsplatte zu betrachten.

An dieser Stelle ist festzuhalten, dass sich für eine Flächengründung aus den ungünstigen Baugrundverhältnissen (← organische Weichschichten) erhebliche Schwierigkeiten ergeben, denen eventuell durch einen entsprechend hohen Aufwand bei der ergänzenden Baugrunduntersuchung, bei der Planung und bei der Bauüberwachung begegnet werden kann. Im vorliegenden Fall dürfte dieser Aufwand vermutlich höher als der für eine Tiefengründung sein. Eine Gewährleistung für die Standsicherheit und die Gebrauchstauglichkeit einer Flächengründung kann vom Unterzeichner – wenn überhaupt – nur im Rahmen eines ordentlichen geotechnischen Entwurfsberichtes übernommen werden.

Für eine erste Einschätzung der Situation wurden mit der Software GGU Stability, Version 13.33 überschlägige Berechnungen der Gesamtstandsicherheit nach DIN EN 1997 (EC 7) im ebenen Schnitt durchgeführt. Dafür konnte der Geländeverlauf nur geschätzt werden, der Schichtverlauf im Untergrund wurde sehr grob aus den Ergebnissen der Bohrungen BS 1 und BS 3 abgeleitet bzw. extrapoliert, und es wurden die vorläufigen geomechanischen Rechenwerte (siehe Tabelle 1) angesetzt.

Für den undrännierten Zustand (unter Ansatz der undrännierten Kohäsion als Scherparameter für die organischen Weichschichten) konnte die Gesamtstandsicherheit nur für charakteristische Flächenspannungen des Vereinsgebäudes < 40 kPa rechnerisch nachgewiesen werden (Ergebnis nicht in der Anlage enthalten).

Für den dränierten Zustand konnte für die Gesamtstandsicherheit rechnerisch ein Ausnutzungsgrad $\mu = 0,81$ für charakteristische Flächenspannungen im Bereich des Vereinsgebäudes $g = 125 \text{ kPa}$ (ständig) und $q = 25 \text{ kPa}$ (veränderlich) ermittelt werden, wobei der maßgebende Gleitkreis den Grund des Küchensees schneidet (siehe Anlage 2).

Die Gesamtstandsicherheit ist in jedem Fall für alle Bauzustände rechnerisch nachzuweisen (siehe DIN EN 1997-1, Abschnitt 6.5.1: „... *neben ... einem See ...*“).

Als erste Konsequenz aus den überschlägigen Berechnungen der Gesamtstandsicherheit ergibt sich die Notwendigkeit, erstens den Bauablauf sorgfältig – unter Berücksichtigung von Kran- und Stapellasten – anzupassen und zweitens vor und während der Bauphase die Porenwasserdrücke im Untergrund laufend über Piezometer nach DIN EN ISO 18674-4 zu überwachen.

In einem weiteren Schritt wurden mit der Software GGU Footing, Version 10.00 überschlägige Grundbruch- und Setzungsberechnungen in Anlehnung an DIN 4017 und DIN 4019 für eine Gründungsplatte (Grundfläche $24,5 \text{ m} \times 21,25 \text{ m}$; $0,8 \text{ m}$ Tragschicht unterhalb; dränierter Verhältnisse; Bemessungssituation BS-P) für unterschiedliche Baugrundmodelle mit jeweils ebenem Schichtverlauf durchgeführt. Aus den durchgeführten Grundbruch- und Setzungsberechnungen (nicht in der Anlage enthalten) ergeben sich – als erste, grobe Anhaltswerte – folgender Bemessungswert des Sohlwiderstandes $\sigma_{R,d}$, folgender mittlerer Bettungsmodul $k_{s,m}$ (bei Vollaussnutzung des Sohlwiderstandes) und folgende Setzung s (rechnerisch im kennzeichnenden Punkt bei Vollaussnutzung des Sohlwiderstandes):

$$\begin{aligned} \sigma_{R,d} &= \mathbf{256 \text{ kN/m}^2} && (\rightarrow \text{maßgebend: Geländebruch!}) \\ k_{s,m} &= \mathbf{0,3 \text{ MN/m}^3} \\ s_{\max} &= \mathbf{65 \text{ cm}} \\ s_{\min} &= \mathbf{26 \text{ cm}} \end{aligned}$$

Da der Ansatz einer spannungsvariablen Grenztiefe im vorliegenden Fall nicht zulässig ist, können die rechnerisch zu erwartenden Setzungen / Setzungsunterschiede im Verhältnis der Sohlspannung zum Sohlwiderstand näherungsweise abgemindert werden. Es ist vielmehr zu bedenken, dass das Spannungs-Verformungs-Verhalten der anstehenden Böden erfahrungsgemäß nichtlinear ist. So ergeben sich beispielsweise für eine mittlere Sohlspannung von 75 kPa (Bemessungswert) rechnerisch bereits Setzungen von ca. $7,5 \text{ cm}$ bis ca. 20 cm (\rightarrow Winkelverdrehung $\tan \alpha = \Delta s/l = 0,006 > 1/500 \rightarrow$ für übliche Bauwerke unverträglich).

Bei den vorstehend genannten, überschlägigen Setzungsberechnungen wurden zusätzliche Kriech- und Zersetzungsprozesse sowie die Vorauflast durch das Bestandsgebäude vernachlässigt.

Eine Optimierung der Berechnungen für konkrete Lasten kann im Rahmen der geotechnischen Hauptuntersuchung erfolgen.

Für die weitere Verfolgung einer Flächengründung des Vereinsgebäudes werden an dieser Stelle in Aussicht gestellt:

- Ein hoher Aufwand für die geotechnische Hauptuntersuchung (u. a. Verdichtung des Erkundungsrasters; Gewinnung von Sonderproben aus den organischen Weichschichten mit Hilfe von verrohrten Erkundungsbohrungen; Laborversuche wie z. B. Triaxialversuche nach DIN EN ISO 17892-8 bzw. DIN EN ISO 17892-9 mit Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes nach DIN EN ISO 17892-11, Abschnitt 5.3; Drucksondierungen CPT-U nach DIN EN ISO 22476-1), der auf das Tragwerk, die zu erwartenden Lasten und die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit des geplanten Vereinsgebäudes abzustimmen ist. Bei niedrigen zu erwartenden Lasten / Anforderungen kann das Untersuchungsprogramm eventuell in einem entsprechend geringem Mindestumfang festgelegt werden, wobei bleibende Unsicherheiten und sich daraus ergebende Risiken dem Bauherrn klar zu erläutern bzw. von ihm zu tragen sind. Im Bericht zur geotechnischen Hauptuntersuchung können Sonderlösungen erörtert werden.
- Der Einsatz von höherwertiger Software (FEM-Software), der eine räumliche und zeitliche Simulation des Baugrundverhaltens und der Boden-Bauwerk-Interaktion auch für nichtlineare Stoffmodelle ermöglicht. Hierin kann eine mögliche Schnittstelle zur Tragwerks- und Bauablaufplanung gesehen werden. Je nach gewünschtem Detaillierungsgrad ergibt sich ein nicht unerheblicher Aufwand an Ingenieurleistungen für die Erfassung der Anfangs- und Randbedingungen, für die Eingabe des Rechenmodells, für die Aktualisierung des Rechenmodells bei Planungsänderungen sowie für die Auswertung und Darstellung der Berechnungsergebnisse.
- Die Notwendigkeit von Vermessungsarbeiten zur Erfassung der Geomorphologie, auch in einem gewissen Bereich des Seegrundes des Küchensees und der Nachbargrundstücke.
- Alle erforderlichen rechnerischen Standsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise sowie die Folgerungen und Festlegungen für Planung und Bauablauf sind in einem geotechnischen Entwurfsbericht zu dokumentieren.
- Ein baubegleitendes geotechnisches Messprogramm.

9. Technische Hinweise

Unter Annahme der gemessenen Grundwasserstände und demgegenüber temporär leicht erhöhten Grundwasserständen sowie für Niederschlags- und Tagwasser sollte die Trockenhaltung der Baugrube bis zu Baugrubentiefen von 1,0 m mit einer offenen Bedarfswasserhaltung mit filterstabil ausgebautem Pumpensumpf in Baugrubensohle (und hydraulisch wirksamer Verbindung zum Flächenfilter bzw. einer Trag- und Sohlrandschicht) problemlos möglich sein.

Für eine offene Grundwasserhaltung sind Absenkmaße bis maximal 0,5 m zulässig. Für darüber hinausgehende Absenkmaße wäre eine geschlossene Grundwasserabsenkung vorzusehen oder die Baugrube temporär aufzugeben. Eine Gewährleistung, die diesen Fall ausschließt, wird vom Unterzeichner nicht übernommen.

Für freiliegende Plattenränder sind eine Gründungstiefe ≥ 80 cm bzw. Frostschrägen vorzusehen. Die Anordnung einer frostsicheren Auflage zur Herstellung der Frostsicherheit der Gründung (in Anlehnung an DIN 1054-2021, Abschnitt 6.4) scheidet wegen der Grundwasserverhältnisse bzw. mangels Drainagemöglichkeiten im Freigefälle eher aus.

Bei der Herstellung von verrohrten Ortbetonbohrpfählen sind DIN EN 1536 und DIN-Fachbericht 129 zu beachten. Als grundlegende Maßnahmen zur Vermeidung von Pfahlimperfektionen sind vorzusehen:

- eine dem Bohrfortschritt vorauseilende Verrohrung,
- die Aufrechterhaltung eines Wasserüberdruckes im Mantelrohr gegenüber dem vorhandenen Druckwasserspiegel des Grundwassers während des Bohrvorganges und des Betonierens,
- die Verwendung von fließfähigem Beton,
- das zügige Betonieren im Kontraktorverfahren ohne Arbeitspausen; dabei ist zu jedem Zeitpunkt während des Ziehens der Verrohrung ein ausreichender Betonüberdruck gegen Grundwasser und Erddruck einzustellen.

Zum Thema Ortbetonpfähle in instabilen Böden wird auf EA-Pfähle, Abschnitt 3.6 „Anordnung von Hülssen“ hingewiesen.

Konkrete technische Hinweise zum Erdbau und zum Rohrleitungsbau können auf Basis der Vorplanung erfolgen.

Als Bodenaustauschmaterial kommen grobkörnige Mineralkorngemische der Bodengruppen GE, GW, GI, SE, SW und SI gemäß DIN 18196 in Betracht. Bodenaustauschpakete sind optimal – erforderlichenfalls unter Wasserzugabe – auf einen Verdichtungsgrad von mindestens 100 % D_{Pr} zu verdichten. Alternativ ist der Einsatz von Leichtbaustoffen (z. B. Blähton) denkbar.

Hinweise zur Verdichtung stehen z. B. im FGSV-Merkblatt für die Verdichtung des Untergrundes und Unterbaues im Straßenbau.

Die Aushubebene ist vor Frost zu schützen. Gefrorene Bereiche dürfen nicht überbaut werden.

Aufgeweichte / aufgelockerte Bereiche sind vollständig zu entfernen und durch ein grobkörniges Material zu ersetzen, das optimal auf einen Verdichtungsgrad von mindestens 100 % D_{Pr} zu verdichten ist.

Die Optimierung von Bodenaustauschmaßnahmen und die Festlegung der Arbeitsweise(n) erfolgt idealerweise zu Beginn der Baumaßnahme über Probeverdichtungen.

Die fachtechnische Begleitung der Erdbaumaßnahmen durch den Unterzeichner wird empfohlen.

Neben dem allgemeinen technischen Regelwerk und den gesetzlichen Unfallverhütungsvorschriften sind insbesondere die Vorgaben der DIN 4124 zu berücksichtigen.

Bei durchgehend betonierten größeren Sohl- bzw. Gründungsplatten können sich auch bei ordnungsgemäßer Anordnung der Rissebewehrung sichtbare Risse (mit zulässiger Rissbreite) bilden. Das DBV-Merkblatt „Begrenzung der Rissbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau“ liefert einschlägige Hinweise. Es kommen zur Minimierung der Rissbildung z.B. folgende Maßnahmen in Betracht:

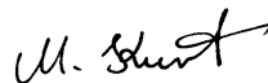
- die Einlage von zwei PE-Folien zwischen Sauberkeitsschicht und Sohl-/Gründungsplatte,
- die Verwendung von langsam erhärtendem Beton,
- die Einlage von Polystyrolplatten umlaufend bei Vertiefungen (Pumpensümpfe etc.).

10. Zusammenfassung und abschließende Hinweise und Empfehlungen

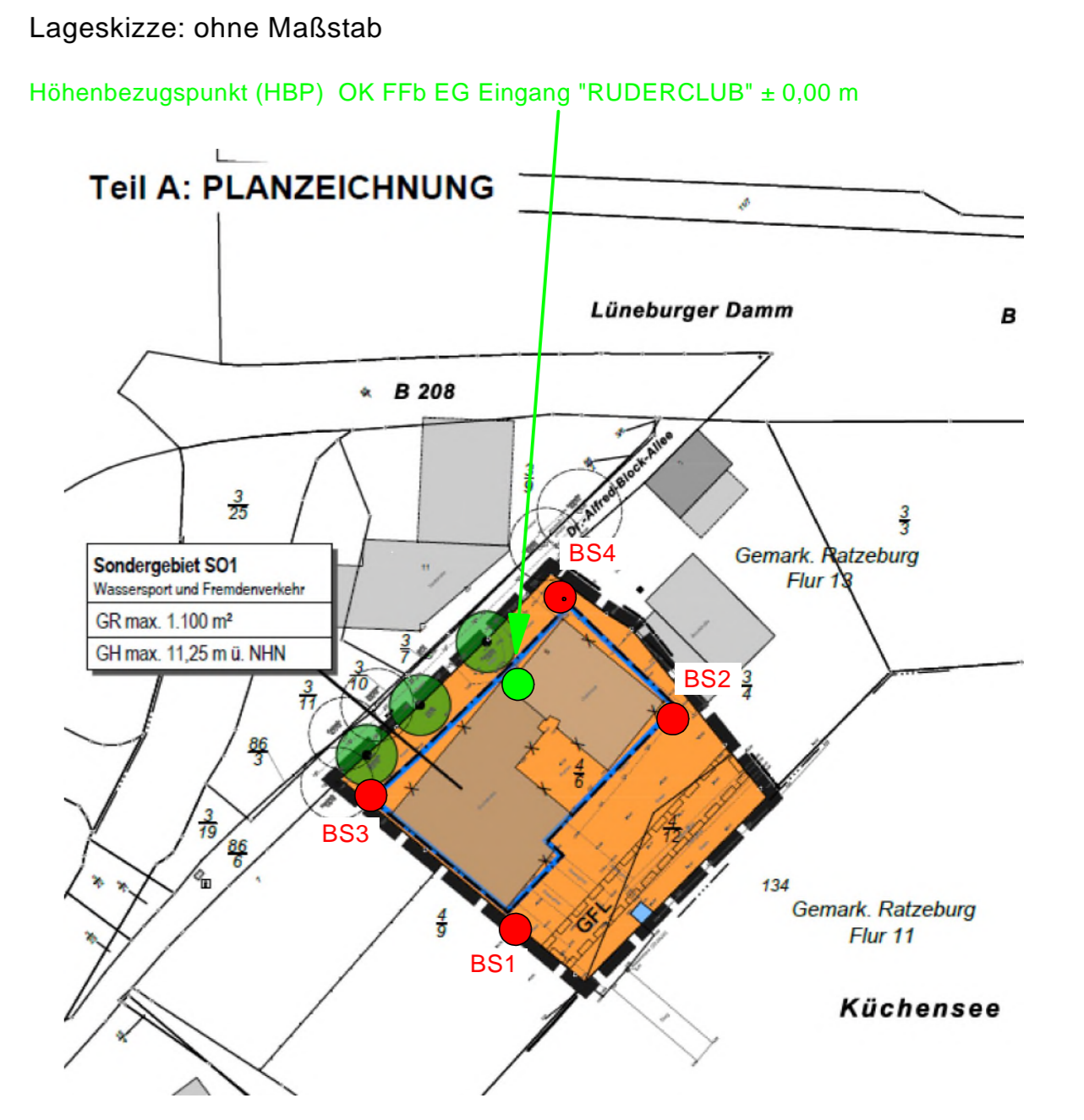
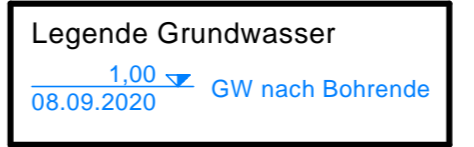
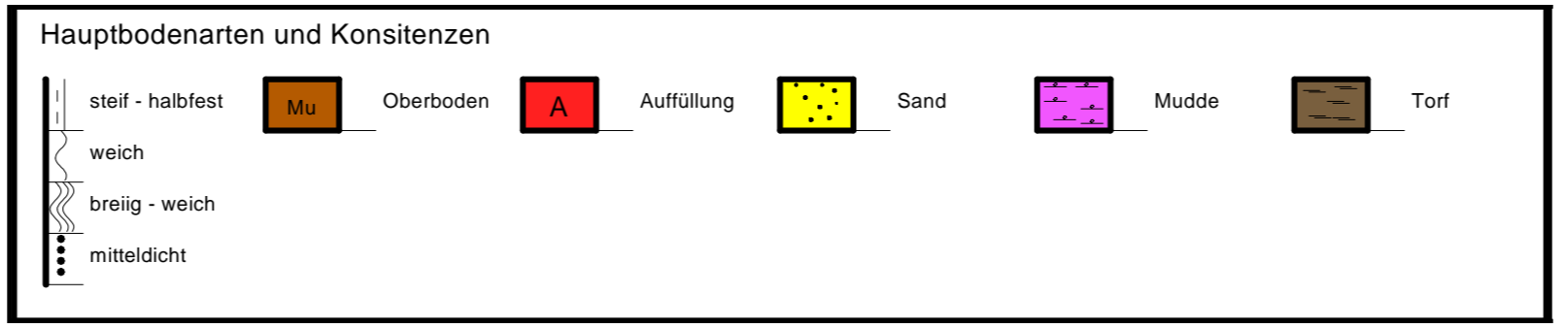
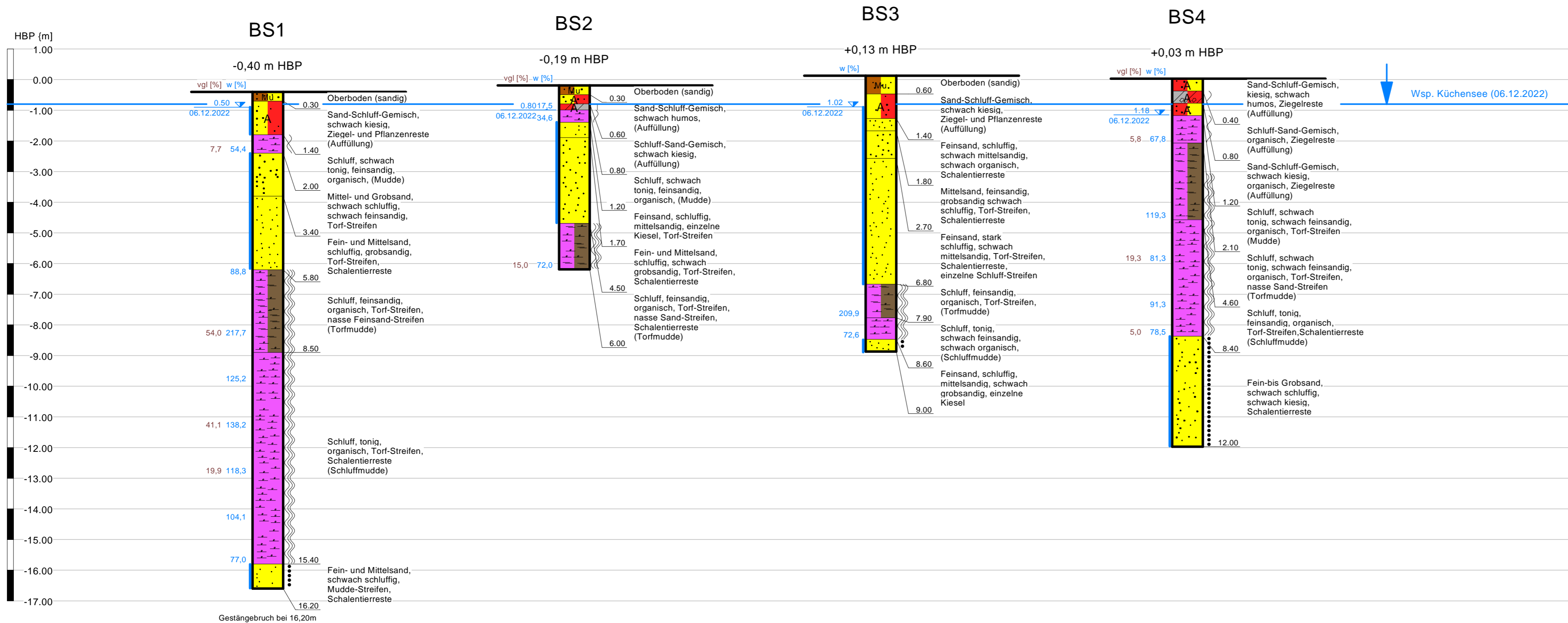
- Die in vorliegenden Bericht (Status: geotechnische Voruntersuchung) beschriebenen Baugrundverhältnisse beruhen auf punktuellen Aufschlüssen. Abweichungen des Baugrundaufbaus können deswegen grundsätzlich nicht ausgeschlossen werden.
- Eine Versickerung von unbelastetem Niederschlagswasser aus versiegelten Flächen nach DWA-A 138 ist bei den angetroffenen Boden- und Grundwasserverhältnissen nicht möglich.
- Für das Einbringen von Stoffen in das Grundwasser, wie bei einer Tiefengründung zu erwarten, ist eine wasserrechtliche Genehmigung erforderlich. Es wird empfohlen, diese Genehmigung rechtzeitig vor Baubeginn bei der zuständigen unteren Wasserbehörde zu besorgen. Hierbei stehen wir gerne unterstützend zur Verfügung.
- Der Unterzeichner kann an dieser Stelle nicht empfehlen, auf eine Pfahlprobelastung zu verzichten. Es wird empfohlen, das Thema Pfahlprobelastung wegen möglicher hoher Kosten frühzeitig zu klären bzw. im Leistungsverzeichnis zu berücksichtigen.
- Auch bei sorgfältiger Bauausführung können Schäden an im Einflussbereich der Baumaßnahme vorhandenen baulichen Anlagen nicht immer verhindert werden. Die Durchführung eines Beweissicherungsverfahrens im Vorfeld der Baumaßnahme wird daher empfohlen – besonders für den Fall, dass eine Gründung mit Fertigrammpfählen gewählt wird.
- Der Untersuchungsumfang für die geotechnische Hauptuntersuchung ist nach Vorauswahl der Gründungsart festzulegen. Als erster Zwischenschritt kommt die Ausführung von Spitzendrucksondierungen CPT-E nach DIN EN ISO 22476-1 in Betracht, deren Ergebnisse für die Planung einer Tiefengründung und auch für die Planung einer Flächengründung verwendet werden können.
- Ergänzende Baugrundaufschlussarbeiten und Laboranalysen werden auf Nachfrage angeboten.
- Für die weitere Bearbeitung (konkrete geotechnische Standsicherheitsnachweise, Hilfestellung bei der Lastermittlung, geotechnischer Entwurfsbericht etc.) und baubegleitend stehen wir gerne zur Verfügung.



Projektingenieur Dipl.-Ing. Uli Haack



Geschäftsleitung Michael Kurt



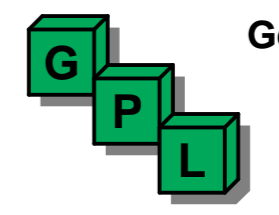
● BS1 bis BS4 Untersuchungspunkte

Plangrundlage: PROKOM Stadtplaner und Ingenieure GmbH, 23564 Lübeck

Bauvorhaben: **Neubau eines Vereinsgebäudes in Ratzeburg, B-Plan 3.33**
23909 Ratzeburg, Dr.-Alfred-Block-Allee 5

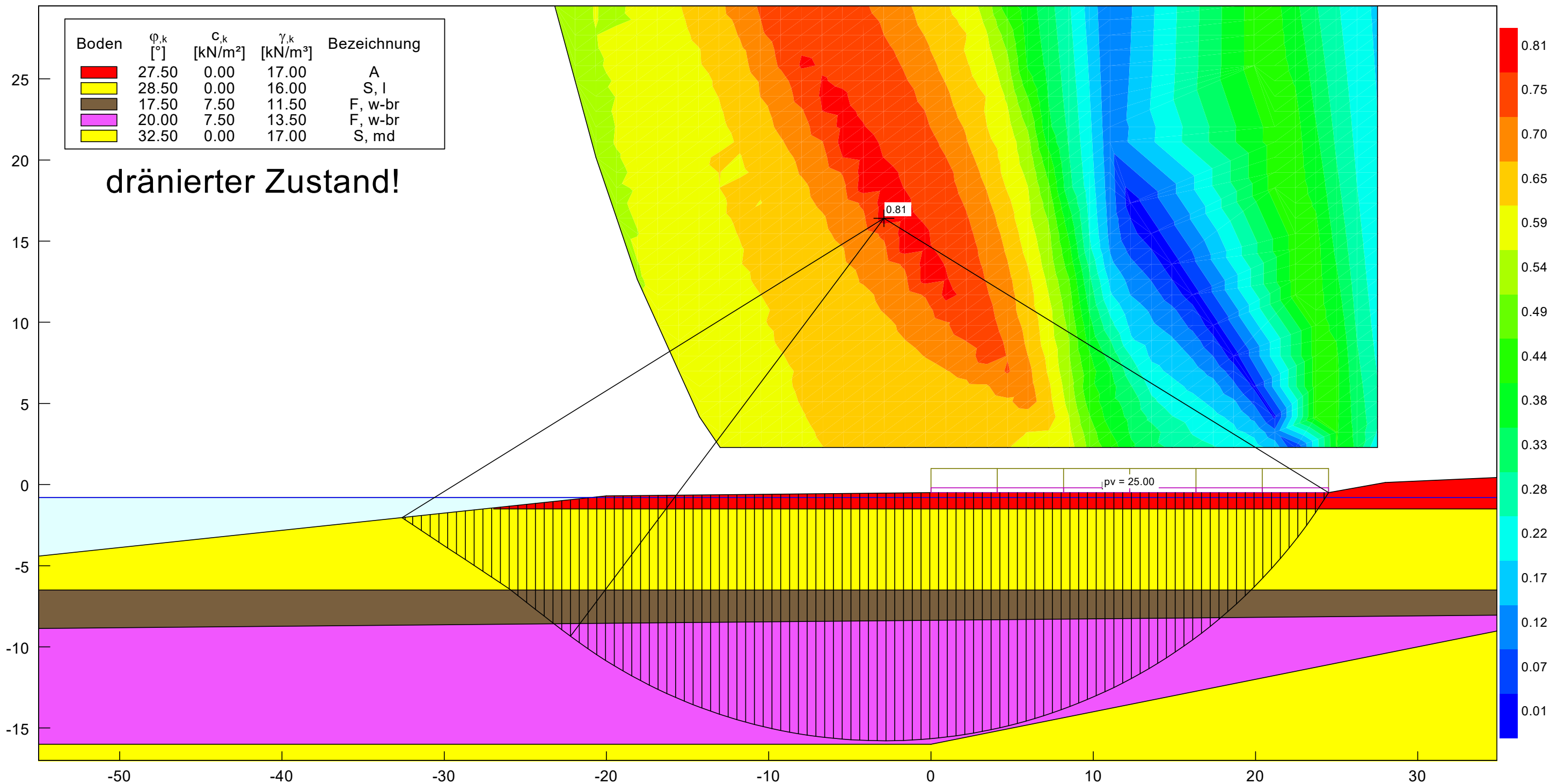
Darstellung: **Bodenprofile, Wassergehalte, Glühverluste und Lageskizze**

Bericht: P20222383 Anlage: 1 Datum: 14.12.2022 bearb.: KU. gepr.: M. Kurt



Geotechnisches Prüflabor Lübeck

Michael Kurt e.K.
Am Flugplatz 4
23560 Lübeck
Tel.: 0 451 / 505 9 505
E-Mail: info@geo-prueflabor.de

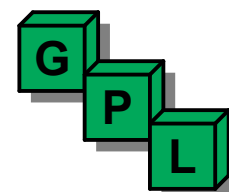


Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-P
 Ungünstigster Gleitkreis:
 $\mu_{max} = 0.81$
 $x_m = -2.90 \text{ m}$ $y_m = 16.41 \text{ m}$
 $R = 32.19 \text{ m}$
 Teilsicherheiten:
 - $\gamma(\varphi') = 1.25$
 - $\gamma(c') = 1.25$
 - $\gamma(c_u) = 1.25$
 - $\gamma(\text{Wichten}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Ständige Einw.}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Veränderliche Einw.}) = 1.30$

Bauvorhaben: **Neubau eines Vereinsgebäudes in Ratzeburg, B-Plan 3.33**
 23909 Ratzeburg, Dr.-Alfred-Block-Allee 5

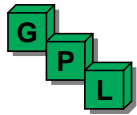
Darstellung: **Gesamtstandsicherheit nach EC 7 (überschlägig, vorläufig)**

Bericht: P20222383 Anlage: 2 Datum: 22.12.2022 bearb.: Ha. gepr.: *M. Kurt*



**Geotechnisches
 Prüflabor
 Lübeck**

Michael Kurt e.K.
 Am Flugplatz 4
 23560 Lübeck
 Tel.: 0 451 / 505 9 505
 E-Mail: info@geo-prueflabor.de



Kalkgehalt nach DIN 18 129

Ratzeburg, Ruderclub

Bearbeiter: Ku

Datum: Dezember 2022

Entnahmestelle: BS1 + BS4

Entnahmetiefe: siehe Probe

Art der Entnahme: gestört

Bodenart: Murde

Probe entnommen am: 06.12.2022

Entnahmestelle	BS1	BS1	BS4	BS4	
Entnahmetiefe	11,0	12,5	6,0	8,4	
Bodenart	F	F	F	F	
Trockenmasse der Probe [g]	3.79	2.05	1.02	1.91	
Temperatur [°C]	17.10	17.10	16.50	16.80	
Absoluter Luftdruck [kPa]	101.40	101.40	102.40	102.40	
Volumen nach 30 Sekunden [cm ³]	48.00	39.80	39.00	51.20	
Volumen Versuchsende [cm ³]	63.00	76.40	63.20	76.20	
Calcitanteil [%]	5.34	8.19	16.33	11.41	
Dolomitanteil [%]	1.67	7.53	10.13	5.57	
Kalkgehalt [%]	7.01	15.73	26.46	16.98	