Gemeinde Prutting Kirchstraße 5

83134 Prutting

AZ 20-09-05 26.10.2020

# Geotechnisches Baugrundgutachten Bauvorhaben: Prutting, Forststraße, Baugebiet

\_\_\_\_\_

- 1. Vorgang
- 2. Morphologie, Geologische Situation, Schichtenfolge
- 3. Bautechnische Beschreibung der Schichten, Bodenkennwerte
- 4. Grundwasserverhältnisse
- 5. Gründung und baubegleitende Maßnahmen

#### Anlagen:

- 1.1 Lageplan
- 2.1-3 Geotechnische Baugrundprofile
- 3.1-2 Bodenmechanische Laborversuche
- 4.1-5 Fundamentdiagramme

Unterlagen: Lageplan, Versickerungsgutachten vom 14.09.2020

# 1. Vorgang

Die Gemeinde Prutting beauftragte das Büro des Unterzeichners mit der Baugrunderkundung und Erstellung eines ingenieurgeologischen Baugrundgutachtens mit Gründungsvorschlag für o.g. Bauvorhaben.

Zur Erkundung der Baugrund- und Grundwasserverhältnisse wurden im Bereich der geplanten Versickerungsanlage am 08.09.2020 vier Schürfgruben SG 1 - 4, Tiefe 2,5 m bis 3,5 m, ausgehoben. Zur Ermittlung der Durchlässigkeit wurde in den Schürfgruben jeweils ein Versickerungsversuch durchgeführt. Im Bereich der geplanten Gebäude wurden am 13.10.2020 vier Rammkernsondierungen RKS 1 - 4, Tiefe 2,8 m bis 7,0 m, mit durchgehendem Gewinn von gekernten Bodenproben des Durchmessers 50 mm nach DIN 4021 sowie sechs Rammsondierungen DPH 1 - 6, Tiefe 3,2 m bis 5,7 m, (schwere Rammsonde nach DIN 4094) ausgeführt.

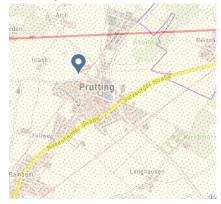
Die Lage der geotechnischen Aufschlüsse ist im Lageplan in der Anlage 1.1 dargestellt. Die angegebenen Höhen der Schürfgruben beziehen sich auf die jeweilige Geländeoberkante. Die Höhen der Sondierungen wurden vom Kanaldeckel = 509,32 m ü NN,
der im Lageplan dargestellt ist, eingemessen.

# 2. Morphologie, Geologische Situation Schichtenfolge

## Morphologie

Das Baugelände befindet sich im Norden der Gemeinde Prutting, nördlich der Forststraße. Das Grundstück wird derzeit als Grünfläche genutzt. Die Geländeoberfläche ist wellig ausgebildet. Das Gelände liegt am nordöstlichen Rand des Bergfeldes und fällt von Südwesten nach Nordosten ab. Die Höhendifferenz von Westen nach Osten beträgt ca. 9 m.

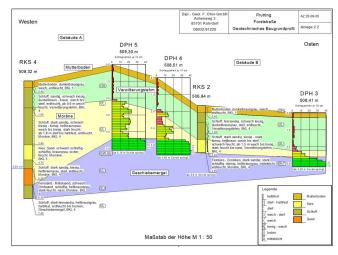
# Geologische Situation



Entsprechend der geologischen Karte besteht der Untergrund des Baugeländes aus glazialen Sedimenten, die während des Hoch-Würms vor ca. 20 000 Jahren unter dem Eis abgelagert wurden. Die Gletscher schoben sich aus den Alpen vor und brachten auf ihrem Weg zerriebenes Gesteinsmaterial und Geschiebe mit sich, das nach dem Abtauen als Geschiebemergel bzw. als Moräne liegen blieb. Durch die Verwitterung wurde die Oberfläche entfestigt und es bildete sich der Verwitterungslehm.

### Schichtenfolge

Entsprechend der geologischen Situation wurde in den Schürfgruben und Sondierungen das folgende Baugrundprofil angetroffen:



- : Mutterboden
- : Verwitterungslehm
- : Moräne
- : Geschiebemergel



Das geologische Normalprofil baut sich von oben nach unten wie folgt auf:

#### Mutterboden

Der Mutterboden bedeckt das gesamte Gelände und wird 0,30 m bis 0,40 m dick.

### Verwitterungslehm

Der Verwitterungslehm setzt unter dem Mutterboden zwischen 0,3 m und 0,4 m unter Gelände ein. Die Unterkante des Verwitterungslehms ist abhängig von der Verwitterungsintensität und ist starken Schwankungen unterworfen.

In der Regel schwankt die Basis des Verwitterungslehmes zwischen 1,5 m und 2,0 m Tiefe. Im Norden im Bereich der Schürfrgruben, wo die Versickerungseinrichtung geplant ist, wurde die Unterkante des Verwitterungslehmes zum Teil in 0,8 m Tiefe angetroffen. Im Südwesten und Osten, im Bereich der Gebäude F und D, kann die Schichtunterkante des Verwitterungslehmes auf bis zu 3,0 m Tiefe abfallen.

Die Schichtdicke des Verwitterungslehmes beträgt in der Regel zwischen 1,2 m und 1,7 m. Untergeordnet kann die Schichtdicke auf 0,4 m reduziert oder auf bis zu 2,7 m erhöht sein. Unter dem Verwitterungslehm folgt größtenteils die Moräne. Im Norden, Südwesten und Osten ist der Verwitterungslehm vom Geschiebemergel unterlagert.

#### Moräne

Die Moräne folgt einer uneinheitlichen Verteilung über das Baugebiet und hat sich rinnenförmig in Geschiebemergel eingeschnitten. Nördlich der geplanten Bebauung, im Bereich der Schürfgrube SG 3, sowie im Bereich der Gebäude F und D, wurde die Moräne nicht festgestellt. In den übrigen Abschnitten setzt die Moräne unter dem Verwitterungslehm zwischen 0,8 m im Norden und 2,5 m Tiefe im Süden ein.

Die Basis der Moräne wurde im Bereich morphologischer Rücken, wie er im mittleren Bereich der Baufläche ausgebildet ist, in 2,5 m Tiefe angetroffen. Im Nordwesten, wo sich die Moräne tiefer in den Geschiebemergel eingeschnitten hat, liegt ihre Unterkante in 6,2 m Tiefe.

Die Schichtdicke der Moräne schwankt, je nachdem ob man sich auf einem Rücken oder im Bereich einer tiefer eingeschnittenen Rinne befindet, zwischen 0,5 m und 4,6 m. Unter der Moräne liegt der Geschiebemergel.

## Geschiebemergel

Der Geschiebemergel bildet den Abschluss der erschlossenen Schichtenfolge und setzt aufgrund der rinnenförmig eingeschnittenen Moräne, zwischen 1,8 m und 6,2 m Tiefe ein.



Mit den bis zu 7 m tiefen Sondierungen wurde der Geschiebemergel nicht durchstoßen und wird sich entsprechend der regionalen Gegebenheiten noch einige Meter in die Tiefe fortsetzen.

# 3. Bautechnische Beschreibung der Schichten, Bodenkennwerte

Zusätzlich zur Schichtansprache, die in den geotechnischen Baugrundprofilen in der Anlage 2.1-3 dargestellt ist, werden die bautechnischen Eigenschaften der angetroffenen Bodenschichten wie folgt beurteilt:

## Verwitterungslehm

Der braun gefärbte Verwitterungslehm besteht aus einem schwach kiesigen bis stark kiesigen Gemenge aus Schluff und Sand, in dem vereinzelt Holz- und Wurzelreste enthalten sind. Die Konsistenz des Verwitterungslehms ist nach der manuellen Prüfung am Bohr- und Schürfgut in der Regel als weich zu beurteilen. Nur an der Basis kann der Verwitterungslehm eine breiige bis weiche Konsistenz annehmen.

Die mittleren Schlagzahlen der schweren Rammsondierungen betragen für den Verwitterungslehm zwischen  $N_{10}$  = 1 bis 2 Schlägen pro 10 cm Eindringtiefe. Die geringen Schlagzahlen sind auf eine sehr geringe Lagerungsdichte in Kombination mit einer weichen Konsistenz zurückzuführen und zeigen keine breiige Konsistenz des Verwitterungslehmes an.

Der Verwitterungslehm eignet sich aufgrund seiner Zusammensetzung und der sehr geringen Lagerungsdichte nicht zur Abtragung von Tragwerkslasten in den Untergrund. Straßen und Parkplätze können auf dem Verwitterungslehm gegründet werden, wenn seine Tragfähigkeit mit einem Teilbodenersatzkörper erhöht wird. Eine Versickerung von Niederschlagswasser ist im Verwitterungslehm nicht möglich.

#### Moräne

Die Moräne ist entsprechend ihrer Genese unterschiedlich zusammengesetzt. Sie baut sich aus einem grauen bis braungrauen, schwach schluffigen bis schluffigen und stark sandigen Fein- bis Grobkies auf, der in rascher lateraler Wechsellagerung mit einem stark sandigen Gemenge aus Schluff und Kies steht. Es kann nicht ausgeschlossen werden, dass in der Moräne große Blöcke bis hin zu Findlingsgröße regellos eingelagert sind.



Fünf Korngrößenanalysen der Moräne ergaben folgende Zusammensetzungen (Anlage 3.1-2):

J. 1 2 J.	SG 1	SG 2	SG 4	RKS 1	RKS 2	
Tiefe [m] Kies	1,9 - 2,7 75 %	1,1 - 2,5 m 70 %	2,5 - 2,7 m 47 %	3,2 - 4,6 m 46 %	2,0 - 2,8 m 47 %	
Sand	23 %	24 %	32 %	24 %	35 %	
Schluff	3 %	6 %	21 %	30 %	18 %	
Ungleichförmigkeit U	46,8	69,4	-	-	-	
Krümmungszahl C	2,6	1,8	-	-	-	
Bodengruppe	GW	GU	GU*	GU*	GU*	
Bodenklasse	3	3	4	4	4	
Frostsicherheit	F1	F2	F3	F3	F3	
Durchlässigkeit k <sub>f</sub>	9,2 <sub>*</sub> 10 <sup>-4</sup> m/s	3,3∗10 <sup>-4</sup> m/s	-	-	-	

Entsprechend dem Bohrwiderstand ist die Moräne als locker gelagert einzustufen. Die mittleren Schlagzahlen der schweren Rammsondierungen betragen für die Moräne  $N_{10}$  = 8 bis 12 Schläge pro 10 cm Eindringtiefe. Nach DIN 4094 4.9 liegt die Lagerungsdichte D zwischen 0,31 und 0,41. Nach DIN 1054 Tabelle A 6.3 ist die Moräne locker gelagert.

Die Korngrößenverteilung bestätigen mit einem Feinkornanteil, der von 3 % bis 30 % reicht, die stark variierende Zusammensetzung der Moräne auf kurzer räumlicher Distanz.

Für Bereiche mit einem geringen Feinkornanteil beträgt die mittlere Durchlässigkeit der Moräne nach Hazen und Beyer  $k_f$  = 6 x 10<sup>-4</sup> m/s. In diesen Abschnitten ist die Moräne nach DIN 18130 als stark durchlässig einzustufen. Ab einem Feinkornanteil > 10 % ist eine Ableitung des Durchlässigkeitswertes nach Hazen und Beyer aus dem Siebast der Kornsummenkurve nicht zulässig. Die Durchlässigkeit der feinkornreichen Anteile der Moräne wird anhand der Kornverteilungskurve auf  $k_f$  = 1 x 10<sup>-7</sup> m/s abgeschätzt, was einer schwachen Durchlässigkeit entspricht. Ein einheitlicher mittlerer Durchlässigkeitswert kann für die Moräne aufgrund der stark und schnell wechselnden Zusammensetzung nicht angegeben werden.

Die Moräne stellt aufgrund ihrer variablen Zusammensetzung und lockeren Lagerung einen nicht frostsicheren und bedingt tragfähigen Baugrund dar, dessen Tragfähigkeit durch einen Teilbodenersatzkörper zu erhöhen ist. Eine Versickerung von Niederschlagswasser ist in der Moräne nur punktuell, im Bereich feinkornarmer Abschnitte, möglich.



# Geschiebemergel

Der Geschiebemergel ist ein vom Gletschereis unsortiert abgelagertes Sediment. Das Material besteht aus einer schluffigen bis sandigen, zum Teil mäßig tonigen Grundmatrix, in die Kies und Steine bis hin zu Findlingsblöcken regellos eingelagert sind. Die schluffige Matrix des Geschiebemergels zeigt, der manuellen Ansprache am Bohr- und Schürfgut nach zu urteilen, an seiner Oberfläche eine steife Konsistenz, die mit zunehmender Tiefe in eine halbfeste Konsistenz übergeht. Kiesige Abschnitte sind gemäß dem Bohrfortschritt an der Oberfläche mitteldicht gelagert und nehmen mit zunehmender Tiefe eine dichte Lagerung an.

Die Schlagzahlen der schweren Rammsondierungen zeigen für den oberen Abschnitt mit  $N_{10}$  = 15 bis 25 Schlägen und bestätigen damit die mitteldichte Lagerung des Geschiebemergels. Mit zunehmender Tiefe steigen die Schlagzahlen auf  $N_{10}$  > 35 Schläge pro 10 cm Eindringtiefe an, was einer dichten Lagerung entspricht.

Der Geschiebemergel stellt einen überkonsolidierten und tragfähigen Baugrund dar, der nur mit geringen Setzungen reagieren wird. Er ist als stark forst- und nässeempflindlich zu beurteilen. Der Geschiebemergel ist nicht zur Versickerung von Niederschlagswasser geeignet.

Für die Standsicherheitsberechnungen dürfen die folgenden Bodenkennwerte verwendet werden.

Tabelle 1: charakteristische Bodenkennwerte

		Verwitterungs- lehm	Moräne	Geschiebe- mergel
Wichte γ <sub>k</sub>	kN/m²	19/9 18/8	20/10 19/9	21/11 20/10
Reibungswinkel φ <sub>k</sub>	Grad	22,5 20	30 27,5	30 27,5
Kohäsion undräniert c <sub>uk</sub>	kN/m²	15 10	0 0	100 80
Kohäsion dräniert c`k	kN/m²	1 0	0 0	10 5
Steifezahl E <sub>sk</sub>	MN/m²	3 2	40 30	80 60
Bodengruppe	DIN 18196	UL	GW - GU*	UL - GU*
Bodenklasse	DIN 18300	4	3 und 4,6*	4,6*
Frostsicherheit	ZTVE	F4	F1 - F3	F3

Obere und untere vorsichtige mittlere Schätzwerte DIN 1054 -2003.

<sup>\*</sup> Bodenklasse 6 bei großen Blöcken und Findlingen



#### 4. Grundwasserverhältnisse

Die Grundwasserbeobachtungen im Bohrloch sind in den Bohrprofilen der Anlage 2.1 dargestellt. Grundwasser lief in der Sondierung RKS 4 zu.

## 4.1 Grundwasserstände, -Fließrichtung, -Leiter und Durchlässigkeit

Die Wasserstandsbeobachtungen sind wie folgt zusammenzustellen:

Bohrung	Grundwasser angebohrt		Bohrung Grundwasser angeboh		Grundwasser b	ei Bohrende
	m unter Gelände	m ü NN	m unter Gelände	m ü NN		
RKS 1	5,20	503,12	5,20	503,12		

Der Flurabstand beträgt 5,20 m. Ein einheitlicher Grundwasserspiegel hat sich nicht ausgebildet. Bei dem angetroffenen Grundwasser handelt es sich um Schichtenwasser, das sich in feinkornarmen Linsen in der Moräne ansammelt. Diese diffusen Wasserwegsamkeiten werden nur von geringen Wassermengen durchströmt.

Ein zusammenhängender und einheitlich durchströmter Grundwasserleiter wird erst tiefer im Untergrund erwartet. Im Grundwassergleichenplan wird ein mittlerer



Grundwasserstand von 473 m ü NN angegeben.

Das Grundwasser fließt entsprechend der Grundwassergleichenkarte nach Südwesten Richtung Inn ab.

### 4.2 Versickerungsversuche

In den Schürfgruben SG 1 bis SG 4 wurde jeweils ein Versickerungsversuch durchgeführt. Dazu wurden die Schürfgruben mit Wasser gefüllt und die Absenkung gemessen.

#### **SG 1**

Die Maße der Schürfgrube sind: Länge = 2,8 m

Breite = 1,7 m

Tiefe = 2.7 m

Versuchlaufzeit Versickerung 32 min = 1920 s Wasserstand in der Schürfgrube 120 cm = 1,2 m



Die Schürfgrube wurde bis zu einer Tiefe von 1,5 m unter Geländeoberkante mit Wasser befüllt. Bei Ende des Befüllens waren in der Schürfgrube ca. 5,7 m³ Wasser. Der Versuch wurde nach 32 min wegen einstürzender Seitenwände abgebrochen. Der Wasserstand war zu diesem Zeitpunkt auf 0,75 m um 45 cm abgesunken. Ca. 2,1 m³ des eingefüllten Wassers sind versickert. Die Durchlässigkeit wurde anhand der folgenden Formel berechnet:

$$k_f = \frac{Q}{5.5 * r * h} = \frac{1.1 * 10^{-3}}{5.5 * 1.7 * 0.98} = 1.2 * 10^{-4} \text{ m/s}$$

Q = Durchflussrate [m<sup>3</sup>/s]; r = Querschnittsfläche [m<sup>2</sup>]; h = mittlerer Wasserstand [m]

#### **SG 2**

Die Maße der Schürfgrube sind: Länge = 2,5 m

Breite = 1,4 m Tiefe = 2.5 m

Versuchlaufzeit Versickerung 7 min = 420 s

Wasserstand in der Schürfgrube 83 cm = 0,83 m

Die Schürfgrube wurde bis zu einer Tiefe von 1,67 m unter Geländeoberkante mit Wasser befüllt. Bei Ende des Befüllens waren in der Schürfgrube ca. 2,9 m³ Wasser. Der Versuch wurde nach 7 min wegen einstürzender Seitenwände abgebrochen. Der Wasserstand war zu diesem Zeitpunkt auf 0,76 m um 7 cm abgesunken. Ca. 0,2 m³ des eingefüllten Wassers sind versickert. Die Durchlässigkeit wurde anhand der folgenden Formel berechnet:

$$k_f = \frac{Q}{5.5 * r * h} = \frac{4.8 * 10^{-4}}{5.5 * 1.4 * 0.8} = 7.8 * 10^{-5} \text{ m/s}$$

Q = Durchflussrate [m<sup>3</sup>/s]; r = Querschnittsfläche [m<sup>2</sup>]; h = mittlerer Wasserstand [m]

#### **SG 3**

Die Maße der Schürfgrube sind: Länge = 1,7 m

Breite = 1.5 m

Tiefe  $= 3.5 \,\mathrm{m}$ 

Versuchlaufzeit Versickerung 30 min = 1800 s

Wasserstand in der Schürfgrube 52 cm = 0,52 m

Die Schürfgrube wurde bis zu einer Tiefe von 0,52 m unter Geländeoberkante mit Wasser befüllt. Bei Ende des Befüllens waren in der Schürfgrube ca. 1,3 m³ Wasser. Der Wasserstand hat sich bis zum Versuchsende nach 30 min nicht verändert.



Von dem eingefüllten Wasser ist nichts versickert. Aus diesem Grund kann für den Versickerungsversuch in der Schürfgrube SG 3 kein Durchlässigkeitsbeiwert angegeben werden. Der Geschiebemergel ist als nicht durchlässig einzustufen und zur Versickerung nicht geeignet.

#### **SG 4**

Die Maße der Schürfgrube sind: Länge = 1,2 m

Breite = 1.0 mTiefe = 3.0 m

Versuchlaufzeit Versickerung 45 min = 2700 s Wasserstand in der Schürfgrube 22 cm = 0,22 m

Die Schürfgrube wurde bis zu einer Tiefe von 2,78 m unter Geländeoberkante mit Wasser befüllt. Bei Ende des Befüllens waren in der Schürfgrube ca. 0,3 m³ Wasser. Bei Versuchsende nach 45 min war der Wasserstand auf 0,18 m um 4,0 cm abgesunken. Ca. 0,05 m³ des eingefüllten Wassers sind versickert. Die Durchlässigkeit wurde anhand der folgenden Formel berechnet:

$$k_f = \frac{Q}{5.5 * r * h} = \frac{1.85 * 10^{-5}}{5.5 * 1.0 * 0.2} = 1.7 * 10^{-5} \text{ m/s}$$

Q = Durchflussrate [m<sup>3</sup>/s]; r = Querschnittsfläche [m<sup>2</sup>]; h = mittlerer Wasserstand [m]

In den Korngrößenanalysen wurden folgende Durchlässigkeiten ermittelt:

korrigiert nach ATV A 138

SG 1 1,9-2,7 m kf - Wert = 
$$9.2 \cdot 10^{-4}$$
 m/s 1,8·10<sup>-4</sup> m/s SG 2 1,1-2,5 m kf - Wert =  $3.3 \cdot 10^{-4}$  m/s  $6.6 \cdot 10^{-5}$  m/s

Die ermittelten Durchlässigkeiten aus den Versickerungsversuchen der Schürfgruben SG 1 und SG 2 werden durch die entsprechenden Korngrößenanalysen bestätigt.

Ein einheitlicher  $k_f$  – Wert für die gesamte Fläche kann aufgrund der unterschiedlichen Bestandteile und der sich in rascher Abfolge ändernden Zusammensetzung nicht angegeben werden. Als punktuelle Durchlässigkeit kann für die Moräne in der östlichen Hälfte eine Durchlässigkeit von 1 \*  $10^{-5}$  m/s angesetzt werden. Im Westen ist keine Versickerung möglich.



# 4.3 Überschwemmungsgebiet

Gemäß dem Informationsdienst überschwemmungsgefährdete Gebiete des bayerischen Landesamtes für Umwelt ist das Baugelände weder bei einem 100-jährigen Hochwasser HQ<sub>100</sub> noch bei einem extremen Hochwasserereignis HQ-extrem überflutungsgefährdet. Auch ist das Baugelände nicht als wassersensibler Bereich eingestuft worden.



HQ100

## 4.4 Bemessungswasserstand

Nach DIN 18533 ist bei Böden mit einer Durchlässigkeit  $k_f$  < 1 x  $10^{-4}$  m/s mit einem zeitweisen Aufstau von Sickerwasser in der Arbeitsraumverfüllung bis zur Gelände-oberkante zu rechnen. Die Durchlässigkeit der Moräne und des Geschiebemergels werden gemäß obigen Ausführungen im Mittel einen  $k_f$ -Wert von 1 x  $10^{-4}$  m/s nicht erreichen.

Im Westen, dort wo ein Gefälle ausgebildet ist, wird empfohlen, den Arbeitsraum gemäß DIN 4094 über eine Drainage zu entwässern. Dann kann zur Bemessung der Auftriebssicherheit der Bemessungswasserstand auf die Höhe der Drainagen herabgesetzt werden. Kann eine Entwässerung des Arbeitsraumes nicht realisiert werden greifen die Vorgaben des nachfolgenden Absatzes.

Im Osten ist eine Entwässerung der Arbeitsraumverfüllung wegen dem fehlenden Gefälle augenscheinlich nicht möglich. Zur Bemessung der Auftriebssicherheit ist dann nach DIN 18533 ein höchster Wasserstand auf Geländeoberkante anzusetzen.



## 5. Gründung und baubegleitende Maßnahmen

Gemäß dem vorliegenden Lageplan sollen auf der Untersuchungsfläche 7 Gebäude unterschiedlicher Größe errichtet werden.



Die Gebäude A, B und C werden gemäß obigem Plan jeweils mit einer Tiefgarage unterkellert. Die Gründungssohlen der Tiefgaragen werden von unserer Seite bei je 3,0 m unter Gelände angenommen. Ob die Gebäude D, E und F unterkellert werden, ist uns nicht bekannt. Hier wird zusätzlich eine nicht unterkellerte Gründungsvariante betrachtet, deren Gründungssohle bei 0,3 m Tiefe angenommen wird. Das Gebäude G befand sich zum Zeitpunkt der Baugrunduntersuchung bereits im Bau, daher wird das Gebäude G im Folgenden nicht behandelt. Für die Kanäle und Schächte gehen wir von einer Gründungssohle bei 3,5 m unter Geländeoberkante aus. Aufgrund der Hanglage gliedern sich die angenommenen Gründungssohlen wie folgt:

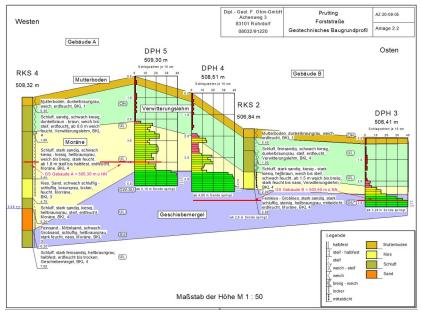
Gebäude	Gründungssohle Erdgeschoss	Gründungssohle Keller/Tiefgarage	
Α	-	505,30 m ü NN	
В	-	503,50 m ü NN	
С	- 499,40 m ü NN		
D	501,70 m ü NN	499,00 m ü NN	
E 509,20 m ü NN		506,50 m ü NN	
F 509,90 m ü NN		507,20 m ü NN	

Die angegebenen Höhen sind vom Planer zu kontrollieren.

### 5.1 Gründungstechnische Baugrundbeurteilung

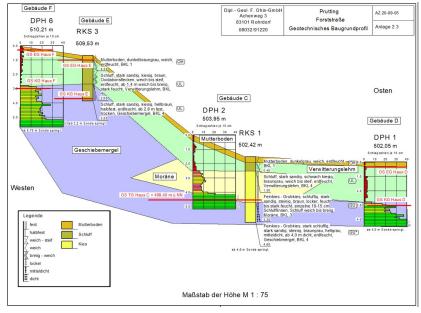
Entsprechend dem vorliegenden geotechnischen Baugrundprofil vgl. Anlage 2.1-3 steht der bedingt tragfähige Baugrund in Form der Moräne bzw. des Geschiebemergels im gesamten Gelände zwischen 1,8 m und 3,0 m Tiefe an.





Der Verwitterungslehm ist aufgrund seiner Zusammensetzung und sehr geringen Lagerungsdichte nicht zur Abtragung von Tragwerkslasten in den Untergrund geeignet.

Die gesamten Tragwerkslasten sind über einen Teilbodenersatzkörper in den Geschiebemergel oder die Moräne abzusetzen. Der Verwitterungslehm ist mit der Gründung zu durchstoßen.



# 5.2 Gründung

### 5.2.1 Keller und Tiefgaragen

Die angenommenen Gründungssohlen der Keller und Tiefgaragen liegen zum Großteil im Geschiebemergel und zum Teil in der Moräne. Es wird vorgeschlagen, die Gebäudetragwerke flach auf einer biegesteifen Bodenplatte und einem Teilbodenersatzkörper, der auf der Moräne bzw. dem Geschiebemergel aufliegt, zu gründen.



# Gründung auf Moräne

Der Teilbodenersatzkörper hat auf der Moräne eine Schichtdicke von mindestens 0,6 m. Auf der Moräne ist ein Geotextil der Robustheitsklasse GRK 4 auszulegen, das verhindert, dass sich Feinteile aus dem Bodenersatzkörper in den schluffigen Untergrund drücken. Der Teilbodenersatzkörper besteht aus Kiessand mit max. 5 % Schluff, min 25 % Sand, Größtkorn 100 mm. Er ist lagenweise D < 0,30 m einzubauen und auf 100 % der einfachen Proctordichte zu verdichten. Der Bodenersatzkörper reicht 1,0 m über die Bodenplatte hinaus und ist mit 60° geböscht. In der Anlage 4.1 sind die Fundamentdiagramme entsprechend EC 7 nach Setzungs- und Grundbruchberechnungen entsprechend DIN 4017 und DIN 4019 dargestellt.

Es wird bei der Berechnung von folgenden Vorgaben ausgegangen :

BS-P ständige Bemessungssituation (Lastfall 1)

Teilsicherheitsbeiwert Widerstand Grundbruchwiderstand	γGr	= 1,4
Teilsicherheit Gleiten	γgi	= 1,10
Teilsicherheitsbeiwert ständige Einwirkungen allgemein	γg	= 1,35
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γα	= 1,5
Verhältnis von veränderlichen / ständigen Einwirkungen		= 0,5
Einbindetiefe		= 0.0  m

Mittig belastete Fundamente

Für die so gegründete Bodenplatte dürfen die folgenden Tragfähigkeitswerte angesetzt werden

### Maßgebliche Breite von 5,0 m

Bemessungswert des Sohldruckwiderstandes  $\sigma_{R.d} = 200 \text{ kN/m}^2$ Bemessungswert des Sohldrucks effektiv  $\sigma_{E.k} = 140 \text{ kN/m}^2$ 

Die Flachgründung auf der Bodenplatte ist bei Auslastung der o.g. Bodenpressung mit einer Setzung von 1,0 cm behaftet.

Der Wert des Bettungsmoduls beträgt

 $ks = 0.140 / 0.01 = 14 MN/m^3$ 

### Maßgebliche Breite von 3,0 m

Bemessungswert des Sohldruckwiderstandes  $\sigma_{R.d} = 243 \text{ kN/m}^2$ Bemessungswert des Sohldrucks effektiv  $\sigma_{E.k} = 170 \text{ kN/m}^2$ 

Die Flachgründung auf der Bodenplatte ist bei Auslastung der o.g. Bodenpressung mit einer Setzung von 1,0 cm behaftet.



Der Wert des Bettungsmoduls beträgt

$$ks = 0.170 / 0.01 = 17 MN/m^3$$

# Gründung auf Geschiebemergel

Der Teilbodenersatzkörper hat auf dem Geschiebemergel eine Schichtdicke von mindestens 0,3 m und ist nach obigen Vorgaben herzustellen. In der Anlage 4.2 sind die Fundamentdiagramme für eine Gründung des Gebäudetragwerkes auf einem Teilbodenersatzkörper und dem Geschiebemergel nach obigen Vorgaben dargestellt. Für die so gegründete Bodenplatte dürfen die folgenden Tragfähigkeitswerte angesetzt werden.

# Maßgebliche Breite von 5,0 m

Bemessungswert des Sohldruckwiderstandes  $\sigma_{R.d} = 200 \text{ kN/m}^2$ Bemessungswert des Sohldrucks effektiv  $\sigma_{E.k} = 140 \text{ kN/m}^2$ 

Die Flachgründung auf der Bodenplatte ist bei Auslastung der o.g. Bodenpressung mit einer Setzung von 0,6 cm behaftet.

Der Wert des Bettungsmoduls beträgt

 $ks = 0.140 / 0.006 = 23.3 MN/m^3$ 

### Maßgebliche Breite von 3,0 m

Bemessungswert des Sohldruckwiderstandes  $\sigma_{R.d} = 243 \text{ kN/m}^2$ Bemessungswert des Sohldrucks effektiv  $\sigma_{E.k} = 170 \text{ kN/m}^2$ 

Die Flachgründung auf der Bodenplatte ist bei Auslastung der o.g. Bodenpressung mit einer Setzung von 0,6 cm behaftet.

Der Wert des Bettungsmoduls beträgt

 $ks = 0.170 / 0.006 = 28.3 MN/m^3$ 

Das bedeutet bei o.g. Auslastung, dass bei Gebäuden, dessen Bodenersatzkörper zum Teil auf dem Geschiebemergel und zum Teil auf der Moräne aufliegt (vgl. Gebäude A) eine rechnerische Differenzsetzung von 0,4 cm auftritt. Die Differenzsetzungen können nicht vermieden werden und sind statisch aufzufangen. Aus konstruktiven Gesichtspunkten sind die Kellergeschosse (Gründung und tragende Wände) als ein biegesteifer Kasten herzustellen.



#### 5.2.2 Nicht unterkellerte Gebäude

Die Gründungssohle der nicht unterkellerten Gebäude liegt im nicht tragfähigen Verwitterungslehm. Es wird vorgeschlagen, die Gebäude auf einem Trägerrost und Brunnen zu gründen, die auf dem Geschiebemergel aufliegen. Die Herstellung der Brunnengründung erfolgt mit Brunnenringen, die mit Beton verfüllt werden.

In der Anlage 4.3 ist ein Fundamentdiagramm entsprechend EC 7 bei nach Setzungsund Grundbruchberechnungen entsprechend DIN 4017 und DIN 4019 bei mittiger Belastung für eine Brunnengründung in Abhängigkeit vom Durchmesser dargestellt.

Es wird bei der Berechnung von folgenden Vorgaben ausgegangen:

BS-P ständige Bemessungssituation (Lastfall 1)		
Teilsicherheitsbeiwert Widerstand Grundbruchwiderstand	γGr	= 1,4
Teilsicherheit Gleiten	γgi	= 1,10
Teilsicherheitsbeiwert ständige Einwirkungen allgemein	γG	= 1,35
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γα	= 1,5
Verhältnis von veränderlichen / ständigen Einwirkungen		= 0,5
Einbindetiefe		= 3,0  m
Mittig belastete Fundamente		

Angegeben wird in Anlehnung an DIN 1054 der Bemessungswert des Sohlwiderstandes  $\sigma_{\text{R.d}}$  und der effektive zulässige Sohlwiderstand  $\sigma_{\text{Ek}}$ 

Bei einer Begrenzung der Setzung auf 1,5 cm sind folgende Tragfähigkeitswerte anzusetzen:

Bemessungswert des Sohldruck  $\sigma_{Rd}$ 

Einzelfundament angenommen	a = 2,0 m	$\sigma_{R.d} = 622 \text{ kN/m}^2$
----------------------------	-----------	-------------------------------------

effektive zulässige Sohlwiderstand  $\sigma_{Ek}$ 

Einzelfundament angenommen 
$$a = 2.0 \text{ m}$$
  $\sigma_{Ek} = 436 \text{ kN/m}^2$ 

Es wird darauf hingewiesen, dass es günstiger ist einen großen Brunnenradius zu wählen, da die Lastabtragung flächig erfolgt, was einer Verkantung der Brunnen entgegenwirkt. Weiterhin können Brunnen mit einem Durchmesser > 1,5 m von üblichen Greifbaggern ausgehoben werden. Für kleinere Radien bedarf es eines Spezialgreifers, der kostenintensiver ist.



#### 5.2.3 Kanäle und Schächte

Die angenommene Gründungssohle der Kanäle und Schächte liegt in der Moräne oder dem Geschiebemergel. Es wird empfohlen die Kanäle und Schächte in herkömmlicher Art und Weise auf einer Ausgleichsschicht in den Geschiebemergel oder die Moräne zu gründen. Der Verwitterungslehm ist komplett bis auf den Geschiebemergel oder die Moräne gegen einen Bodenersatzkörper nach obigen Vorgaben auszutauschen.

In der Anlage 4.4-5 sind die Fundamentdiagramme entsprechend EC 7 nach Setzungsund Grundbruchberechnungen entsprechend DIN 4017 und DIN 4019 nach obigen Vorgaben dargestellt. Angegeben wird in Anlehnung an DIN 1054 der Bemessungswert des Sohlwiderstandes  $\sigma_{R,d}$  und der effektive zulässige Sohlwiderstand  $\sigma_{Ek}$ . Bei einer Begrenzung der Setzung auf 1,0 cm sind folgende Tragfähigkeitswerte anzusetzen:

Bemessungswert des Sohldruck  $\sigma_{R,d}$ 

Kanal angenommen DN300	b = 0.3  m	$\sigma_{R.d} = 300 \text{ kN/m}^2$
Schacht angenommen	a = 1,5 m	$\sigma_{R.d} = 429 \text{ kN/m}^2$

effektive zulässige Sohlwiderstand  $\sigma_{Ek}$ 

Kanal angenommen DN300	b = 0.3  m	$\sigma_{Ek} = 210 \text{ kN/m}^2$
Schacht angenommen	a = 1,5 m	$\sigma_{Ek} = 300 \text{ kN/m}^2$

#### 5.3 Grundwasserschutz und Auftriebssicherheit

Entsprechend der Ausführung im Abschnitt 4 wurde in den Sondierungen Grundwasser ab 5,2 m Tiefe beobachtet.

Das Gebäude steht über dem Grundwasser, jedoch wird sich Regenwasser in der Arbeitsraumverfüllung ansammeln. Der Geschiebemergel ist nahezu undurchlässig und das Niederschlagswasser kann nicht versickern.

Im Westen, dort wo ein Gefälle ausgebildet ist, wird empfohlen, den Arbeitsraum gemäß DIN 4094 über eine Drainage zu entwässern. Dann kann zur Bemessung der Auftriebssicherheit der Bemessungswasserstand auf die Höhe der Drainagen herabgesetzt werden. Kann eine Entwässerung des Arbeitsraumes nicht realisiert werden greifen die Vorgaben des nachfolgenden Absatzes.

Im Osten ist eine Entwässerung der Arbeitsraumverfüllung wegen dem fehlenden Gefälle augenscheinlich nicht möglich. Daher müssen die Keller und Tiefgaragen in diesem Bereich aus wasserdichtem Beton als sogenannte weiße Wannen hergestellt werden. Zur Bemessung der Auftriebssicherheit ist dann nach DIN 18533 ein höchster Wasserstand auf Geländeoberkante anzusetzen.



# 5.4 Baugrubensicherung und Wasserhaltung

### Nicht unterkellerte Gebäude

Bei einer Brunnengründung wird keine Baugrube anfallen. Die Wasserhaltung wird sich auf das Leerpumpen der Brunnen vor dem Betonieren beschränken.

#### Unterkellerte Gebäude

Die Baugrube für die unterkellerten Gebäude wird bis zu 4 m tief. Sie kann in den anstehenden Böden unter 45° frei geböscht werden. Die freien Böschungen sind konstruktiv mit Folie o.ä. gegen Erosion durch Niederschlagswasser zu schützen.

Bei Schichtwasserzutritten sind die Böschungen mit Stützscheiben aus Einkornbeton zu sichern. Diese Maßnahme kann erst beim Aushub der Baugrube, wenn Schichtwasserzutritte bekannt sind, quantifiziert werden.

Steilere Böschungen sind möglich, sie sind jedoch statisch nachzuweisen und ggf. mit Spritzbeton und Erdnägeln zu sichern. Dort, wo mit Spritzbeton die Böschungen verschlossen werden, muss durch Drainöffnungen dafür Sorge getragen werden, dass sich kein Stauwasser hinter der Betonschale ansammeln kann.

Eine Wasserhaltung wird sich auf das Entfernen von Schichtenwasser beschränken.

#### Kanäle und Schächte

Die Baugrube für die Kanäle und Schächte wird mit dem erforderlichen Bodenaustausch bis zu 4,0 m tief. Es wird empfohlen die Kanalgräben mit großformatigen Verbautafeln zu sichern. Die Wasserhaltung wird sich auf das Entfernen von Schichtenwasser beschränken und kann über mitgeführte Drainagen und Pumpensümpfe organisiert werden.

#### 5.5 Aushubklassen

Beim Baugrubenaushub ist nach DIN 18 300 mit den folgenden Bodenklassen und Auflockerungsfaktoren zu rechnen:

Böden	Bodenklasse	Auflockerung
Verwitterungslehm	4	10 %
Moräne	4, 6*	15 %
Geschiebmergel	4, 6*	20 - 25 %

Für die Verfüllung der Arbeitsräume ist keiner der anstehenden Böden geeignet. Die Arbeitsräume sind mit einem Kiessand zu verfüllen.



## 5.6 Homogenbereiche nach DIN 18300 2015

Die Böden sind in folgende Homogenbereiche zusammenzufassen:

	Mutterboden	Verwitterungslehm	Moräne	Geschiebemergel
Homogenbereich	01	B1	B2	B3
Korngröße	Schluff	Schluff	Kies und Schluff	Schluff und Kies
Massenanteil Steine und Blöcke	0 %	0 %	1 %	5 %
Dichte in kN/m³	15	18 - 19	19 - 20	20 - 21
undrainierte Scherfestigkeit in kN/m²	40	10 - 15	-	80 - 100
Wassergehalt	erdfeucht	erdfeucht	erdfeucht – nass	erdfeucht
Plastizitätszahl	-	15 % – 20 %	-	15 % - 25 %
Konsistenz	weich	weich	-	steif, halbfest
Lagerungsdichte	-	-	locker	mitteldicht, dicht
Organischer Anteil	15 %	< 1 %	-	-
Bodengruppe	ОН	UL	GW - GU*	UL – GU*

# 5.7 Verkehrsflächen und Hofbefestigungen

Gemäß den Richtlinien der ZTVE - StB 09 (zusätzliche Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau) muss der Untergrund Mindestanforderungen bezüglich des Verformungsmoduls (EV<sub>2</sub> > 45 MN/m²) genügen. Im Verwitterungslehm werden die Anforderungen an den oben genannten EV<sub>2</sub> - Wert nicht erreicht werden.

Die Straßen und Parkplätze sind daher auf einen zusätzlichen Bodenersatzkörper aus Kiessand (d > 0,40 m) zu gründen. Dazu ist der Mutterboden abzutragen. Auf dem Verwitterungslehm ist ein Geotextil der Robustheitsklasse GRK 4 anzuordnen. Das Fließ verhindert, dass sich der Kies in den schluffigen Untergrund drückt.

Der Bodenersatzkörper besteht aus Kiessand mit max. 5 % Schluff, min 25 % Sand und einem Größtkorn von 100 mm. Er ist lagenweise d< 30 cm einzubauen und pro Lage auf 100 % der einfachen Proctordichte zu verdichten.

Über den Bodenersatzkörper folgt der Regelaufbau aus Frostschutzkies.



# 5.8 Versickerung von Niederschlagswasser

Der Verwitterungslehm, der Geschiebemergel und die schluffigen Bereiche in der Moräne sind als nicht durchlässig einzustufen und eigenen sich nicht zur Versickerung von Niederschlagswasser.

Eine Versickerung mit den geplanten Rohrrigolen nördlich der geplanten Bebauung wird in den feinteilarmen Bestandteilen der Moräne bis zu einem gewissen Grad funktionieren. Im Bereich der geplanten Bebauung wurden keine feinteilarmen Bereiche der Moräne erschlossen, das heißt, hier kann kein Wasser versickert werden.

Treten im Bereich der geplanten Versickerungsanlage schluffige Bereiche auf, sind diese gegen einen Bodenersatzkörper aus Kiessand zu ersetzen. Bei höherem oder lang anhaltenden Wasserandrang kann es zu einem Aufstau von Wasser in der Rigole kommen. Die Versickerungsanlage muss mindestens 1,0 m in den versickerungsfähigen Boden einbinden.

Es wird empfohlen die geplante Rigole mit einem Notüberlauf auszustatten, der an den Kanal angeschlossen wird.

MSc. D. Trojok

