

Geotechnischer Bericht
zum
BV GWG Lindauer Wohnungsgesellschaft
Neubebauung Ludwig-Kick-Straße 9 - 13
In 88131 Lindau

BV-Code: BV00035100

Aktenzeichen: AZ 20 08 066

Bauvorhaben: GWG Lindauer Wohnungsgesellschaft
Neubebauung Ludwig-Kick-Straße 9 - 13 (bisher Stadtgärtnerei Lindau)
88131 Lindau (Bodensee)
- Baugrunderkundung -

Auftraggeber: GWG Lindauer Wohnungsgesellschaft mbH
Schulstraße 24
88131 Lindau (Bodensee)

Bearbeitung: M.Sc. Geol. Rainer Schumacher
Dipl.- Geol. Oliver Brokatzky

Datum: 10.11.2020

Inhaltsverzeichnis

1	Vorgang	4
2	Geomorphologie des Untersuchungsgebietes.....	5
2.1	Morphologie des Untersuchungsareals	5
2.2	Allgemeine Baugrundbeschreibung.....	6
3	Geotechnisches Baugrundmodell.....	8
3.1	Bautechnische Beschreibung der Schichten	8
3.2	Bodenmechanische Laborversuche	10
3.2.1	Wassergehaltsbestimmung nach DIN 18121.....	10
3.2.2	Bestimmung der Zustandsgrenzen nach DIN 18122	11
3.2.3	Korngrößenverteilung nach DIN 4022	12
3.3	Bodenkennwerte und Bodenklassifizierung	13
4	Georisiken.....	16
4.1	Seismische Aktivität	16
5	Hydrogeologie	16
5.1	Grundwasserverhältnisse.....	16
5.2	Versickerungsfähigkeit der Böden nach DWA A-138.....	16
6	Gründungskonzept und baubegleitende Maßnahmen	17
6.1	Bauwerk	17
6.2	Baugrundsituation	18
6.3	Gründungsempfehlung.....	18
6.4	Baugrube	20
6.5	Trockenhaltung von Bauwerken	22
7	Hinweise und Empfehlungen	23

Anlagenverzeichnis

- 1.1 Übersichtslageplan, unmaßstäblich
- 1.2 Lageplan mit Untersuchungspunkten, Maßstab 1 : 500 (DIN A 1)
- 2.1-5 Geotechnische Baugrundschnitte, M.d.H. 1:50, M.d.L. unmaßstäblich
- 3 Fotodokumentation der Bohrkerne
- 4.1-8 Bodenmechanische Laborversuche
- 5.1-2 Grundbruch- und Setzungsberechnungen

Verwendete Unterlagen und Literatur

- [1] Dietrich | Untertrifaller Architekten GmbH, Herzogstraße 60, 80803 München: Lageplan VORABZUG „Alte Stadtgärtnerei Lindau-Aeschach“, Maßstab 1:500, Stand: 11.08.2020
- [2] Bayerisches Geologisches Landesamt: Geologische Karte von Bayern 1: 25 000, Blatt Nr. 8424 Lindau (Bodensee). München 1986 DIN EN 1997-1 Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln
- [3.2] DIN EN 1997-1/NA Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln
- [3.3] DIN EN 1997-2, Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds
- [3.4] DIN EN 1997-2/NA, Nationaler Anhang, National festgelegte Parameter
- [4] DIN 1054:2012-12; Baugrund- Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1
- [5] Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben „EAB“, 5. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, 2012, 330 Seiten
- [6] Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Theodor-Heuss-Allee 17, 53773 Hennef: Arbeitsblatt DWA-A 138: Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser, August 2008

1 Vorgang

Der Bauherr, die GWG Lindauer Wohnungsgesellschaft mbH, beabsichtigt die Neuerschließung des bereits bebauten und bislang u.a. von der Stadtgärtnerei Lindau genutzten Geländes in der Ludwig-Kick-Straße 9-13 in Lindau (Bodensee) mittels einer Wohnbebauung. Die Bestandsbauwerke sollen im Vorfeld zur Baumaßnahme kontrolliert rückgebaut werden. Hierfür wird eine zusätzliche Gebäudeschadstoffuntersuchung ausgeführt, deren Ergebnisse in einem gesonderten Bericht erfasst werden. Neben den Gebäudeschadstoffen erfolgt am Standort aufgrund der langjährigen Nutzung des Grundstückes durch die Stadtgärtnerei Lindau zudem eine orientierende technische Erkundung, wobei die Ergebnisse ebenfalls in einem gesonderten Bericht niedergeschrieben werden.

Im Rahmen der Neuerschließungsmaßnahme wurde die Firma BauGrund Süd beauftragt, die geologische und hydrogeologische Situation des Untergrundes im Projektareal zu erkunden. Die Ergebnisse sollen dann, gemäß Eurocode 7, in einem geotechnischen Bericht nach DIN-EN 1997-1:2014-03 bzw. DIN-EN DIN EN 1997-2:2010-10 zusammenfassend dargestellt und aus gründungstechnischer Sicht bewertet werden.

Zur Abklärung und Bewertung des geologischen Aufbaus im geplanten Baufeld wurden im Zeitraum vom 05.10.2020 bis 07.10.2020 sechs großkalibrige Rammkernbohrungen BK 1-6/20 nach DIN EN ISO 22475-1:2007-01 bis in Tiefen von 8,00 m u. GOK (unter Geländeoberkante) mit durchgehendem Gewinn gekernter Bodenproben niedergebracht. Zusätzlich wurden für eine abfallrechtliche Probenahme sieben kleinkalibrige Rammkernsondierungen RKS 1-7/20 bis jeweils rd. 3,00 m u. GOK abgeteuft. Neben den direkten Aufschlüssen wurden zur Ermittlung der Festigkeit des Untergrunds sowie zur weiteren Abgrenzung der geologischen Schichten sechs schwere Rammsondierungen DPH 1-6/20 (Dynamic Probing Heavy) nach DIN EN ISO 22476-2:2012-03 bis in eine Tiefe von jeweils 8,00 m u. GOK ausgeführt.

Der Standort des Untersuchungsgebietes kann auf dem Übersichtslageplan der Anlage 1.1 eingesehen werden. Die Einmessung der Ansatzpunkte der Aufschlüsse nach Lage und Höhe erfolgte mittels GPS durch Mitarbeiter der Firma BauGrund Süd. Die entsprechenden Rechts- und Hochwerte (UTM-Koordinaten) sowie die Absoluthöhen können dem Lageplan mit den Aufschlusspunkten in Anlage 1.2 entnommen werden. Alle Ansatzpunkte wurden vorab durch einen Feuerwerker der BauGrund Süd GmbH auf Kampfmittel freigemessen. Der Bericht zur Bohrpunktfreimessung wird dem Auftraggeber in einem gesonderten Bericht übermittelt.

Die erkundeten Bodenschichten wurden gemäß DIN EN ISO 14688-1:2013-12, DIN 18196:2011-05, DIN 18300:2019-09 und DIN 18301:2019-09 ingenieurgeologisch aufgenommen, wobei eine Zusammenfassung stratigraphisch gleicher Schichten stattfand. Daher können diese von der genormten Farbgebung für Lockergesteine teilweise abweichen. Anschließend erfolgte aus den Bodenprofilen der Rammkernbohrungen, den Rammkernsondierungen sowie den Diagrammen der Rammsondierungen die Ausarbeitung eines geologischen Baugrundmodells, welches in den geotechnischen Baugrundschnitten der Anlagen 2.1-3 wiedergegeben wird.

Die mit den Aufschlüssen zu Tage geförderten und in Kernkisten ausgelegten Böden sind in der Fotodokumentation in Anlage 3 abgebildet.

Aus den gewonnenen Bohrkernen wurden gestörte Bodenproben entnommen und im Erdbaulabor der Firma BauGrund Süd bodenmechanisch untersucht. Die Ergebnisse der durchgeführten Laborversuche sind im Detail in den Anlagen 4.1-8 dokumentiert.

In den Anlagen 5.1-2 sind exemplarisch für das Bauvorhaben Grundbruch- und Setzungsberechnungen beigelegt, anhand derer der Bemessungswert des Sohldruckwiderstandes ermittelt werden kann.

2 Geomorphologie des Untersuchungsgebietes

2.1 Morphologie des Untersuchungsareals

Das Projektgebiet befindet sich im Stadtteil Aeschach der Großen Kreisstadt Lindau (Bodensee). Der Stadtteil Aeschach liegt zentral in der Gemarkung Lindau. In einer Entfernung von etwa 250 m in nordöstlicher Richtung fließt die Oberreitnauer Ach, die rund 1 km in südlicher Richtung in den Bodensee mündet.

Das Untersuchungsareal wird in nördlicher Richtung durch einen Wald, Ackerflächen und Hecken, in östlicher Richtung durch diverse Gebäude, in südöstlicher Richtung durch die Ludwig-Kick-Straße, in südwestlicher Richtung durch eine Kirche und in westliche Richtung durch die Anheggerstraße, Gebäude und einen Wald begrenzt. Das Projektareal wird aktuell von der Stadtgärtnerei Lindau genutzt, sodass vor Ort noch Gewächshäuser, ein Palmenhaus und andere Betriebsgebäude vorhanden sind. Neben Grünflächen gibt es auch asphaltierte oder nur aufgekieste Freiflächen.



Abbildung 1: Überblick über das Untersuchungsgebiet

Morphologisch betrachtet fällt das Gelände mäßig von Westen nach Osten zur Oberreitnauer Ach hin ab. Der maximale Höhenunterschied zwischen den eingemessenen Aufschlusspunkten beträgt im Untersuchungsgebiet dabei ca. 5,15 m.

Den tieferen Untergrund des Geländes bilden die tertiären Sedimente der Oberen Süßwassermolasse, die jedoch mit der jeweiligen Endtiefe der Bohrungen und Sondierungen nicht aufgeschlossen wurden. Mit dem Rückzug des Rheinvorlandgletschers gegen Ende des Pleistozäns lagerten sich Moränensedimente ab, die am Standort in Form von Grundmoränensedimenten aufgeschlossen wurden.

Die Moränensedimente waren intensiven Verwitterungsprozessen ausgesetzt, sodass sich hier eine Verwitterungsdecke ausbildete. Aufgrund der bisherigen Nutzung des Geländes als Stadtgärtnerei und Tiefbauamt, kamen sowohl in versiegelten Bereichen als auch im Bereich von Grünanlagen bzw. Grünstreifen anthropogene Auffüllungen zur Ablagerung, die innerhalb versiegelter Flächen mit einer Asphaltdecke zur Geländeoberkante hin abschließen.

2.2 Allgemeine Baugrundbeschreibung

Mit den abgeteufte Aufschlüssen kann für das projektierte Areal folgende generalisierte Schichtenabfolge zugrunde gelegt werden:

Auffüllungen (Asphalt, Oberboden, Schluff, Sand, Kies)	(Rezent)
Verwitterungsdecke	(Pleistozän - Holozän)
Moränensedimente (Grundmoräne)	(Pleistozän)

Im Einzelnen wurden die erkundeten Schichten mit den abgeteufte Bohrungen und Sondierungen in folgenden Schichttiefen nach Tabelle 1 und Tabelle 2 festgestellt.

Tabelle 1: Schichtglieder und Schichttiefen Bohrungen/Kleinrammbohrungen (bis m unter Gelände)

Aufschluss	Auffüllungen	Verwitterungsdecke	Moränensedimente (Grundmoräne)
BK 1/20	0,00 - 1,20	-	1,20 - 8,00*
BK 2/20	0,00 - 0,85	0,85 - 2,00	2,00 - 8,00*
BK 3/20	0,00 - 1,10	1,10 - 1,45	1,45 - 8,00*
BK 4/20	0,00 - 1,75	1,75 - 2,50	2,50 - 8,00*
BK 5/20	0,00 - 1,40	1,40 - 3,00	3,00 - 8,00*
BK 6/20	0,00 - 0,70	0,70 - 2,90	2,90 - 8,00*
RKS 1/20	0,00 - 0,50	0,50 - 2,00	2,00 - 3,00*

Tabelle 1: Schichtglieder und Schichttiefen Bohrungen/Kleinrammbohrungen (bis m unter Gelände)

Aufschluss	Auffüllungen	Verwitterungsdecke	Moränensedimente (Grundmoräne)
RKS 2/20	0,00 - 1,10	1,10 - 2,10	2,10 - 3,00*
RKS 3/20	0,00 - 1,35	1,35 - 2,00	2,00 - 3,00*
RKS 4/20	0,00 - 1,80	1,80 - 2,50	2,50 - 3,00*
RKS 5/20	0,00 - 0,65	0,65 - 2,10	2,10 - 3,00*
RKS 6/20	0,00 - 1,00	1,00 - 2,00	2,00 - 3,00*
RKS 7/20	0,00 - 0,70	0,70 - 2,55	2,55 - 3,00*

* Endtiefe Bohrung/Kleinrammbohrung

Tabelle 2: Schichtglieder und Schichttiefen Sondierungen (bis m unter Gelände)

Aufschluss**	Auffüllungen	Verwitterungsdecke	Moränensedimente (Grundmoräne)
DPH 1/20	0,10 - 1,20	-	1,20 - 8,00*
DPH 2/20	0,00 - 0,80	0,80 - 2,30	2,30 - 8,00*
DPH 3/20	0,00 - 1,40	1,40 - 1,80	1,80 - 8,00*
DPH 4/20	0,00 - 1,40	1,40 - 2,00	2,00 - 8,00*
DPH 5/20	0,00 - 1,50	1,50 - 2,30	2,30 - 8,00*
DPH 6/20	0,00 - 0,80	0,80 - 2,90	2,90 - 8,00*

* Endtiefe Sondierung

** Da es sich bei Rammsondierungen um ein indirektes Aufschlussverfahren handelt (keine Bodenförderung), sind die Schichtgrenzen als Interpolation zu betrachten

3 Geotechnisches Baugrundmodell

3.1 Bautechnische Beschreibung der Schichten

Durch Interpolation der punktuellen Aufschlüsse wurde unter Berücksichtigung der geologischen Zusammenhänge ein räumliches Baugrundmodell entwickelt. Der Aufbau, die Zusammensetzung sowie die bautechnischen Eigenschaften des Untergrundes werden nachfolgend beschrieben. Das für das Bauvorhaben zugrunde gelegte Baugrundmodell ist dabei zusammenfassend in den Anlage 2.1-5 dargestellt.

Auffüllungen

Innerhalb des Untersuchungsgebietes kam es aufgrund der urbanen Lage sowie der Nutzung des Standortes großflächig zur Ablagerung von anthropogenen Auffüllungen. Im Bereich versiegelter Flächen (Rammkernbohrung BK 3-4/20, der Rammkernsondierungen RKS 5-6/20 und der Rammsondierungen DPH 1/20 und 4/20) wurden die Auffüllungen unterhalb einer bis zu lokal 13 cm starken Asphaltdecke erschlossen.

Innerhalb der befestigten Flächen wurde unterhalb der Asphaltdecke überwiegend ein sandiger bis stark sandiger und schwach schluffiger bis lokal schluffiger Kies erbohrt, der im engeren Sinne einen Kieskoffer markiert. Nebengemengteile wie Ziegelbruch oder Betonbruch wurden lediglich lokal und dann auch nur mit Volumenanteilen von deutlich < 3 Vol-% angetroffen. Unterhalb des Kieskoffers wurden zudem überwiegend nichtbindige Auffüllungen erbohrt, die sich aus Kiesen und Sanden zusammensetzen und entweder mal die Kiese und mal die Sande vorherrschen. Der Feinkornanteil innerhalb dieser Auffüllungen schwankt zwischen schluffig bis lokal stark schluffig.

Im Fall der Grünflächen wurde als oberster Schichtenhorizont ein Oberboden angetroffen, der als ein durchwurzelter, organischer, vereinzelt bis schwach kiesiger, schwach sandiger bis sandiger, schwach toniger bis toniger Schluff bis Feinsand zu beschreiben ist und vermutlich im Zuge der ehemaligen Nutzung umgelagert oder aufgefüllt wurde.

Neben den natürlichen Bodenbestandteilen wurden in den aufgefüllten Bodenschichten Fremdstoffe in Form von Ziegel- und Betonbruchstücken angetroffen. Darüber hinaus wurden vor allem in den sandigen Auffüllungen sowie im Bereich der Kleinrammbohrung RKS 7/20 schlackeähnliche Beimengungen erkundet.

Gemäß der manuellen Bodenansprache des Bohrgutes ist die Konsistenz der feinkornreichen Auffüllungen mit weich anzugeben. Dies wird durch die Schlagzahlen der schweren Rammsondierungen mit Werten von $0 \leq N_{10} \leq 2$ (N_{10} = Anzahl der Schläge pro 10 cm Eindringung) bestätigt. Im Bereich der kiesigen Auffüllböden steigen die Schlagzahlen auf Werte von $4 \leq N_{10} \leq 13$ an, so dass von einer vorwiegend mitteldichten Lagerung der Kiese auszugehen ist.

Grundsätzlich sind die anstehenden Auffüllungen in ihrer inhomogenen Ausbildung als nur gering tragfähig zu bewerten und nicht geeignet Bauwerkslasten setzungsarm aufzunehmen.

Im Zuge der Aushubarbeiten ist auf eine fachgerechte Entsorgung/Verwertung der auszuhebenden Bodenschichten zu achten. Für eine erste Bewertung der Schadstoffbelastung wurden Stichproben entnommen, deren Ergebnisse in der abfallrechtlichen Vorbewertung in einem gesonderten Bericht aufgeführt sind.

Verwitterungsdecke

Im Liegenden der Auffüllungen schließt sich, mit Ausnahme des Areals um BK 1/20, eine bis zu 3,00 m u. GOK reichende Verwitterungsdecke an.

Bei ihr handelt es sich um einen sandigen bis stark sandigen, tonigen bis stark tonigen Schluff mit variierendem Kiesanteil von kiesig bis zu vereinzelt Kieskomponenten. Lokal treten auch Steine auf. Die Färbung reicht von ockerbraun über braun, rot- bis graubraun, wobei die überwiegenden Brauntöne ein Hinweis auf eine weit vorangeschrittene Entkalkung des Bodens sind.

Die Schlagzahlen der schweren Rammsondierungen mit Werten von $2 \leq N_{10} \leq 5$ deuten auf eine weiche bis steife Konsistenz der Verwitterungsdecke hin und unterstreichen die Ergebnisse der manuellen Bodenansprache.

Die Verwitterungssedimente stellen in der aufgeschlossenen weichen und steifen Zustandsform einen nur gering bis mäßig tragfähigen Baugrund dar, der je nach Belastungsintensität mit mehr oder weniger starken Setzungen reagiert.

Darüber hinaus ist die Verwitterungsdecke als frost- und witterungsempfindlich zu bezeichnen. Insbesondere in Kontakt mit Wasser wird das Sediment rasch aufweichen und sich entfestigen, was sich in einer Abnahme des Konsistenzbereiches sowie in der Tragfähigkeit bemerkbar macht.

Moränensedimente

Wie in den Baugrundquerschnitten in den Anlagen 2.1-5 ersichtlich, folgen unterhalb der Deckschichten (Auffüllungen, Verwitterungsdecke) Moränensedimente, die im Untersuchungsgebiet als gemischtkörnige Grundmoräne aufgeschlossen wurde.

Die Grundmoräne tritt in den Aufschlüssen als ein toniger, sandiger Schluff mit lediglich geringen Kiesanteilen auf. Vereinzelt Holzreste in ihr deuten auf eine Umlagerung der oberflächennahen Grundmoräne, ggf. durch die Oberreitnauer Ach, hin.

Der Grobanteil (Steine) ist den Bohrerergebnissen zufolge mit gering ausgeprägt anzugeben. Wie die Erfahrungen jedoch gezeigt haben, muss in der Grundmoräne immer wieder mit Grobkomponenten, die bis Blockgröße reichen können, gerechnet werden. Auch das Antreffen von Findlingen in dieser Ablagerung ist keine Seltenheit.

Die mit den Rammsondierungen für die Grundmoräne aufgenommenen Schlagzahlen steigen grundsätzlich vom Top zur Basis. Das Schlagzahlbild reicht dabei von $2 \leq N_{10} \leq 97$.

Die Zahlen decken sich mit dem Befund aus der manuellen Kernaufnahme, wonach die Grundmoräne im Umkreis der Bohrungen BK 1/20 und BK 3/20 sowie der Sondierungen DPH 1/20 und

DPH 3-4/20 bis in eine Tiefe, die zwischen 3,40 m und 4,60 m variiert, zunächst in einer sehr weichen bis weichen Zustandsform vorliegt. Ab 2,30 m bis 4,20 m u. GOK steigen die Schlagzahlen auf Werte von $N_{10} \geq 5$ und bestätigen die mindestens steife und mit zunehmender Tiefe nach halbfest ansteigende Konsistenz aus der manuellen Bodenansprache.

Die Zunahme der Schlagzahlen erfolgt dabei bei den einzelnen Rammsondierungen mit unterschiedlicher Rate und nicht immer konstant. Abweichungen hin zu geringen Zahlen können auf den Einfluss von Schichtwasser zurückgeführt werden, während Ausreißer nach oben die zuvor geäußerte Annahme bestätigten, dass in der Grundmoräne gelegentlich grobkörnigere Einlagerungen (Steine) vorzufinden sind.

Die Grundmoräne stellt im Untersuchungsareal bei einer nur sehr weichen bis weichen Zustandsform einen gering tragfähigen Baugrund dar. Ab einer mindestens steifen bis halbfesten Konsistenz hingegen ist sie als ein gut tragfähiger Untergrund zu bezeichnen.

Wie bereits die Verwitterungsdecke, so ist auch die Grundmoräne als stark frost- und witterungsempfindlich anzusehen.

3.2 Bodenmechanische Laborversuche

Zusätzlich zu der manuellen Ansprache des Bohrgutes wurden bodenmechanische Laborversuche an ausgewählten Bodenproben durchgeführt. Die einzelnen Ergebnisse werden in den folgenden Ausführungen beschrieben.

3.2.1 Wassergehaltsbestimmung nach DIN 18121

Der natürliche Wassergehalt w_n einer Bodenprobe entspricht dem Quotienten aus Masse des Porenwassers und Masse der trockenen Probe. w_n eines bindigen Bodens ist ein entscheidender Faktor zur Bestimmung der Zustandsform eines Bodens.

Das ausführliche Protokoll mit der Auflistung aller relevanter Versuchsparameter findet sich in Anlage 4.1. Für die an zehn aus drei Bohrkernen aus unterschiedlichen Tiefenlagen entnommenen Proben ergaben sich folgende Werte für w_n in Tabelle 3.

Tabelle 3: Übersicht der durchgeführten Wassergehaltsbestimmungen

Aufschluss	Tiefe [m u. GOK]	Geologische Einheit	w_n [%]
BK 1/20	4,00	Grundmoräne	9,84
BK 1/20	6,00	Grundmoräne	14,25
BK 1/20	7,00	Grundmoräne	13,31
BK 1/20	8,00	Grundmoräne	15,10
BK 2/20	5,0	Grundmoräne	13,26
BK 2/20	6,0	Grundmoräne	12,33
BK 2/20	7,0	Grundmoräne	11,84
BK 4/20	4,0	Grundmoräne	12,04
BK 4/20	5,0	Grundmoräne	11,18
BK 4/20	6,0	Grundmoräne	13,91

In der Regel nimmt mit zunehmendem Wassergehalt die Konsistenz ab. In diesem Fall sind die Unterschiede bei w_n vermutlich auf die mit der Tiefe zunehmenden Tonanteil zurückzuführen, wobei Werte von $9,84 \% \leq w_n \leq 15,10 \%$ auf eine generell mindestens steife Konsistenz der Grundmoräne hinweisen.

3.2.2 Bestimmung der Zustandsgrenzen nach DIN 18122

Nach ATTERBERG wird der Übergang von der flüssigen zur bildsamen (knetbaren) Zustandsform als Fließgrenze w_L , der von der knetbaren zur halbfesten als Ausrollgrenze w_P und der von der halbfesten zur festen Zustandsform als Schrumpfgrenze w_S bezeichnet. w_P und w_L dienen in Verbindung mit dem natürlichen Wassergehalt w_n dazu, die Konsistenzzahl I_C und damit die Zustandsform eines bindigen Erdstoffes (Korngröße $\leq 0,063$ mm) zu bestimmen. Die Plastizitätszahl I_P gibt an, wie sich die Eigenschaften eines Erdstoffes bei Wasseraufnahme ändern.

Die ausführlichen Protokolle zur Bestimmung der Zustandsgrenzen finden sich in den Anlagen 4.2-7. Eine übersichtliche Darstellung der Ergebnisse der Versuche an sechs gestörten Bodenproben aus vier der Bohrkern gibt Tabelle 4 wieder.

Tabelle 4: Übersicht der bestimmten Zustandsgrenzen

Aufschluss	Tiefe [m u. GOK]	I_C [-]	w_n [%]	Zustandsform	Bodengruppe	Geologische Einheit
BK 1/20	3,0	0,42	19,7	sehr weich	TL/ST	Grundmoräne
BK 1/20	5,0	0,78	15,2	steif	TL	Grundmoräne
BK 2/20	4,0	0,94	13,2	steif	TL	Grundmoräne
BK 3/20	3,0	0,41	24,0	sehr weich	TL	Grundmoräne
BK 3/20	5,0	0,80	16,5	steif	TL	Grundmoräne
BK 5/20	4,0	0,99	14,0	steif	TL	Grundmoräne

In einer Tiefe von 3,0 m u. GOK wurde für die Moränensedimente der Bohrungen BK 1/20 und BK 3/20 mit einer Konsistenzzahl von $I_C = 0,41$ bzw. $I_C = 0,42$ eine nur sehr weiche Konsistenz nachgewiesen. Mit zunehmender Tiefe ergab die Auswertung der ATTERBERG-Versuche Konsistenzahlen von $0,78 \leq I_C \leq 0,99$ und somit eine mindestens steife, am Übergang zu einer halbfesten, Konsistenz.

Das Plastizitätsdiagramm nach CASAGRANDE ordnet das Sediment der Bodengruppe TL (leicht plastische Tone) zu. Der Überkornanteil schwankt zwischen 10,1 % und 21,8 % und ist charakteristisch für die wechselnden Kiesanteile in der Grundmoräne.

3.2.3 Korngrößenverteilung nach DIN 4022

Eine Korngrößenverteilung liefert eine erste Beurteilung des Baugrunds hinsichtlich der Durchlässigkeit, Frostempfindlichkeit, Scherfestigkeit und Eignung als Filtermaterial. Zur Ermittlung der Kornverteilung werden die Korngrößen getrennt, und zwar für die Korngrößen $d > 0,063$ mm durch Sieben und für $d < 0,063$ mm durch Sedimentation (Schlämmen). Bei gemischtkörnigen Böden mit größeren Anteilen über bzw. unter $d = 0,063$ mm wird eine kombinierte Sieb- und Schlämmanalyse durchgeführt.

Eine Zusammenstellung der Laborbefunde zeigt Tabelle 5, die detaillierte Auswertung ist der Anlage 4.8 zu entnehmen.

Tabelle 5: Übersicht zur Bestimmung der Korngrößenverteilung

Aufschluss	Tiefe [m u. GOK]	Kiesanteil [%]	Sandanteil [%]	Schluffanteil [%]	Tonanteil [%]	Bodenart	Geologische Einheit	Durchlässigkeitsbeiwert k_f [m/s]*
BK 6/20	2,0 - 3,0	12,0	19,3	45,1	23,6	Schluff, tonig, sandig, schwach kiesig	Verwitterungsdecke	$1,1 \times 10^{-9}$ [$2,2 \times 10^{-10}$]**

* Durchlässigkeitsbeiwert ermittelt nach USBR

** korrigierter Durchlässigkeitsbeiwert nach DWA A-138

Aus der ermittelten Kornverteilung lässt sich für die Verwitterungsdecke eine Zusammensetzung aus einem schwach kiesigen, sandigen, tonigen Schluff ableiten. Mit einem Feinkornanteil (Schluff und Ton) von 68,7 % ist das Material der Frostepfindlichkeitsklasse F3 (sehr frostepfindlich) nach ZTV E-StB 17 zuzuweisen.

Nach USBR ergibt sich für das Lockergestein ein Durchlässigkeitsbeiwert von $k_f = 1,1 \times 10^9$ m/s. Gemäß dem DWA- A-138 Merkblatt Anhang B „Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit“ sind die im Labor bestimmten Beiwerte für die Bemessung von Sickeranlagen mit dem Korrekturfaktor 0,2 zu multiplizieren, sodass sich ein Bemessungswert für die hydraulische Durchlässigkeit von $k_f = 2,2 \times 10^{-10}$ m/s ergibt. Damit ist das Sediment nur sehr schwach durchlässig bzw. wasserstauend.

3.3 Bodenkennwerte und Bodenklassifizierung

Aus erd- und grundbautechnischer Sicht sind für die im Untersuchungsgebiet aufgeschlossenen Böden aus Tabelle 6 folgende Bodenkennwerte zugrunde zu legen.

Tabelle 6: Charakteristische Bodenkennwerte (Erfahrungswerte)

Schichten	Wichte (feucht) γ [kN/m ³]	Wichte (u. Auftrieb) γ' [kN/m ³]	Reib.- winkel dräniert ϕ_k [°]	Kohäsion dräniert c'_k [kN/m ²]	Steifemodul E_s [MN/m ²]
Auffüllungen (Oberboden)	15,5 - 18,5	5,5 - 8,5	15,0 - 17,0	0,0 - 3,0	[0,5 - 1]
Auffüllungen (Schluff)	17,0 - 19,0	7,0 - 9,0	20,0 - 25,0	0,0 - 3,0	[1,0 - 3,0]
Auffüllungen (Sand)	18,0 - 20,0	8,0 - 10,0	30,0 - 32,5	0,0 - 1,0*	[3,0 - 5,0]
Auffüllungen (Kies)	19,0 - 20,0	9,0 - 10,0	30,0 - 35,0	[0,0 - 1,0*]	[8,0 - 10,0]
Verwitterungsdecke	17,0 - 19,0	7,0 - 9,0	22,5 - 25,0	2,0 - 4,0	3,0 - 6,0
Grundmoräne (sehr weich bis weich)	17,0 - 19,0	7,0 - 9,0	20,0 - 22,5	0,0 - 5,0	1,0 - 4,0
Grundmoräne (mind. steif bis halbfest)	18,0 - 20,0	8,0 - 10,0	22,5 - 27,5	5,0 - 15,0	30,0 - 50,0

*scheinbare Kohäsion

Entsprechend der derzeit gültigen Normen ist ein Homogenbereich ein begrenzter Bereich aus einer oder mehreren Boden- und Felsschichten nach DIN 4020:2010-12 und DIN EN 1997-2:2010-10, dessen bautechnische Eigenschaften eine definierte Streuung aufweisen und sich von den Eigenschaften der abgegrenzten Bereiche abheben.

Der Oberboden wird in der nachfolgenden Unterteilung der Homogenbereiche nicht erfasst bzw. berücksichtigt. Zwar wird der Oberboden in der DIN 18320:2019-09 als eigenständiger Homogenbereich bezeichnet, aber in den folgenden Ausführungen nicht mit aufgenommen, da der vorliegende geotechnische Bericht sich auf die geotechnischen und nicht bodenkundlichen Fragestellungen zum Bauvorhaben bezieht.

Eine Bewertung bzw. Einstufung des Oberbodens selbst erfolgt neben der DIN 18320:2019-09 unter Berücksichtigung bodenkundlicher Aspekte auch nach DIN 18915:2018-06 und DIN 19639:2019-09.

Auf der Basis der vorliegenden Baugrundaufschlussergebnisse, den zum Baugrund vorliegenden Erfahrungswerten sowie aufgrund der bodenmechanischen Eigenschaften der anstehenden Baugrundsichten wird vorgeschlagen, die anstehenden Böden in die **Homogenbereiche** gemäß Tabelle 7 zu unterteilen.

Tabelle 7: Einteilung der Baugrundabfolge in Homogenbereiche

Homogenbereich	Baugrundsichten
A1	Auffüllungen, Schluff (A,U)
A2	Auffüllungen, Sand (A,S)
A3	Auffüllungen, Kies (A,G)
B	Verwitterungsdecke (VD)
C1	Grundmoräne, sehr weich bis weich (GMO)
C2	Grundmoräne, mind. steif bis halbfest (GMO)

Gemäß DIN 18300:2019-09 können für die o.a. Homogenbereiche die Eigenschaften und Kennwerte gemäß Tabelle 8 zugrunde gelegt werden, wobei entsprechend der Größe sowie der geplanten Unterkellerung die Geotechnische Kategorie **GK 2** angenommen wird.

Tabelle 8: Kennwerte/Eigenschaften der Homogenbereiche nach DIN 18300:2019-09 (Erfahrungswerte)

Kennwert/ Eigenschaft		Homogenbereich					
		Auffüllungen, Schluff	Auffüllungen, Sand	Auffüllungen, Kies	Verwitterungsdecke	Grundmoräne, sehr weich bis steif	Grundmoräne, mind. steif bis halbfest
		A1	A2	A3	B	C1	C2
Kornverteilung [%]	T	0 - 30	0 - 5	0 - 5	5 - 40	5 - 30	5 - 30
	U	50 - 70	15 - 40	5 - 30	50 - 70	50 - 70	50 - 70
	S	5 - 40	60 - 80	15 - 60	5 - 40	5 - 40	5 - 40
	G	0 - 40	15 - 40	60 - 80	0 - 30	0 - 40	0 - 40
Massenanteil Steine [%]		0 - 5	-	-	0 - 5	0 - 5	0 - 5
Massenanteil Blöcke [%]		-	-	-	-	-	-
Massenanteil große Blöcke [%]		-	-	-	-	-	-
Lagerungsdichte		-	locker - mitteldicht	locker - mitteldicht	-	-	-
Konsistenz		weich	-	-	weich - steif	sehr weich - steif	mind. steif - halbfest
Konsistenzzahl I_c		0,50 - 0,75	-	-	0,50 - 0,75	0,30 - 0,70	0,75 - 1,30
Plastizitätszahl I_P [%]		4 - 30	-	-	4 - 30	4 - 30	4 - 30
Wichte (feucht) γ [kN/m³]		17,0 - 19,0	18,0 - 20,0	19,0 - 20,0	17,0 - 19,0	17,0 - 19,0	18,0 - 20,0
Undrained Scherfestigkeit c_u [kN/m²]		10 - 20	-	-	10 - 50	10 - 50	80 - 150
Wassergehalt w_n [%]		6 - 60	-	-	19 - 24	19 - 24	11 - 17
Organischer Anteil [%]		0 - 5	< 1	< 1	< 1	< 1	< 1
Bodengruppe nach DIN 18196:2011-05		[GU*], [OU], [OU/SU*], [UL], [UL/TL],	[SU], [SU/SU*], [SW]	[GE], [GU], [GU/GW]	SU*, TL, TL/ST*, TM, UL, UL/TL	SU*, SU*/UL, TL/TM, TL/ST, UL/TL	GU*, SU*, TL, TM, UL, UL/TL, UM/SU*
Frostempfindlichkeit [ZTV E-StB 09; Tab. 1]		F3	F1, F2	F1, F2	F3	F3	F3
Ortsübliche Bezeichnung		A,U	A,S	A,G	VD	GMO	GMO

4 Georisiken

4.1 Seismische Aktivität

Entsprechend der Erdbebenzonenkarte für Deutschland (Quelle: DIN 4149:2005-04), befindet sich das Untersuchungsgebiet in der **Erdbebenzone 2**, in dem gemäß dem zugrunde gelegten Gefährdungsniveau rechnerisch die Intensität 7,0 bis < 7,5 erreicht werden kann. Das Untersuchungsgebiet liegt in der Untergrundklasse S (Gebiete tiefer Beckenstrukturen mit mächtiger Sedimentfüllung).

Für eine Gründung in der Grundmoräne in mindestens steifer Konsistenz ist nach der DIN EN 1998-1/NA:2011-01 die Baugrundklasse C (hauptsächlich feinkörnige (bindige) Lockergesteine in mindestens steifer Konsistenz) zugrunde zu legen.

5 Hydrogeologie

5.1 Grundwasserverhältnisse

Bei den vom 05.10.2020 bis 07.10.2020 durchgeführten Bohrungen und Sondierungen im Untersuchungsareal konnte kein Zulauf von Grundwasser verzeichnet werden. In den Rammsondierungen war eine Messung des Wasserspiegels nicht möglich, da diese unmittelbar nach dem Ziehen des Sondiergestänges in sich zusammenfielen. Den bodenmechanischen Eigenschaften der Böden entsprechend bildet die Grundmoräne einen gering durchlässigen, wasserstauenden Untergrund, der als Grundwasserstauer im Untergrund fungiert. In der Grundmoräne können jedoch kies- und sandreiche Lagen auftreten, die häufig Schichtwasser führen, das sich adersförmig in diesem Sediment verteilt.

In den Deckschichten (Auffüllungen, Verwitterungsdecke) ist darüber hinaus ebenfalls nach langanhaltenden, niederschlagsreichen Perioden mit Schichtwasser zu rechnen.

5.2 Versickerungsfähigkeit der Böden nach DWA A-138

Die Versickerung von Niederschlagswasser setzt einen durchlässigen Untergrund und einen ausreichenden Abstand zur Grundwasseroberfläche voraus. Der Untergrund muss im Stande sein, die anfallenden Sickerwassermengen aufnehmen zu können. Die Versickerung des Niederschlags kann entweder direkt erfolgen oder über eine ausreichend dimensionierte Sickeranlage, die dem Untergrund durch verzögerte Versickerung die Niederschlagsmengen in Trockenperioden zuführt.

Nach DWA A-138 sollte der Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens, in dem die Versickerung stattfinden soll, zwischen $k_f = 1,0 \times 10^{-3}$ m/s und $k_f = 1,0 \times 10^{-6}$ m/s liegen. Die Mächtigkeit des Sickertraumes sollte, bezogen auf den mittleren höchsten Grundwasserstand, rd. 1,00 m betragen, um eine ausreichende Filterstrecke für eingeleitete Niederschlagsabflüsse zu gewährleisten.

Bei Durchlässigkeitsbeiwerten von $k_f < 1,0 \times 10^{-6}$ m/s ist eine Regenwasserbewirtschaftung über eine Versickerung nicht mehr gewährleistet, so dass die anfallenden Wassermengen über ein Retentionsbecken abgeleitet werden müssen.

Die durchweg bindige Matrix der unter den Auffüllungen folgenden Verwitterungsdecke garantiert keine ausreichende Versickerung der anfallenden Niederschläge, da das Sediment erfahrungsgemäß Durchlässigkeiten von $k_f \ll 1,0 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ aufweist. Aus einer Kornverteilung für die Verwitterungsdecke in Kapitel 3.2.3 geht hervor, dass die Wasserdurchlässigkeit, korrigiert nach USBR, sogar nur einen Wert von $k_f = 2,2 \times 10^{-10} \text{ m/s}$ aufweist.

Die Grundmoräne ist, wie zuvor beschrieben, wasserstauend und kann mit Durchlässigkeiten von $k_f < 1,0 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ als schwach bis sehr schwach durchlässig bezeichnet werden.

Das Sediment erfüllt in Bezug auf seine Durchlässigkeit nicht den Anforderungen der ATV A138 und kann folglich nicht für eine Versickerung herangezogen werden.

6 Gründungskonzept und baubegleitende Maßnahmen

6.1 Bauwerk

Die denkmalgeschützten Gebäude und der Wald bzw. Park im Nord- und Westteil des Geländes sollen erhalten, die restlichen Gebäude der Gärtnerei rückgebaut werden. Danach sollen auf dem Projektgebiet, das die Flurstücke 156, 156/1 und 157 umfasst, 50 bis 60 Wohnungen als Mehrfamilienhäuser mit gemeinsamer Tiefgarage entstehen und im nördlichen Abschnitt des Grundstückes zudem bis zu acht Kettenhäuser (Reihenhäuser) mit Unterkellerung errichtet werden. Nach mündlicher Mitteilung des Auftraggebers (Frau Theresa Rauh, GWG Lindau), sieht die derzeitige Planung einen Anschluss an die Ludwig-Kick-Straße an der Südostseite vor, wobei dieser Anschluss über eine Tiefgaragenzufahrt (als Einfahrt) ausgeführt werden soll. Als Ausfahrt soll die derzeitige Zufahrt an der Südwestecke der derzeitige Stadtgärtnerei dienen.

Es ist bisher nicht bekannt, auf welcher Kote das Bauwerksnull zu liegen kommen soll. Daher wurde für die Reihenhäuser eine Kote im Bereich der derzeitigen Geländeoberkante angesetzt (Kote +/- 0,00 = 407,00 m NHN). Die Unterkellerung wurde mit einer Gründungskote von 3,50 m unterhalb des Bauwerksnull angenommen auf einer Kote von derzeit 403,50 m NHN.

Für die Mehrfamilienhäuser wurde eine Kote des Bauwerksnull (Gebäudebezugshöhe) angenommen, die eine gemittelte derzeitige Geländeoberkante abbildet (Kote +/- 0,00 = 406,00 m NHN). Die Unterkellerung wurde mit einer Gründungskote von 3,50 m unterhalb des Bauwerksnull angenommen auf einer Kote von derzeit 402,50 m NHN.

Nähere Angaben sowie weiterführende Pläne oder aber Planquerschnitte sowie Angaben insbesondere zu den einwirkenden Gebäudelasten liegen dem Unterzeichner nicht vor, so dass im Folgenden allgemein auf die geotechnischen Belange eingegangen wird.

Sobald Planungsunterlagen feststehen, wird dieser Bericht diesbezüglich angepasst und bauwerksbezogen auf die Gründung detailliert eingegangen.

6.2 Baugrundsituation

Mit der Geländeoberkante stehen im Baufeld überwiegend Auffüllungen an, die sowohl nichtbindig als auch bindig ausgeprägt sind. Auffüllungen wurden bis in eine Tiefe von 1,80 m unter der jeweiligen Geländeoberkante erfasst, gegebenenfalls können diese allerdings auch tiefer reichen (Schachtanlagen, Kanalisation o.ä.). Unter den Auffüllungen folgt lokal noch eine Verwitterungsdecke, die von Moränensedimenten in Form einer Grundmoräne unterlagert werden. Die Grundmoräne liegt zuoberst (obersten 1-3 m) vorwiegend in einer aufgeweichten Zustandsform (sehr weich bis steif) vor, darunter geht die Konsistenz des bindigen Substrates in eine steife bis halbfeste Konsistenz über.

Aufgrund der leichten Hanglage des Grundstücks kann es sein, dass Geländeeinschnitte mit Höhen von bis zu > 5,0 m erforderlich werden, an den die Baugrube und deren Sicherung anzupassen ist.

In diesem Zusammenhang ist darauf hinzuweisen, dass innerhalb der Grundmoräne immer wieder mit dem Antreffen von Grobkomponenten bis hin zur Blockgröße und mit dem Auftreten von Schichtwasser zu rechnen ist.

6.3 Gründungsempfehlung

In der Annahme, dass alle Gewerke ein Untergeschoss erhalten sollen, werden die Gewerke überwiegend innerhalb der Grundmoränensedimente gegründet werden. Im Bereich der Bohrungen BK 5-6/20 könnte es sein, dass noch Reste der Verwitterungsdecke im Gründungsbereich anstehen.

Für die Abtragung der Bauwerkslasten sind diese einheitlich innerhalb der mindestens steifen Grundmoräne einzuleiten. Dafür sind die Verwitterungsdecke als auch lediglich sehr weiche bis weiche Grundmoränensedimente mit den Gründungselementen zu durchstoßen.

Die Baugrundsituation gestattet es, den Neubau auf einer **elastisch gebetteten Bodenplatte** zu gründen, die direkt auf der mindestens steifen Grundmoräne abgesetzt werden kann. Im Bereich der Mehrfamilienhäuser kommen die Gründungselemente voraussichtlich innerhalb der steifen Grundmoräne zu liegen, im Bereich der Reihenhäuser müssen voraussichtlich weiche Grundmoränensedimente mit den Gründungselementen durchstoßen werden.

Sollten vereinzelt noch Restmächtigkeiten an aufgeweichten Verwitterungsböden bzw. lediglich Grundmoräne in einer weichen Zustandsform anstehen, sind diese gegen ein gut verdichtbares Kies-Sand-Gemisch mit Feinanteil < 5 Vol.-% (z.B. FSK 0/45) bis auf die Oberkante der mindestens steifen Grundmoräne auszutauschen. Der Bodenersatzkörper ist mit einem Geovlies (GRK 3) von den gewachsenen Böden abzugrenzen. Der Kieskoffer ist in Schüttlagen von $d \leq 0,30$ m einzubringen und zu verdichten. Sollte ein Bodenaustausch im Randbereich der Bodenplatte erforderlich werden, ist das lastverteilende Polster über den Bodenplattenrand hinaus um seine Mächtigkeit breiter auszubilden, damit sich ein Lastausbreitungswinkel von 45° einstellen kann. Der fachgerechte Einbau des Teilbodenersatzkörpers ist mittels statischen Lastplattendruckversuchen nachzuweisen. Dabei ist ein Verformungsmodul von $E_{v2} \geq 80 \text{ MN/m}^2$ und ein Verhältniswert von $E_{v2} / E_{v1} \leq 2,5$

zu fordern. Die geotechnischen Kontrollprüfungen können im Bedarfsfall durch die Fa. BauGrund Süd durchgeführt werden.

Zur Vormeidung von Aufweichungsprozessen unter dem Kieskoffer ist jedoch eine vergrößerte Sauberkeitsschicht aus Magerbeton zu empfehlen (Versiegelung der Baugrubensohle).

Zur Vorbemessung der Bodenplatte, die wie eben beschrieben auf der Grundmoräne bzw. auf einem Teilbodenersatzkörper abgesetzt wird, kann ein Bettungsmodul in der Größenordnung von

$$k_s = 8 - 15 \text{ MN/m}^3$$

abgeschätzt werden.

Da der Bettungsmodul keine Bodenkonstante ist, sondern von den Belastungsverhältnissen der Geometrie und den Baugrundverformungen abhängt, wird empfohlen, den tatsächlichen Bettungsmodulverlauf nach Vorlage von Lastenplänen anhand einer detaillierten Setzungsrechnung ermitteln zu lassen. Diese Leistung kann auf Wunsch von der Fa. BauGrund Süd erbracht werden.

Alternativ kann die Bauwerksgründung auch auf **Einzel- und Streifenfundamenten** erfolgen, die einheitlich in der mindestens steifen Grundmoräne abgesetzt werden. Diese Gründungsvariante setzt voraus, dass die erdberührenden Bauteile über eine dauerhaft wirksame Ring- und Flächendrainage entwässert werden (vgl. Abschnitt 6.5). Evtl. auftretende Restmächtigkeiten der Verwitterungsböden sowie weiche Grundmoränensedimente sind mit den Gründungselementen zu durchstoßen (vmtl. Bereich Reihenhäuser), sofern dies nicht bereits durch die Einhaltung der frostfreien Einbindetiefe von $t = 0,80 \text{ m}$ erfolgt. Die hierfür erforderlichen Magerbetonvertiefungen bleiben in den angetroffenen Böden voraussichtlich kurzzeitig standfest.

Zur Vorbemessung der Einzel- und Streifen darf der Bemessungswert des Sohlwiderstandes $\sigma_{R,d}$ aus den Anlagen 5.1-2 ermittelt werden. Dort sind für mittige Belastungen in Abhängigkeit der Fundamentgeometrie Grundbruch- und Setzungsrechnungen ausgeführt.

Berechnungsgrundlage hierfür ist der EC 7 bzw. im Detail die DIN EN 1997-1:2009-09, die DIN EN 1997-1/NA und die DIN 1054:2010-12, sowie die DIN 4017:2006-03. Es liegt die Bemessungssituation BS-P (ständige Situationen / persistent situations) zugrunde.

Das Verhältnis von veränderlichen zu Gesamtlasten wird mit 0,5 vorausgesetzt. Bei einem Ausnutzungsgrad von $\mu \leq 1,0$ und Begrenzung der rechnerischen Setzung auf z. B. $s \leq 1,0 \text{ cm}$ ist je nach gewählter Fundamentgeometrie der im Diagramm benannte Bemessungswert des Sohldruckwiderstands $\sigma_{R,d}$ anzusetzen.

Die Mindesteinbindetiefe der Fundamente wird mit $t = 0,80 \text{ m}$ angenommen.

Die Tabellen 10 und 11 enthalten einen exemplarischen Auszug aus den Anlagen 5.1-2.

Tabelle 10: Bemessungswert des Sohldruckwiderstandes in Abhängigkeit der Fundamentgeometrie (Einzelfundament in mindestens steifer Grundmoräne; Anl. 5.1)

Einzelfundament a x b [m]	$\sigma_{R,d}$ [kN/m ²]	$R_{n,d}$ [kN]	zugh.S [cm]
1,0 x 1,0	~ 425	~ 425	~ 0,53
1,6 x 1,6	~ 451	~ 1.154	~ 0,87

Tabelle 11: Bemessungswert des Sohldruckwiderstandes in Abhängigkeit der Fundamentgeometrie (Streifenfundament in mindestens steifer Grundmoräne; Anl. 5.2)

Streifenfundament a x b [m]	$\sigma_{R,d}$ [kN/m ²]	$R_{n,d}$ [kN/m]	zugh.S [cm]
15,0 x 1,0	~ 332	~ 332	~ 0,87
15,0 x 1,6	~ 267	~ 427	~ 1,00

In den Anlagen 5.1-2 ist je nach gewählter Fundamentgeometrie entweder die Grundbruchsicherheit (rote Linie), oder die Begrenzung der Setzungen auf 1,0 cm (blaue Linie) maßgebend für den Bemessungswert des Sohldruckwiderstands. Die Größe der zulässigen Setzungen für das Bauwerk ist vom zuständigen Planer festzulegen.

Bei den aufgeführten Tragfähigkeitswerten ist die gegenseitige Beeinflussung von benachbarten Fundamenten nicht berücksichtigt.

Es wird vorgeschlagen, die Gründungsvorbemessung nach den Fundamentdiagrammen in den Anlagen 5.1-2 vorzunehmen. Nach Vorlage der aktuellen Bauwerkslasten sind bei setzungsempfindlichen Tragkonstruktionen die gegenseitigen Beeinflussungen der Fundamente und die Verträglichkeit der Setzungsdifferenzen bzw. Fundamentverdrehungen mit einer Setzungsberechnung zu überprüfen.

Die Bodenplatten können freischwimmend zwischen den Fundamenten auf der Grundmoräne abgesetzt werden. Stehen im aufgeweichte Grundmoränensedimente bzw. weiche Verwitterungsböden an, sind diese bis auf die Oberkante der mindestens steifen Grundmoräne bzw. über mindestens 0,60 m gegen ein gut verdichtbares Kies-Sand-Gemisch mit Feinanteil < 5 Vol.-% auszutauschen. Der Kieskoffer ist in Schüttlagen von $d \leq 0,30$ m einzubringen und zu verdichten und ist mit einem Geovlies (GRK 3) von den gewachsenen Böden abzugrenzen.

6.4 Baugrube

Aufgrund der Hanglage des Gesamtgrundstücks, kann es erforderlich werden Baugruben von bis zu > 5,0 m Tiefe erstellen zu müssen.

Entsprechend den uns vorliegenden Planunterlagen [1] können die Gewerke bei genügend Platz zu Nachbarbebauungen frei geböscht hergestellt werden bei Einhaltung eines Böschungswinkels von 45° gegen die Horizontale. Innerhalb sehr weicher bis weicher Grundmoränenablagerungen ist der Böschungswinkel ggf. auf 30° abzuflachen, bei einer mindestens steifen Konsistenz ist ein Böschungswinkel von bis zu 60° zulässig.

Ab einer Baugrubenhöhe von $> 3,0$ m wird die Anordnung einer 1,5 m breiten Berme empfohlen. An der Böschungskrone ist ein lastfreier Streifen von 1,0 m bis 2,0 m einzuhalten (je nach Belastung durch Baufahrzeuge). Die Böschungen sind nach Freilegung umgehend mit windfest angebrachten Folien/Planen vor Erosionsvorgängen zu schützen.

Ab einer Baugrubentiefe von 5,00 m ist die Standsicherheit der Baugrubenböschung rechnerisch nachzuweisen. Der Auftrag für den erforderlichen Standsicherheitsnachweis sowie einer Verbaustatik kann durch die Fa. BauGrund Süd erarbeitet werden.

Evtl. auftretendes Schicht- bzw. Hangzugwasser ist mittels Stützscheiben aus Einkornbeton zu fassen und gemeinsam mit anfallendem Tagwasser fachgerecht abzuleiten.

In den Bereichen, in denen die Platzverhältnisse eine frei geböschte Baugrube nicht zulassen, kann beispielsweise ein **Trägerbohlwandverbau** zur Ausführung kommen. Aufgrund der Festigkeit der Grundmoräne in entsprechender Tiefenlage und einem eventuellen Auftreten von Rammhindernissen (Findlinge) sind die Bohlträger in vorgebohrte Löcher zu stellen, die im Anschluss bis auf Höhe der Baugrubensohle mit Beton oder einem geeigneten Material zu verfüllen sind. Die Ausfachung zwischen den Trägern kann über Spritzbeton oder über Holzbohlen erfolgen, wobei im Falle der Spritzbetonausfachung Drainageöffnungen vorzusehen sind. Um den Trägerbohlwandverbau möglichst kurz zu halten, kann der Verbau evtl. mit einem Vorabtrag kombiniert werden, der in den betroffenen Böden wie oben beschrieben angelegt werden darf.

Der Verbau ist statisch nachzuweisen. Sofern aus statischen Gesichtspunkten eine Verankerung erforderlich werden sollte, ist darauf hinzuweisen, dass das Einlegen von Ankern der Zustimmung der angrenzenden Grundstückseigentümer bedarf.

Sollte im Hinblick auf die angrenzende Bebauung ein verformungsarmer Verbau erforderlich werden, kann dieser als Bohrpfehlwand (aufgelöst, tangierend, überschritten) ausgeführt werden.

Um möglichen Regressansprüchen seitens der angrenzenden Eigentümer vorzubeugen, wird vor Beginn der Bautätigkeiten eine Beweissicherung empfohlen.

Aufgrund der Witterungsempfindlichkeit, der in der Baugrubensohle anstehenden Grundmoräne, sind freigelegte Sohlflächen unmittelbar mit Magerbeton zu versiegeln, um ein Aufweichen der Böden durch den Einfluss von Tag- bzw. Hangzugwasser zu vermeiden. Aufgeweichte Moränensedimente verlieren deutlich an Tragfähigkeit und müssen daher abgezogen und gegen ein gut verdichtbares Kies-Sand-Gemisch oder Magerbeton ausgetauscht werden.

6.5 Trockenhaltung von Bauwerken

Das Bauwerk kann nach den Vorgaben der **DIN 18533, Klasse W1.2-E** (Abdichtung gegen Bodenfeuchte und nicht drückendes Wasser) abgedichtet werden, sofern die erdberührenden Bauteile des Gebäudes mit einer dauerhaft wirksamen Ring- und Flächendrainage entwässert werden.

Wird die Anordnung einer Drainage behördlich nicht genehmigt, ist das Gründungskonzept aufgrund des „Wanneneffekts“ auf eine elastisch gebettete Bodenplatte auszulegen und die erdberührenden Bauteile nach den Richtlinien der **DIN 18533, Klasse W2-E** (Abdichtung gegen drückendes Wasser) abzudichten. Alternativ ist das Gewerk dann in WU-Bauweise (Prinzip „Weiße Wanne“) zu errichten.

Unter den Bodenplatten ist flächig eine kapillarbrechende Schicht mit einer Stärke von mindestens $d = 0,15 \text{ m}$ anzuordnen. In Bereichen, in denen bereits die Anordnung eines Teilbodenersatzkörpers erforderlich wird, kann davon ausgegangen werden, dass ab einer Tragschichtschüttung von mindestens $0,30 \text{ m}$ eines frostsicheren Schüttmaterials (z.B. KF 0-45) eine ausreichende kapillarbrechende Wirkung vorliegt.

7 Hinweise und Empfehlungen

Die im Bericht enthaltenen Angaben beziehen sich auf die oben genannten Untersuchungsstellen. Abweichungen von gemachten Angaben (Schichttiefen, Bodenzusammensetzung etc.) können aufgrund der Heterogenität des Untergrundes nicht ausgeschlossen werden. Die in den Rammsondierungen dargestellten Schichtgrenzen sind als Interpretation zu sehen. Es ist eine sorgfältige Überwachung der Erdarbeiten und eine laufende Überprüfung der angetroffenen Bodenverhältnisse im Vergleich zu den Untersuchungsergebnissen und Folgerungen erforderlich. **Es wird deshalb empfohlen, zur Abnahme der Gründungssohlen den Unterzeichner des Berichtes heranzuziehen.**

Der vorliegende geotechnische Baugrund- und Gründungsbericht bezieht sich auf den zum Zeitpunkt der Erstellung des Berichtes vorliegenden Planungsstand. Nachträgliche Änderungen des Planungsstandes sind mit dem Gutachter abzustimmen. Gegebenenfalls sind weitere Aufschlüsse bzw. Berechnungen erforderlich, um die bisherigen geotechnischen Angaben und Empfehlungen dem aktuellen Planungsstand bzw. der Ausführungsplanung gegenüber bestätigen zu können.

Für ergänzende Erläuterungen sowie zur Klärung der im Verlauf der weiteren Planung und Ausführung noch offenen Fragen stehen wir Ihnen gerne zur Verfügung.

baugrund süd

weishaupt gruppe


BV Baugrund- und Altlastenerkundung
in der Ludwig-Kick-Str., 88131 Lindau

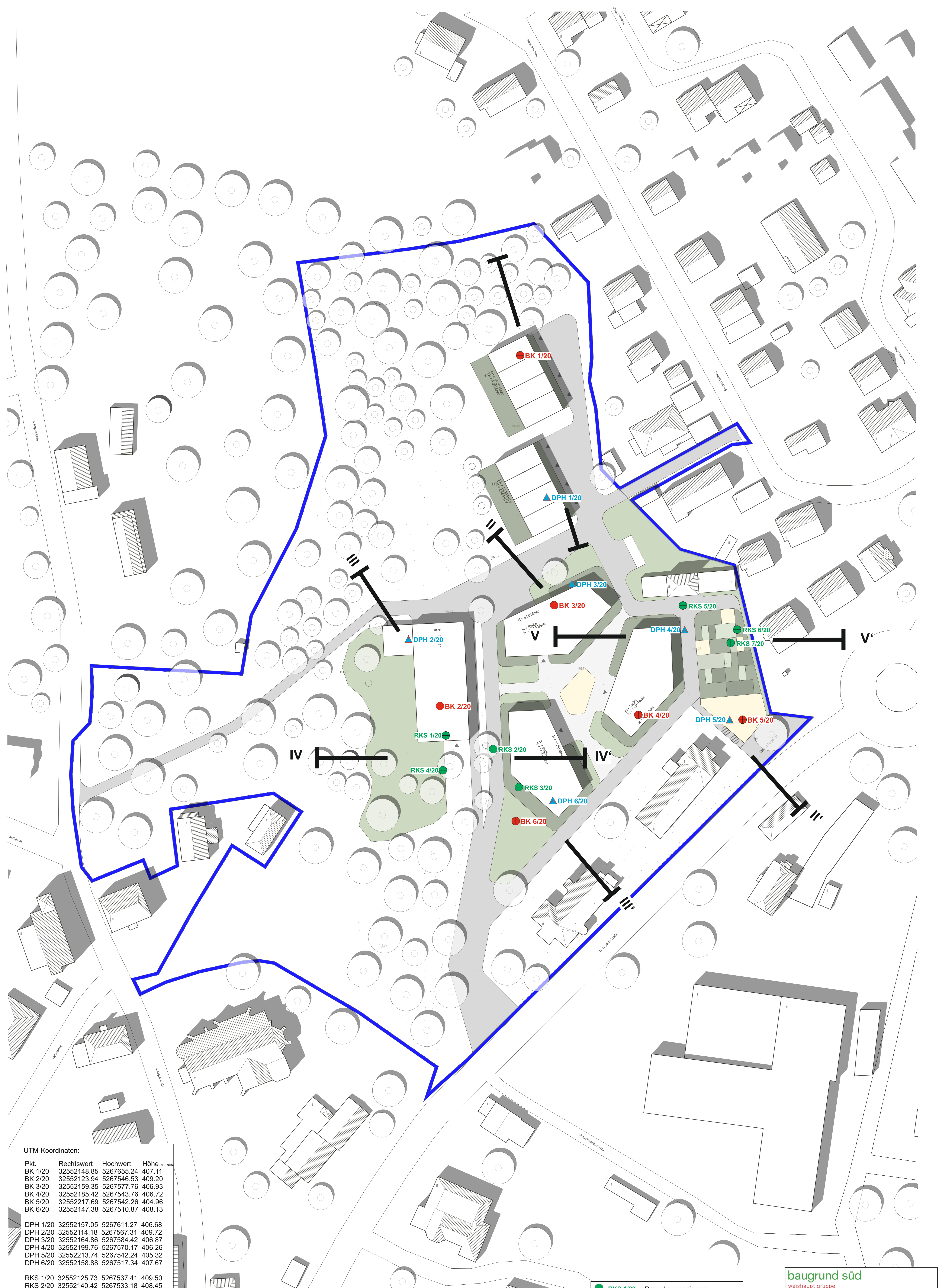
AZ: 20 08 066

Anlage 1.1: Übersichtslageplan
Maßstab: unmaßstäblich



© 2020 Google
© 2020 GeoBasis-DE/BKG
© 2020 Google
© 2020 GeoBasis-DE/BKG

 Untersuchungsgebiet



UTM-Koordinaten:

Pkt.	Rechtswert	Hochwert	Höhe
BK 1/20	32552148.85	5267655.24	407.11
BK 2/20	32552123.94	5267546.53	409.20
BK 3/20	32552159.35	5267577.76	406.93
BK 4/20	32552185.42	5267543.76	406.72
BK 5/20	32552217.69	5267542.26	404.96
BK 6/20	32552147.38	5267510.87	408.13
DPH 1/20	32552157.05	5267611.27	406.68
DPH 2/20	32552114.18	5267567.31	409.72
DPH 3/20	32552164.86	5267584.42	406.87
DPH 4/20	32552199.76	5267570.17	406.26
DPH 5/20	32552213.74	5267542.24	405.32
DPH 6/20	32552158.88	5267517.34	407.67
RKS 1/20	32552125.73	5267537.41	409.50
RKS 2/20	32552140.42	5267533.18	408.45
RKS 3/20	32552148.38	5267521.39	408.36
RKS 4/20	32552124.82	5267526.61	410.11
RKS 5/20	32552199.23	5267577.64	406.40
RKS 6/20	32552216.03	5267570.17	405.89
RKS 7/20	32552214.03	5267566.06	405.80

- RKS 1/20 - Rammkernsondierung
- ▲ DPH 1/20 - Rammsondierung
- BK 1/20 - Rammkernbohrung
- geotechnischer Schnitt I-I'

baugrund süd

weishaupt gruppe

BV Baugrund- und Altlastenerkundung
in der Ludwig-Kick-Str., 88131 Lindau

AZ: 20 08 066

Anlage 1.2: Lageplan mit Untersuchungspunkten
Maßstab: 1:500 (DIN A 1)

Geotechnischer Baugrundschnitt I - I'

Maßstab d.H. 1:50, Maßstab d. L. unmaßstäblich

Reihenhäuser

m ü. NHN

BK 1/20

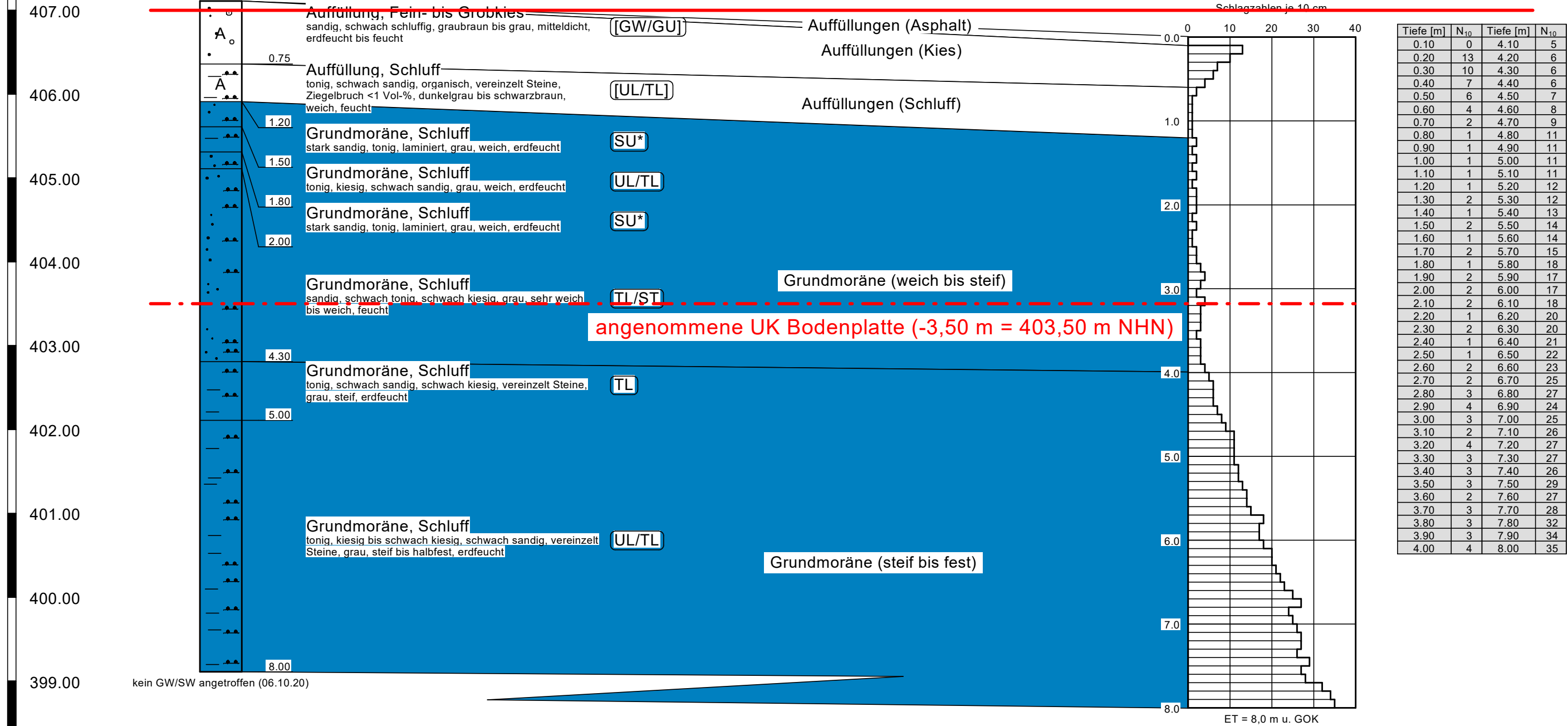
407,11 m ü. NHN

DPH 1/20

406,68 m ü. NHN

angenommenes BW-Null (+/- 0,00 = 407,00 m NHN)

Schlagzahlen je 10 cm



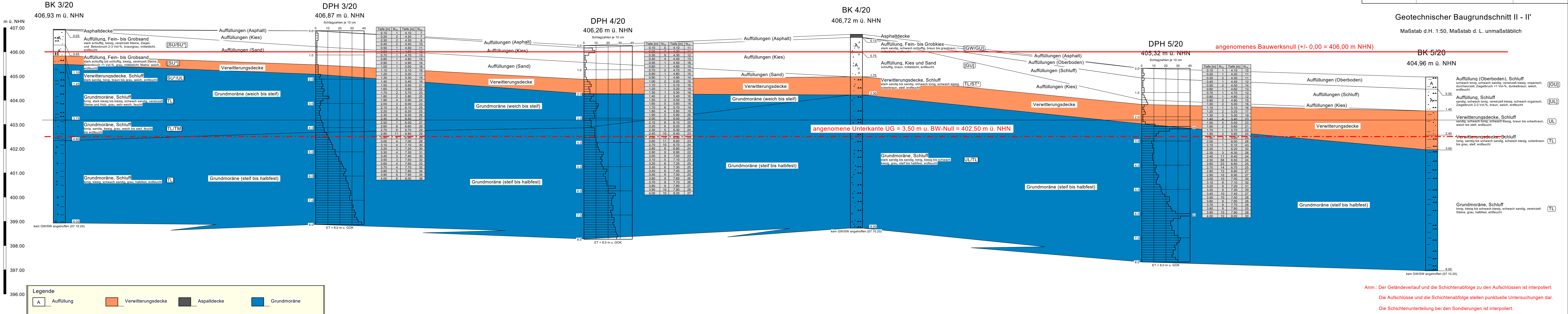
Anm.: Der Geländeverlauf und die Schichtenabfolge zu den Aufschlüssen ist interpoliert.

Die Aufschlüsse und die Schichtenabfolge stellen punktuelle Untersuchungen dar.

Die Schichtenunterteilung bei den Sondierungen ist interpoliert.

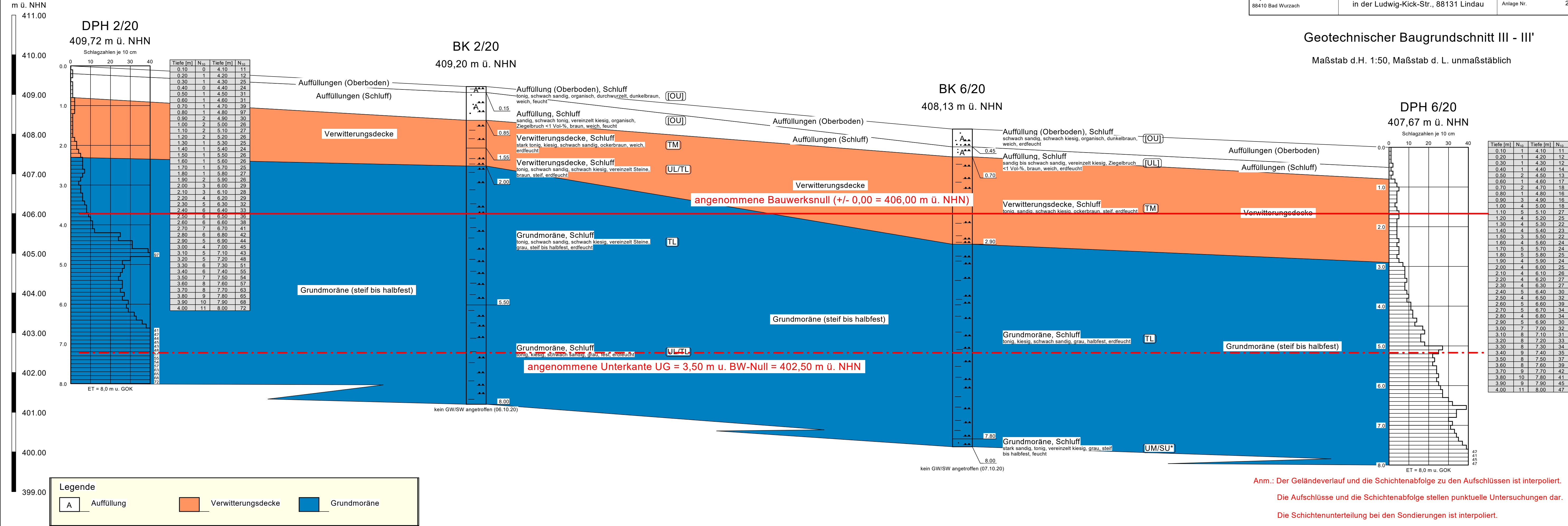
Geotechnischer Baugrundschnitt II - II'

Maßstab d.H. 1:50, Maßstab d. L. unmaßstäblich



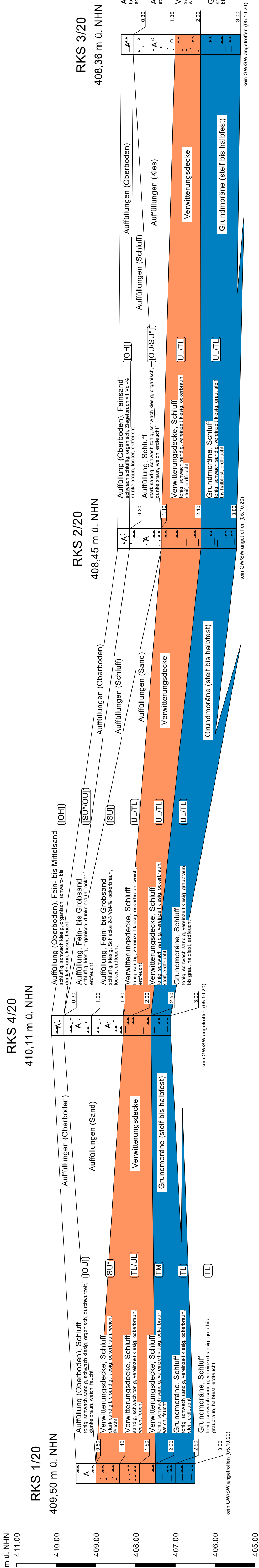
Geotechnischer Baugrundschnitt III - III'

Maßstab d.H. 1:50, Maßstab d. L. unmaßstäblich



Geotechnischer Baugrundschnitt IV - IV'

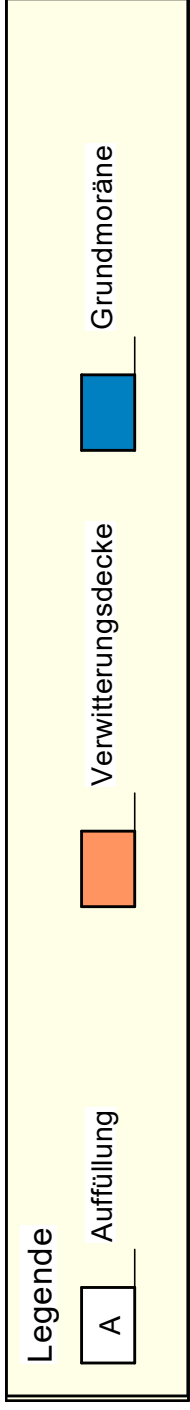
Maßstab d.H. 1:50, Maßstab d. L. unmaßstäblich



Anm.: Der Geländeverlauf und die Schichtenabfolge zu den Aufschlüssen ist interpoliert.

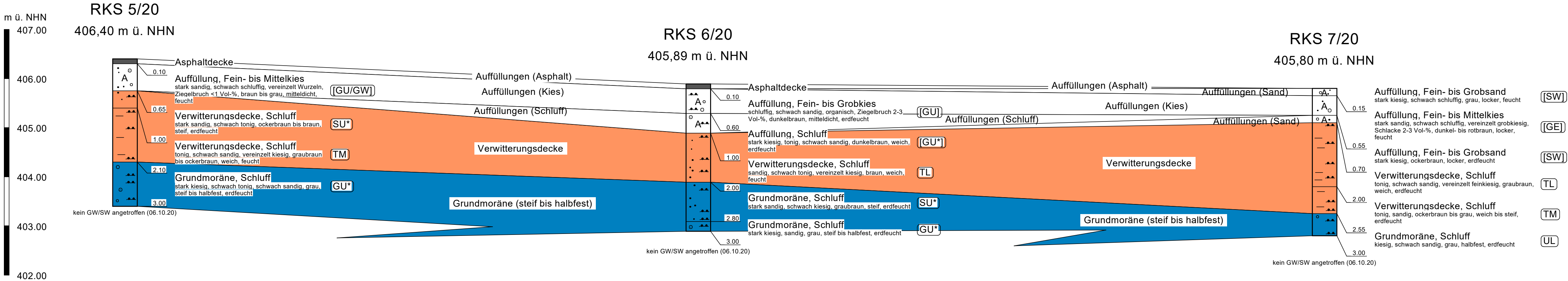
Die Aufschlüsse und die Schichtenabfolge stellen punktuelle Untersuchungen dar.

Die Schichtenunterteilung bei den Sondierungen ist interpoliert.



Geotechnischer Baugrundschnitt V - V'

Maßstab d.H. 1:50, Maßstab d. L. unmaßstäblich



BK 1/20: 0,0 bis 4,0 m u. GOK



BK 1/20: 4,0 bis 8,0 m u. GOK



BK 2/20: 0,0 bis 4,0 m u. GOK



BK 2/20: 4,0 bis 8,0 m u. GOK



BK 3/20: 0,0 bis 4,0 m u. GOK



BK 3/20: 4,0 bis 8,0 m u. GOK



BK 4/20: 0,0 bis 4,0 m u. GOK



BK 4/20: 4,0 bis 8,0 m u. GOK



BK 5/20: 0,0 bis 4,0 m u. GOK



BK 5/20: 4,0 bis 8,0 m u. GOK



BK 6/20: 0,0 bis 4,0 m u. GOK



BK 6/20: 4,0 bis 8,0 m u. GOK



RKS 1/20 & RKS 2/20: 0,0 bis 3,0 m u. GOK



RKS 3/20 & RKS 4/20: 0,0 bis 3,0 m u. GOK



RKS 5/20 & RKS 6/20: 0,0 bis 3,0 m u. GOK



RKS 7/20: 0,0 bis 3,0 m u. GOK



Wassergehaltsbestimmung nach DIN EN ISO 17892-1:2015-3

BV Baugrund- und Altlastenerkundung
in der Ludwig-Kick-Str., 88131 Lindau
AZ 20 08 066

Probe entnommen am: 07.10.2020

Bearbeiter: DSv

Entnahmestelle	BK 1/20			
Prüfungsnummer	1	2	3	4
Entnahmetiefe [m]	4,0	6,0	7,0	8,0
Behälter Gewicht [g]	112,66	113,16	112,92	112,80
Probe feucht + Behälter [g]	842,36	1000,71	987,42	944,65
Probe trocken + Behälter [g]	777,01	889,99	884,67	835,54
Wassergehalt w [%]	9,84	14,25	13,31	15,10

Entnahmestelle	BK 2/20		
Prüfungsnummer	5	6	7
Entnahmetiefe [m]	5,0	6,0	7,0
Behälter Gewicht [g]	113,14	112,66	112,92
Probe feucht + Behälter [g]	1021,30	641,86	955,80
Probe trocken + Behälter [g]	915,01	583,77	866,57
Wassergehalt w [%]	13,26	12,33	11,84

Entnahmestelle	BK 4/20		
Prüfungsnummer	8	9	10
Entnahmetiefe [m]	4,0	5,0	6,0
Behälter Gewicht [g]	112,76	112,66	112,65
Probe feucht + Behälter [g]	893,03	742,62	847,60
Probe trocken + Behälter [g]	809,18	679,26	757,88
Wassergehalt w [%]	12,04	11,18	13,91

Zustandsgrenzen nach EN ISO 17892-12

BV Baugrund- und Altlastenerkundung in der Ludwig-Kick-Str., 88131 Lindau

Bearbeiter: DSv

Datum: 27.10.2020

Prüfungsnummer: 1

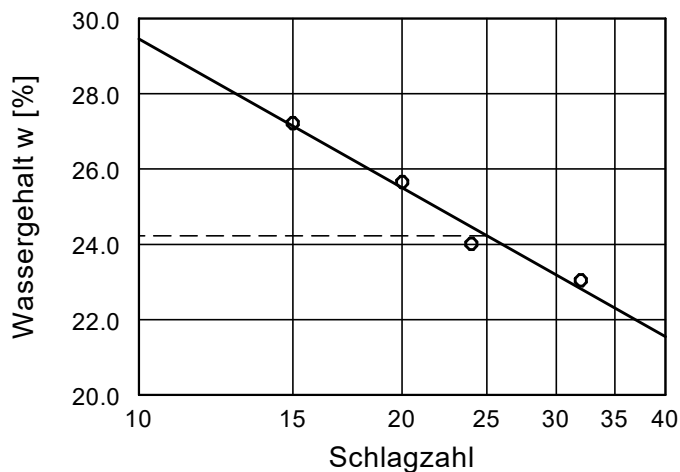
Entnahmestelle: BK 1/20

Tiefe: 3,0 m

Art der Entnahme: gestört

Bodenart: TL / ST

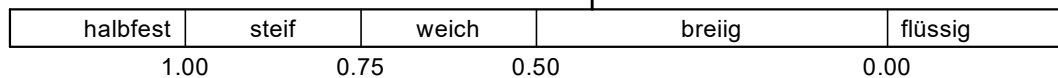
Probe entnommen am: 07.10.2020



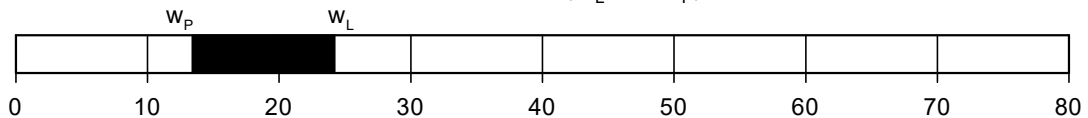
Wassergehalt $w = 15.8 \%$
 Fließgrenze $w_L = 24.2 \%$
 Ausrollgrenze $w_p = 13.4 \%$
 Plastizitätszahl $I_p = 10.8 \%$
 Konsistenzzahl $I_c = 0.42$
 Anteil Überkorn $\ddot{u} = 21.7 \%$
 Wassergeh. Überk. $w_{\ddot{u}} = 2.0 \%$
 Korr. Wassergehalt $= 19.7 \%$

Zustandsform

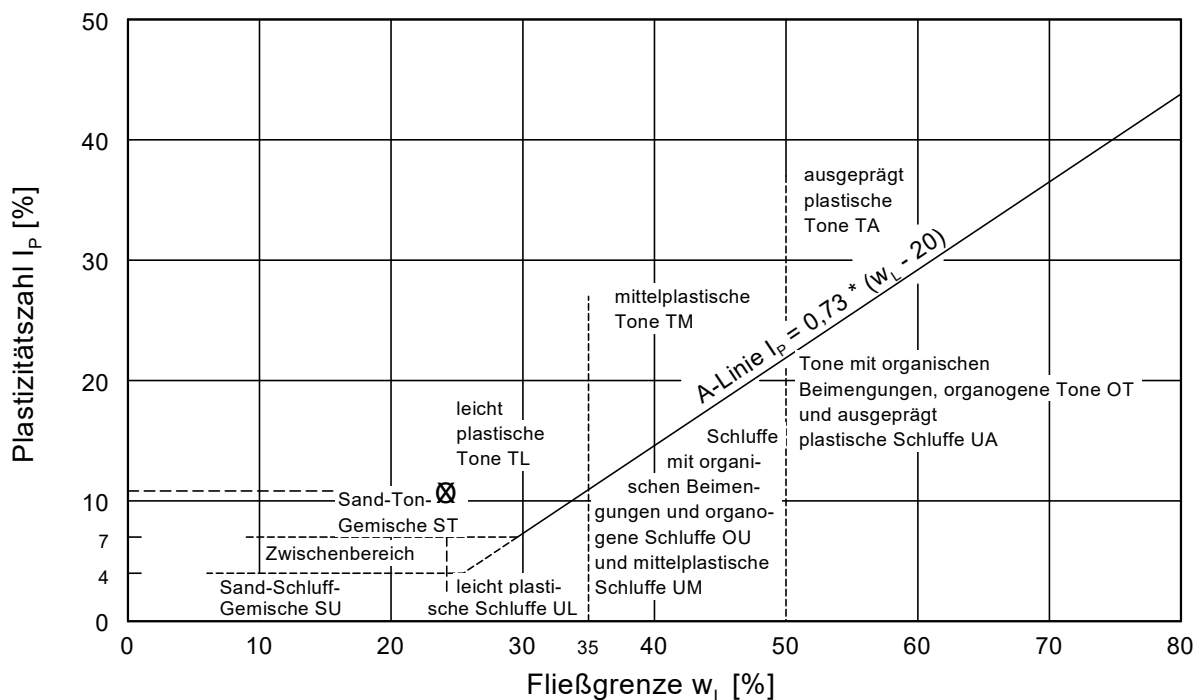
$I_c = 0.42$



Plastizitätsbereich (w_L bis w_p) [%]



Plastizitätsdiagramm



Zustandsgrenzen nach EN ISO 17892-12

BV Baugrund- und Altlastenerkundung in der Ludwig-Kick-Str., 88131 Lindau

Bearbeiter: DSv

Datum: 27.10.2020

Prüfungsnummer: 2

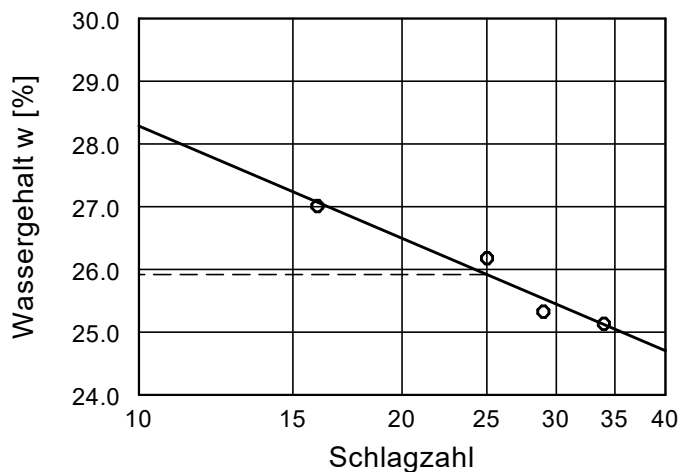
Entnahmestelle: BK 1/20

Tiefe: 5,0 m

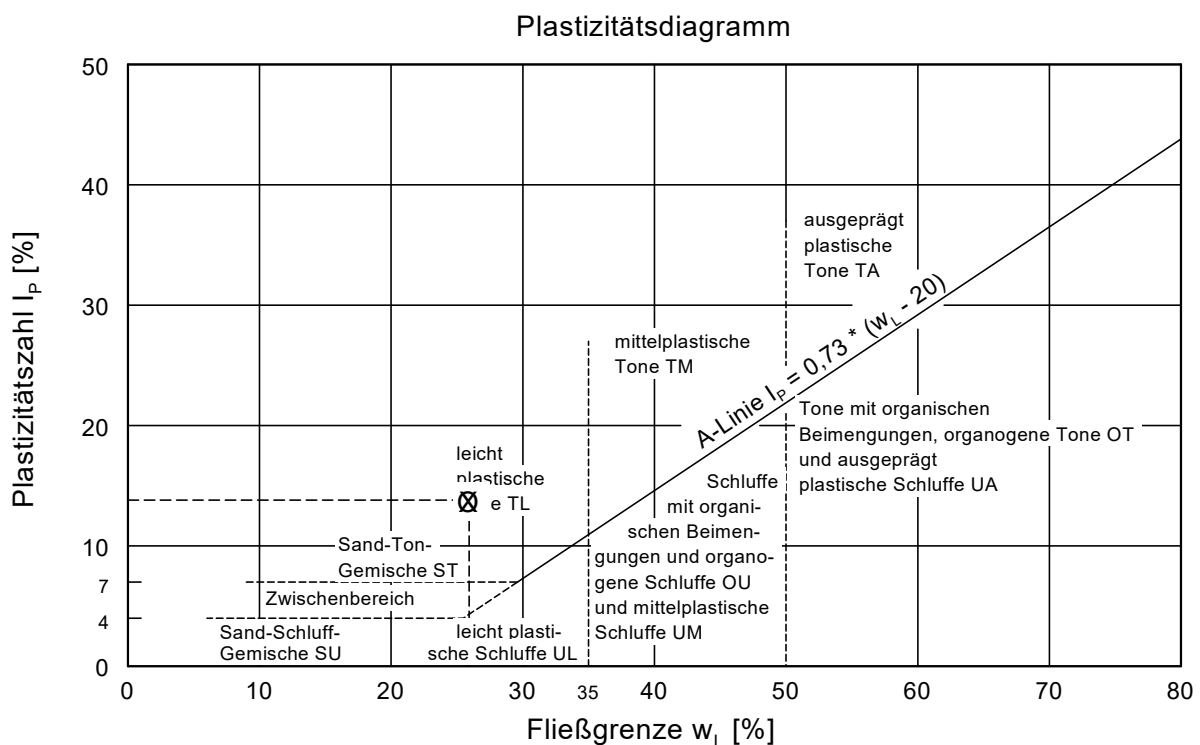
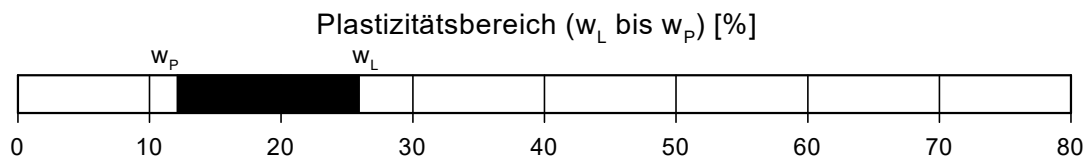
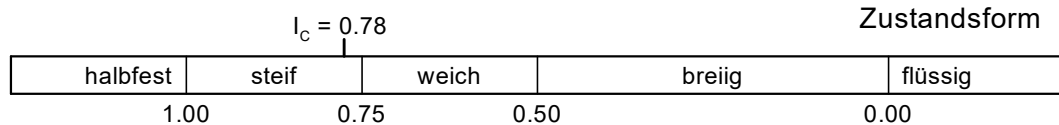
Art der Entnahme: gestört

Bodenart: TL

Probe entnommen am: 07.10.2020



Wassergehalt $w =$ 13.9 %
 Fließgrenze $w_L =$ 25.9 %
 Ausrollgrenze $w_P =$ 12.1 %
 Plastizitätszahl $I_P =$ 13.8 %
 Konsistenzzahl $I_C =$ 0.78
 Anteil Überkorn $\ddot{u} =$ 10.1 %
 Wassergeh. Überk. $w_{\ddot{u}} =$ 2.0 %
 Korr. Wassergehalt $=$ 15.2 %



Zustandsgrenzen nach EN ISO 17892-12

BV Baugrund- und Altlastenerkundung in der Ludwig-Kick-Str., 88131 Lindau

Bearbeiter: DSv

Datum: 27.10.2020

Prüfungsnummer: 3

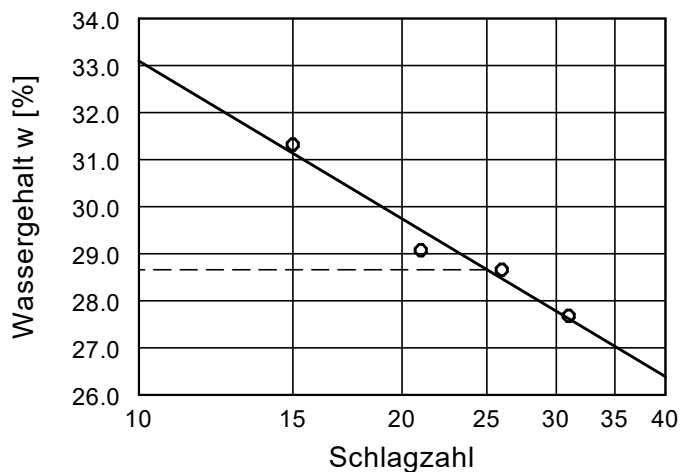
Entnahmestelle: BK 2/20

Tiefe: 4,0 m

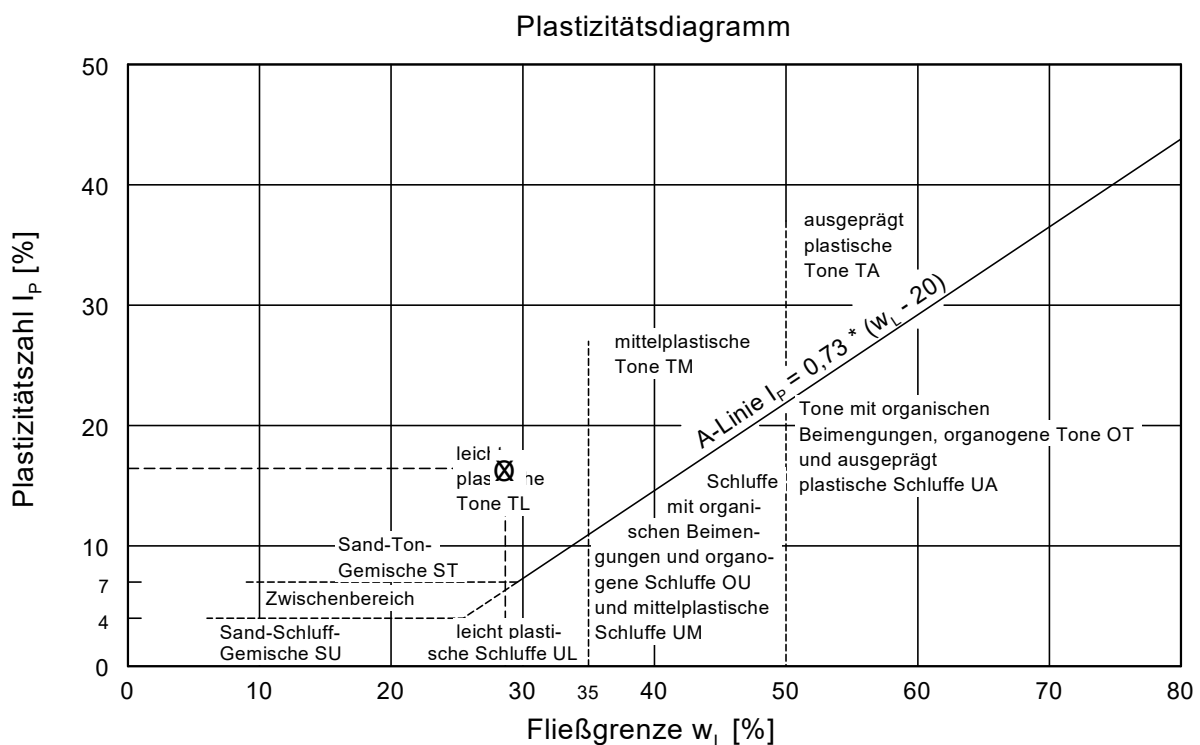
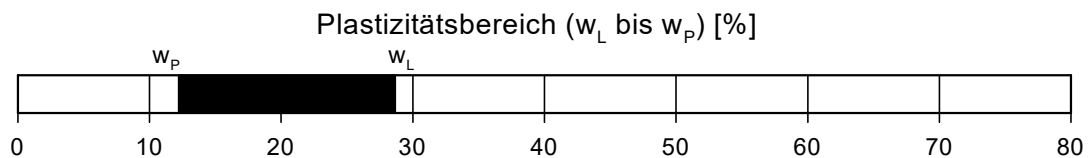
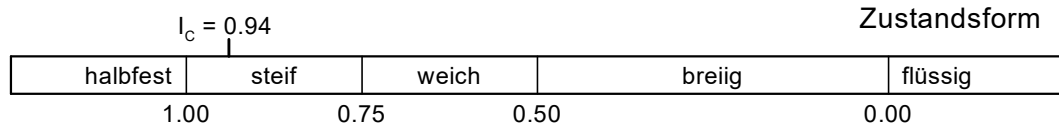
Art der Entnahme: gestört

Bodenart: TL

Probe entnommen am: 07.10.2020



Wassergehalt $w = 12.1 \%$
 Fließgrenze $w_L = 28.7 \%$
 Ausrollgrenze $w_P = 12.2 \%$
 Plastizitätszahl $I_P = 16.5 \%$
 Konsistenzzahl $I_C = 0.94$
 Anteil Überkorn $\ddot{u} = 10.2 \%$
 Wassergeh. Überk. $w_{\ddot{u}} = 2.0 \%$
 Korr. Wassergehalt $= 13.2 \%$



Zustandsgrenzen nach EN ISO 17892-12

BV Baugrund- und Altlastenerkundung in der Ludwig-Kick-Str., 88131 Lindau

Bearbeiter: DSv

Datum: 27.10.2020

Prüfungsnummer: 4

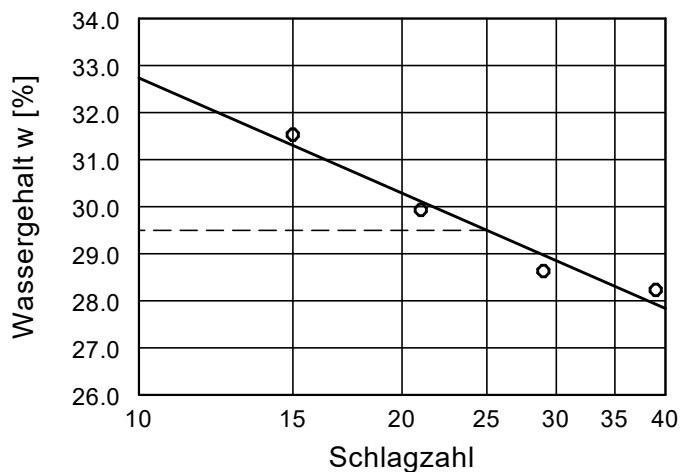
Entnahmestelle: BK 3/20

Tiefe: 3,0 m

Art der Entnahme: gestört

Bodenart: TL

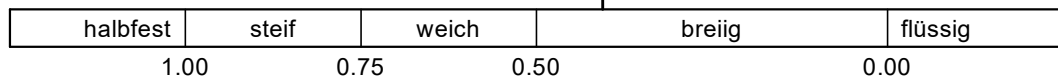
Probe entnommen am: 07.10.2020



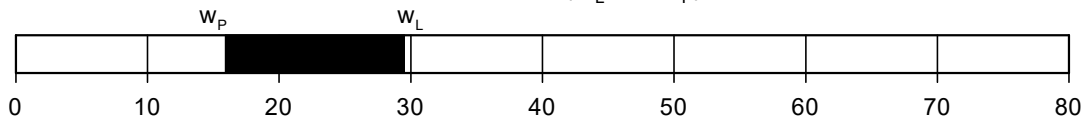
Wassergehalt $w = 19.2 \%$
 Fließgrenze $w_L = 29.5 \%$
 Ausrollgrenze $w_P = 15.9 \%$
 Plastizitätszahl $I_P = 13.6 \%$
 Konsistenzzahl $I_C = 0.41$
 Anteil Überkorn $\ddot{u} = 21.8 \%$
 Wassergeh. Überk. $w_{\ddot{u}} = 2.0 \%$
 Korr. Wassergehalt $= 24.0 \%$

Zustandsform

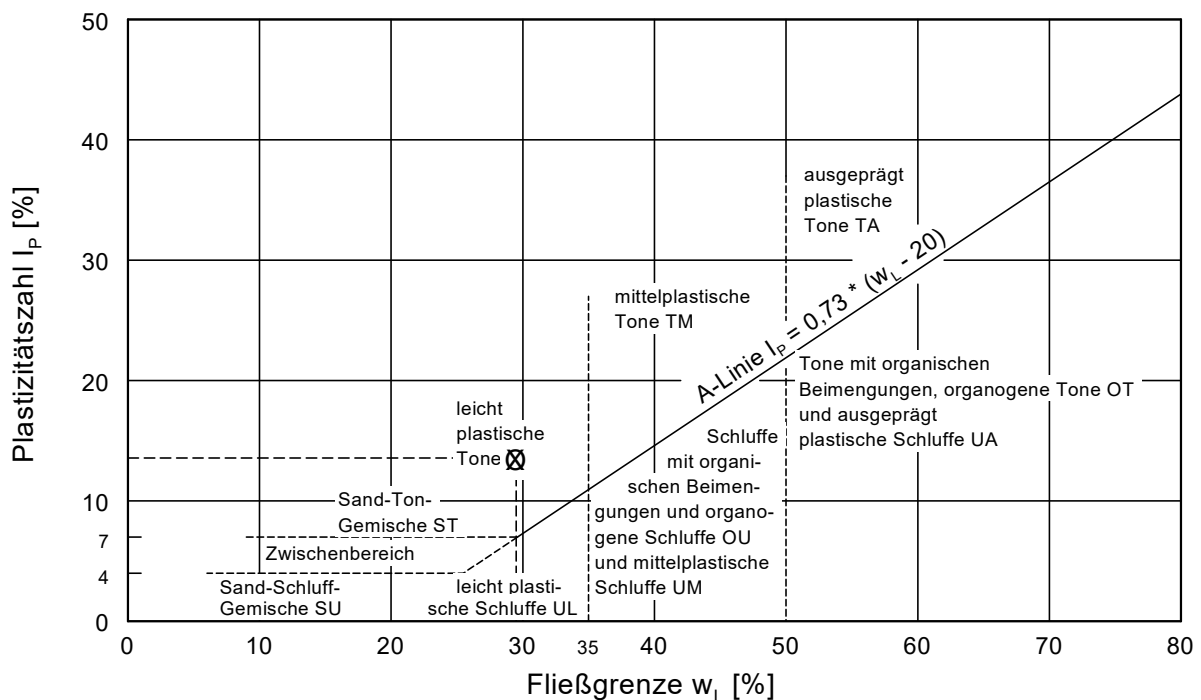
$I_C = 0.41$



Plastizitätsbereich (w_L bis w_P) [%]



Plastizitätsdiagramm



Zustandsgrenzen nach EN ISO 17892-12

BV Baugrund- und Altlastenerkundung in der Ludwig-Kick-Str., 88131 Lindau

Bearbeiter: DSv

Datum: 27.10.2020

Prüfungsnummer: 5

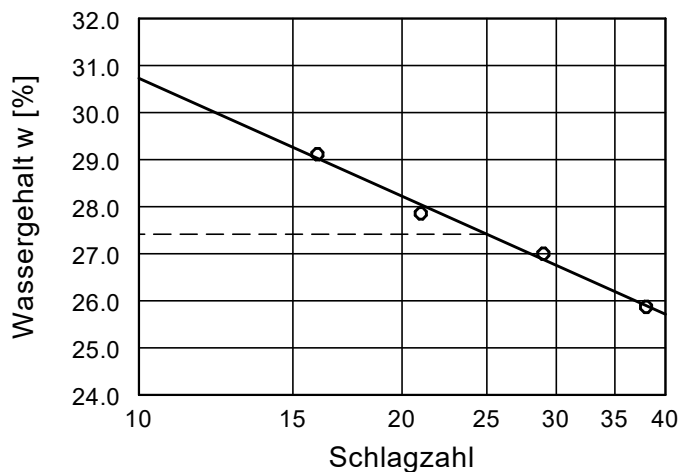
Entnahmestelle: BK 3/20

Tiefe: 5,0 m

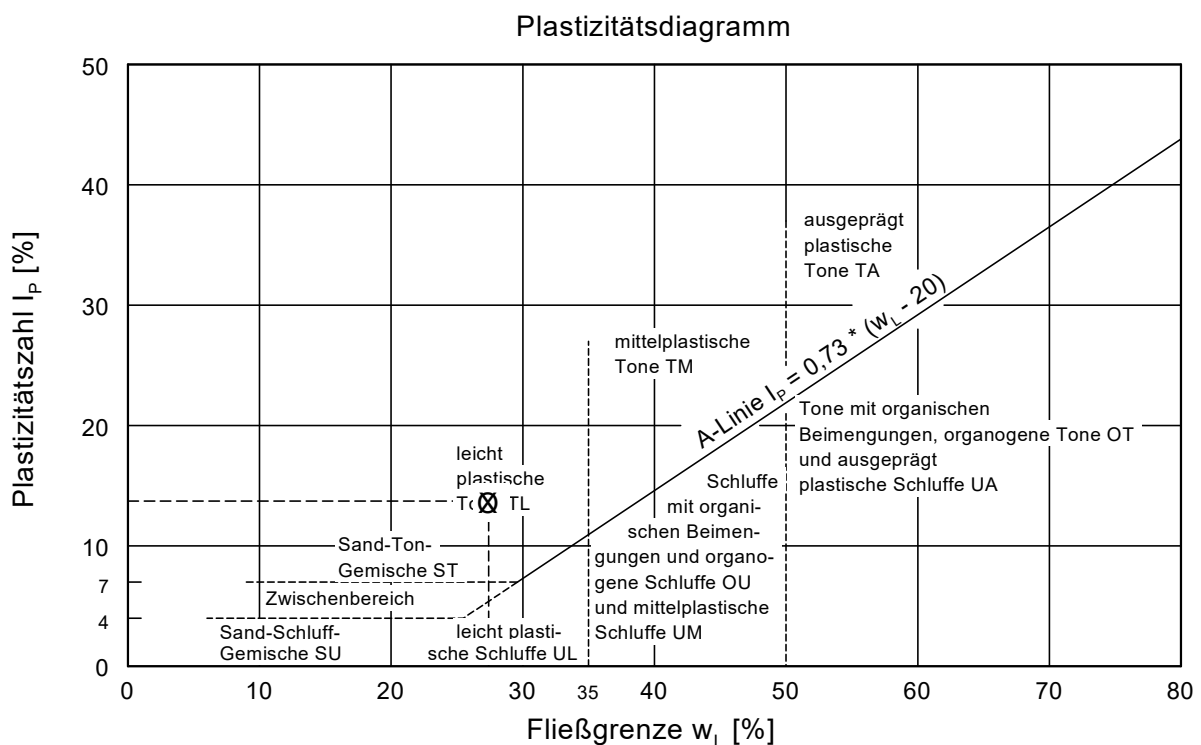
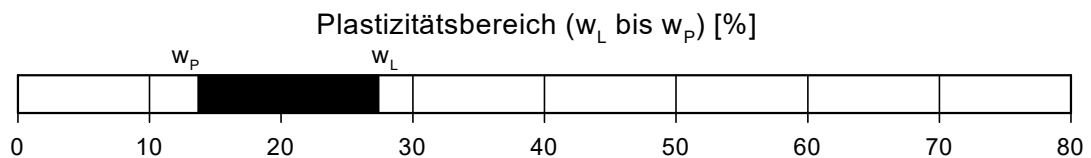
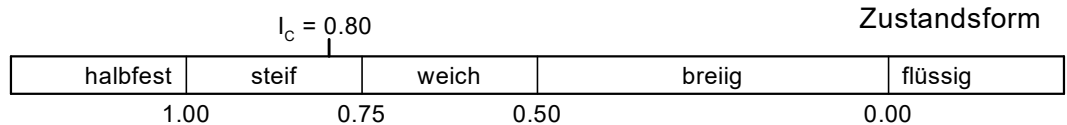
Art der Entnahme: gestört

Bodenart: TL

Probe entnommen am: 07.10.2020



Wassergehalt $w = 14.1 \%$
 Fließgrenze $w_L = 27.4 \%$
 Ausrollgrenze $w_P = 13.7 \%$
 Plastizitätszahl $I_P = 13.7 \%$
 Konsistenzzahl $I_C = 0.80$
 Anteil Überkorn $\ddot{u} = 16.6 \%$
 Wassergeh. Überk. $w_{\ddot{u}} = 2.0 \%$
 Korr. Wassergehalt $= 16.5 \%$



Zustandsgrenzen nach EN ISO 17892-12

BV Baugrund- und Altlastenerkundung in der Ludwig-Kick-Str., 88131 Lindau

Bearbeiter: DSv

Datum: 27.10.2020

Prüfungsnummer: 6

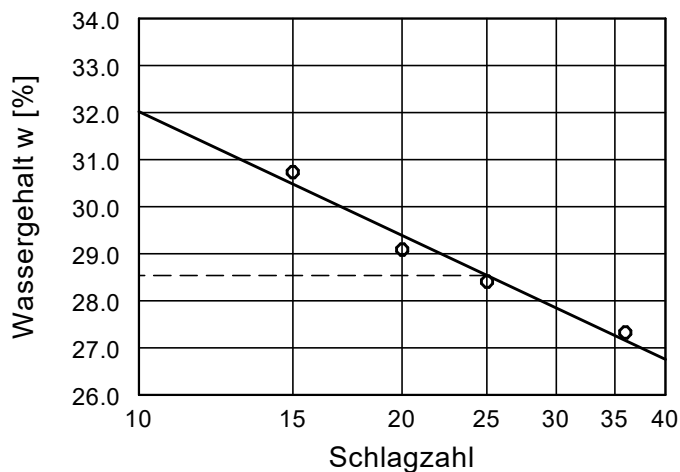
Entnahmestelle: BK 5/20

Tiefe: 4,0 m

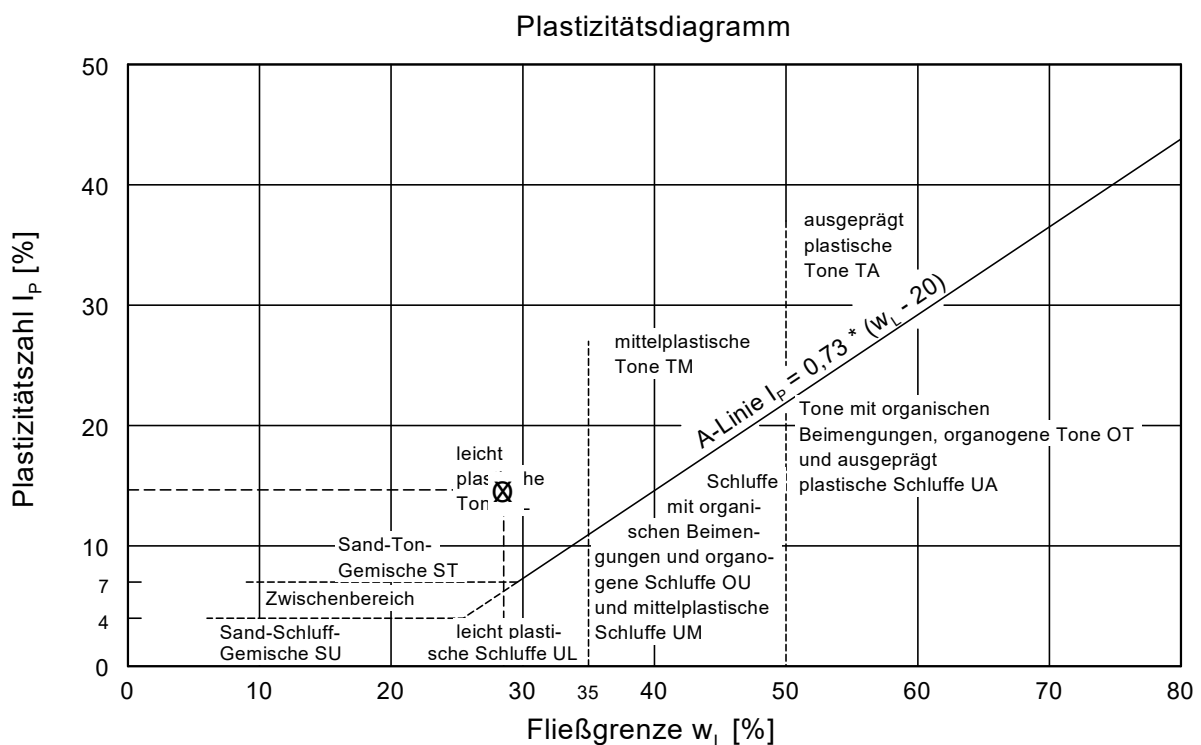
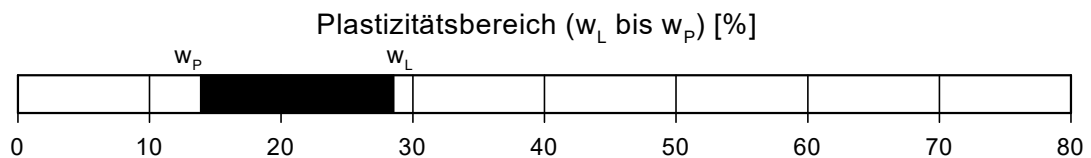
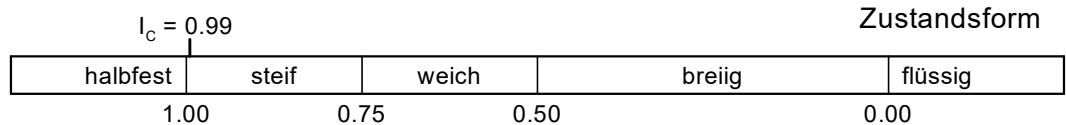
Art der Entnahme: gestört

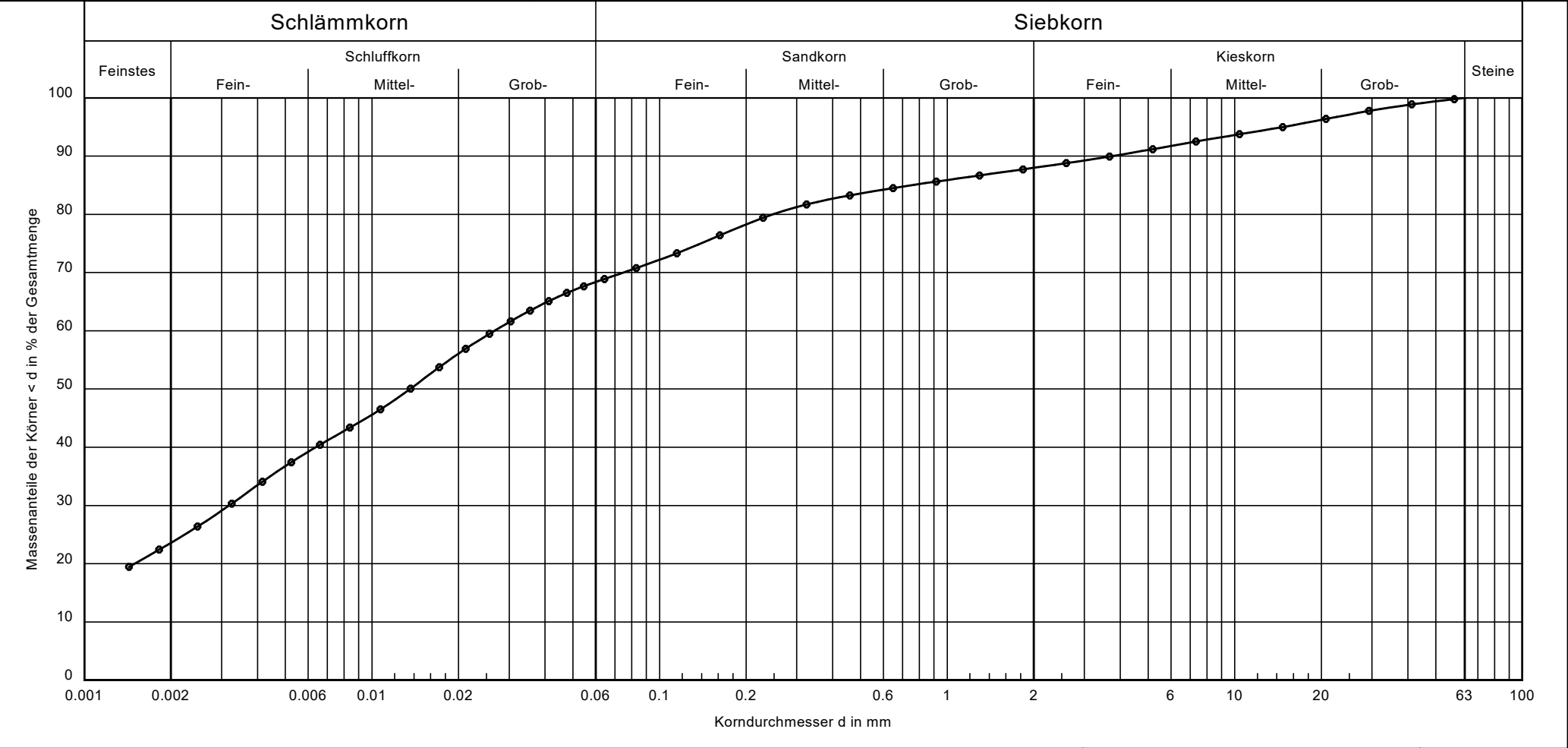
Bodenart: TL

Probe entnommen am: 07.10.2020





Wassergehalt $w = 11.5 \%$
 Fließgrenze $w_L = 28.5 \%$
 Ausrollgrenze $w_P = 13.9 \%$
 Plastizitätszahl $I_P = 14.6 \%$
 Konsistenzzahl $I_C = 0.99$
 Anteil Überkorn $\ddot{u} = 20.4 \%$
 Wassergeh. Überk. $w_{\ddot{u}} = 2.0 \%$
 Korr. Wassergehalt = 14.0%

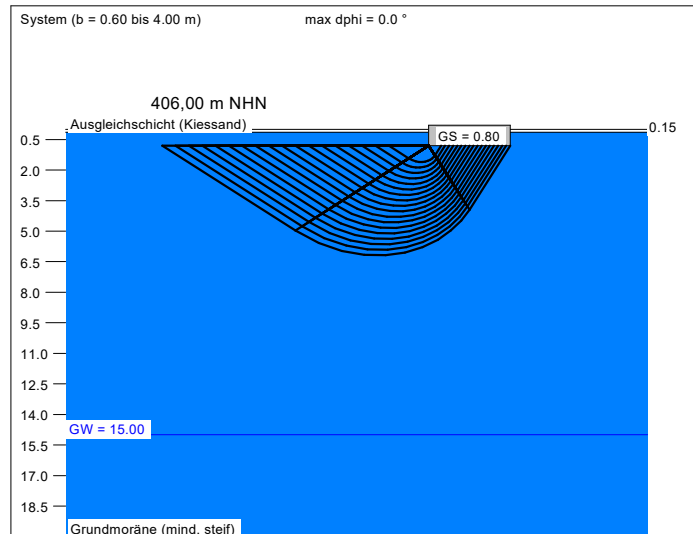




Bezeichnung:		Nach DIN 4022: Schluff, tonig, sandig (U, t, s, g') schwach kiesig	Bericht: AZ 20 08 066 Anlage: 4.8
Bodenart:	U, t, g', fs', ms'		
Entnahmestelle:	BK 6/20		
Tiefe:	2,0 - 3,0 m		
U/Cc:	-/-		
k [m/s] [USBR]:	1.1 · 10 ⁻⁹		
T/U/S/G [%]:	23.6/45.1/19.3/12.0		

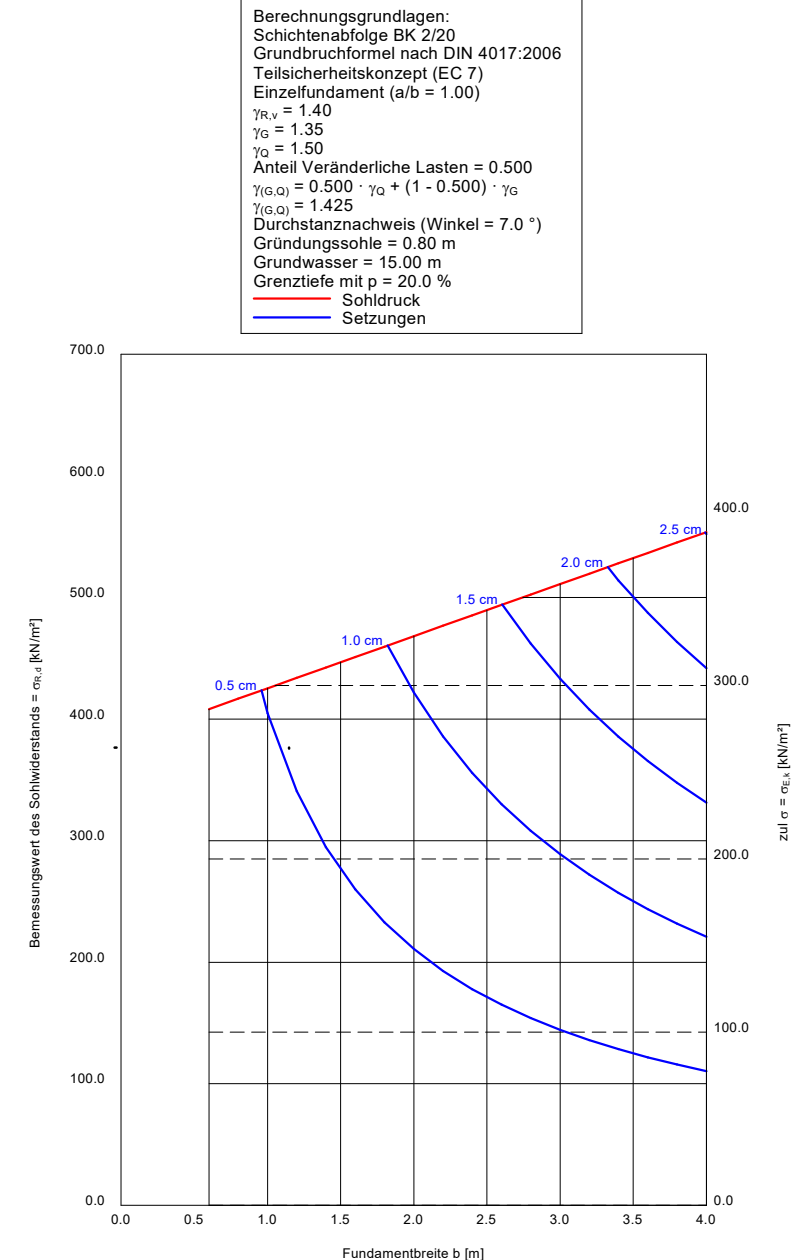
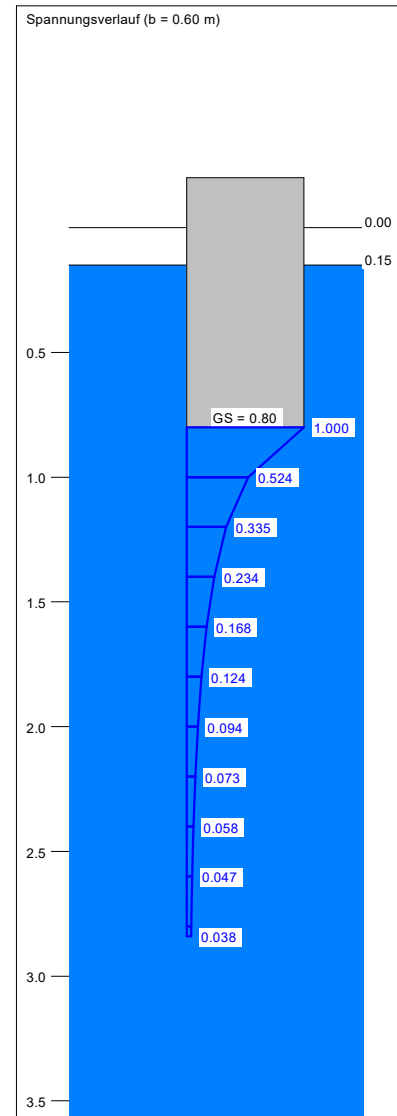
Nachweis des Grenzzustandes GEO-2 - Grundbruch- und Setzungsberechnung
Einzelfundament in Grundmoräne mit mind. steifer Konsistenz

Boden	Tiefe [m]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kN/m ²]	E _s [MN/m ²]	v [-]	Bezeichnung
	0.15	19.5	9.5	35.0	0.0	7.5	0.00	Ausgleichsschicht (Kiessand)
	>0.15	19.0	9.0	25.0	10.0	40.0	0.00	Grundmoräne (mind. steif)



a	b	$\sigma_{x,d}$	$R_{x,d}$	zul $\sigma_{TE,x}$	s	cal φ	cal c	γ_2	σ_{θ}	t_9	UK LS	k_x
[m]	[m]	[kN/m ²]	[kN]		[cm]	[°]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[m]	[m]	[N/m ²]
0.60	0.60	408.2	147.0	286.5	0.31	25.0	10.00	19.00	15.27	2.84	1.61	92.3
0.80	0.80	416.8	266.7	292.5	0.42	25.0	10.00	19.00	15.28	3.32	1.88	70.2
1.00	1.00	425.3	425.3	298.5	0.53	25.0	10.00	19.00	15.28	3.77	2.15	56.8
1.20	1.20	433.9	624.8	304.5	0.64	25.0	10.00	19.00	15.27	4.20	2.41	47.8
1.40	1.40	442.4	867.2	310.5	0.75	25.0	10.00	19.00	15.27	4.60	2.68	41.4
1.60	1.60	451.0	1154.6	316.5	0.87	25.0	10.00	19.00	15.28	4.99	2.95	36.5
1.80	1.80	459.6	1489.0	322.5	0.99	25.0	10.00	19.00	15.28	5.37	3.22	32.7
2.00	2.00	468.1	1872.5	328.5	1.11	25.0	10.00	19.00	15.28	5.74	3.49	29.6
2.20	2.20	476.7	2307.2	334.5	1.24	25.0	10.00	19.00	15.28	6.10	3.76	27.1
2.40	2.40	485.2	2795.0	340.5	1.36	25.0	10.00	19.00	15.27	6.45	4.03	25.0
2.60	2.60	493.8	3338.1	346.5	1.50	25.0	10.00	19.00	15.28	6.80	4.30	23.2
2.80	2.80	502.4	3938.6	352.5	1.63	25.0	10.00	19.00	15.28	7.13	4.57	21.6
3.00	3.00	510.9	4598.4	358.5	1.77	25.0	10.00	19.00	15.27	7.47	4.84	20.3
3.20	3.20	519.5	5319.6	364.6	1.91	25.0	10.00	19.00	15.28	7.80	5.10	19.1
3.40	3.40	528.1	6104.3	370.6	2.05	25.0	10.00	19.00	15.27	8.13	5.37	18.0
3.60	3.60	536.6	6954.5	376.6	2.20	25.0	10.00	19.00	15.28	8.45	5.64	17.1
3.80	3.80	545.2	7872.3	382.6	2.35	25.0	10.00	19.00	15.27	8.77	5.91	16.3
4.00	4.00	553.7	8859.7	388.6	2.51	25.0	10.00	19.00	15.28	9.08	6.18	15.5

zul $\sigma = \sigma_{E,k} = \sigma_{01,k} / (\gamma_{R,v} \cdot \gamma_{(G,Q)}) = \sigma_{01,k} / (1.40 \cdot 1.43) = \sigma_{01,k} / 1.99$ (für Setzungen)
Verhältnis Veränderliche(Q)/Gesamtlasten(G+Q) [-] = 0.50



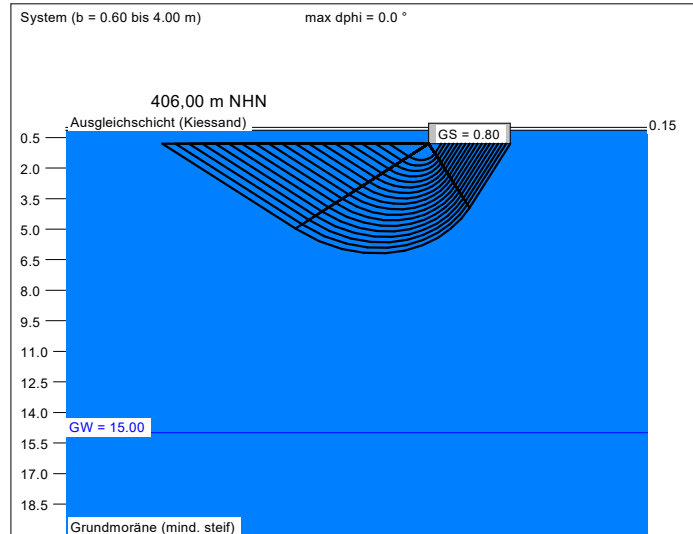
Nachweis des Grenzzustandes GEO-2 - Grundbruch- und Setzungsberechnung Streifenfundament in Grundmoräne mit mind. steifer Konsistenz

baugrund süd
Gesellschaft für Bohr- und Geotechnik
Maybachstraße 5
88410 Bad Wurzach

Neubau MFH, Ludw.-Kick-Str.
BV GWG Lindauer Wohnungsgesellschaft
88131 Lindau

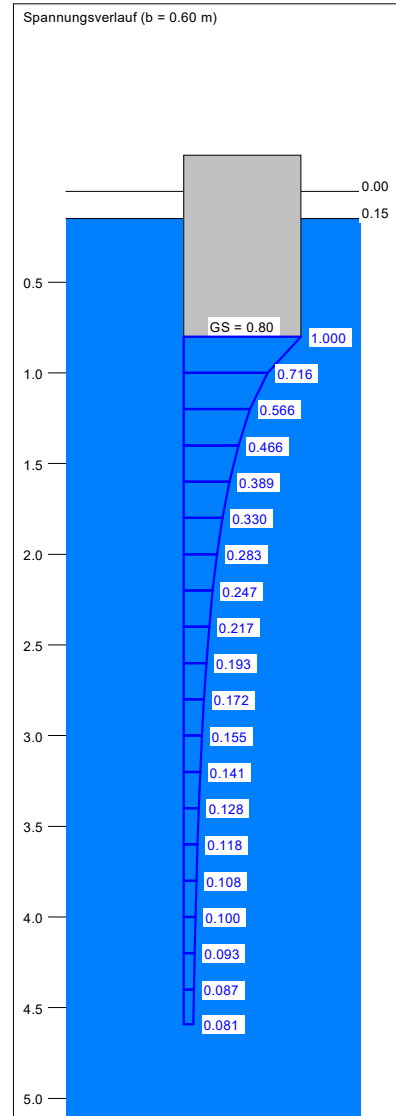
AZ 20 08 066
Anlage 5.2

Boden	Tiefe [m]	γ [kN/m³]	γ' [kN/m³]	φ [°]	c [kN/m²]	E_s [MN/m²]	v [-]	Bezeichnung
	0.15	19.5	9.5	35.0	0.0	7.5	0.00	Ausgleichsschicht (Kiessand)
	>0.15	19.0	9.0	25.0	10.0	40.0	0.00	Grundmoräne (mind. steif)



a [m]	b [m]	$\sigma_{R,d}$ [kN/m²]	$R_{k,d}$ [kN/m]	zul $\sigma/\sigma_{R,k}$ [kN/m²]	s [cm]	cal φ [°]	cal c [kN/m²]	γ_2 [kN/m³]	σ_u [kN/m²]	t_g [m]	UK LS [m]	k_s [MN/m³]
15.00	0.60	305.3	183.2	214.3	0.54	25.0	10.00	19.00	15.27	4.59	1.61	39.7
15.00	0.80	318.8	255.0	223.7	0.71	25.0	10.00	19.00	15.28	5.23	1.88	31.7
15.00	1.00	332.1	332.1	233.1	0.87	25.0	10.00	19.00	15.28	5.80	2.15	26.7
15.00	1.20	345.4	414.5	242.4	1.04	25.0	10.00	19.00	15.27	6.33	2.41	23.3
15.00	1.40	358.6	502.0	251.6	1.21	25.0	10.00	19.00	15.27	6.84	2.68	20.7
15.00	1.60	371.6	594.6	260.8	1.39	25.0	10.00	19.00	15.28	7.31	2.95	18.8
15.00	1.80	384.6	692.3	269.9	1.56	25.0	10.00	19.00	15.28	7.77	3.22	17.3
15.00	2.00	397.5	795.0	278.9	1.74	25.0	10.00	19.00	15.28	8.22	3.49	16.0
15.00	2.20	410.3	902.6	287.9	1.93	25.0	10.00	19.00	15.28	8.64	3.76	14.9
15.00	2.40	423.0	1015.1	296.8	2.11	25.0	10.00	19.00	15.27	9.06	4.03	14.0
15.00	2.60	435.5	1132.4	305.6	2.30	25.0	10.00	19.00	15.28	9.47	4.30	13.3
15.00	2.80	448.0	1254.5	314.4	2.49	25.0	10.00	19.00	15.28	9.86	4.57	12.6
15.00	3.00	460.4	1381.2	323.1	2.69	25.0	10.00	19.00	15.27	10.25	4.84	12.0
15.00	3.20	472.7	1512.6	331.7	2.89	25.0	10.00	19.00	15.28	10.62	5.10	11.5
15.00	3.40	484.9	1648.6	340.3	3.09	25.0	10.00	19.00	15.27	10.99	5.37	11.0
15.00	3.60	497.0	1789.1	348.8	3.29	25.0	10.00	19.00	15.28	11.35	5.64	10.6
15.00	3.80	509.0	1934.1	357.2	3.49	25.0	10.00	19.00	15.27	11.70	5.91	10.2
15.00	4.00	520.9	2083.5	365.5	3.70	25.0	10.00	19.00	15.28	12.05	6.18	9.9

zul $\sigma = \sigma_{R,k} = \sigma_{R,k} / (\gamma_{R,v} \cdot \gamma_{(G,Q)}) = \sigma_{R,k} / (1.40 \cdot 1.43) = \sigma_{R,k} / 1.99$ (für Setzungen)
Verhältnis Veränderliche(Q)/Gesamtlasten(G+Q) [-] = 0.50



Berechnungsgrundlagen:
Schichtenabfolge BK 2/20
Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
Teilsicherheitskonzept (EC 7)
Streifenfundament (a = 15.00 m)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
Anteil Veränderliche Lasten = 0.500
 $\gamma_{(G,Q)} = 0.500 \cdot \gamma_Q + (1 - 0.500) \cdot \gamma_G$
 $\gamma_{(G,Q)} = 1.425$
Durchstanznachweis (Winkel = 7.0 °)
Gründungssohle = 0.80 m
Grundwasser = 15.00 m
Grenztiefe mit p = 20.0 %
— Sohlbruck
— Setzungen

