

Geotechnisches Gutachten

Erschließung Neubaugebiet „Brachwiese III“ in Schmalegg

<u>Projekt Nr.</u>	A1402002
<u>Bauvorhaben</u>	Erschließung Neubaugebiet „Brachwiese III“ in Schmalegg
<u>Auftraggeber</u>	Stadt Ravensburg Tiefbauamt Seestraße 36 88214 Ravensburg
<u>Planung</u>	Haag & Noll Ingenieurgesellschaft mbH Wangener Straße 143 88212 Ravensburg
<u>Datum</u>	25.04.2014
<u>Bearbeitung</u>	Dipl. Ing. (FH) Ralf Frankovsky

Inhalt

1. Vorgang
2. Geomorphologische Situation, Bodenschichten, bautechnische Beschreibung, Bodenkennwerte und Bodenklassifizierung, Erdbebenklassifizierung
3. Schicht- und Grundwasserverhältnisse, Durchlässigkeit der anstehenden Bodenschichten, Versickerungsmöglichkeiten
4. Gründung und baubegleitende Maßnahmen

Anlagen

- 1.1 Übersichtslageplan, M 1:10.000
- 1.2 Lageplan mit Untersuchungspunkten M 1:1.000
- 2.1 Geologisches Profil: RKS1 - RKS3 - RKS5, M. d. H. 1:75
- 2.2 Geologisches Profil: RKS2 - RKS4 - RKS6 - SG2 - SG1, M. d. H. 1:75
- 3.1 Auswertung Sickerversuch SG1/14 (Verwitterungsdecke)
- 3.2 Auswertung Sickerversuch SG2/14 (Grundmoräne)
- 4.1 Analyseergebnis Betonaggressivität Grundwasser (AIR Nürnberg)
- 4.2-7 Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche
- 5.1-4 Fundamentdiagramme Einzel- und Streifenfundamente

verwendete Unterlagen

- [1] haag & noll Ingenieurgesellschaft mbH, Ravensburg
Baugebiet Brachwiese 3
Unterlage 7.1, Plan 1, Vorabzug Lageplan mit Eintragung der Untersuchungspunkte,
M. 1:1.000 vom 03.04.2014

1. Vorgang

Die Stadt Ravensburg plant die Erschließung des Neubaugebietes „Brachwiese III“ in Schmalegg. Unser Büro wurde von der Stadt Ravensburg, vertreten durch das Tiefbauamt, beauftragt, eine Baugrunderkundung im Projektgebiet auszuführen und ein geotechnisches Gutachten zu erstellen. Zu diesem Zweck wurden am 26.03.2014 insgesamt sechs Rammkernsondierungen (RKS1/14 bis RKS6/14) sowie zwei Schürfgruben /SG1/14 + SG2/14) abgeteuft. Die Anzahl der Untersuchungsstellen war von der Stadt Ravensburg vorgegeben. Die Untersuchungsstellen wurden nach Lage und Höhe vom IB Haag & Noll eingemessen und vor Ort ausgepflockt. Die Lage der Aufschlusspunkte ist im Lageplan der Anlage 1.2 dargestellt. Die Höhen der Ansatzpunkte, ebenso wie die detaillierte, nach DIN EN ISO 14688-1 und -2, DIN 18 196 und DIN 18 300 klassifizierte Bodenaufnahme, sind in den geologischen Profilen der Anlagen 2.1 und 2.2 aufgeführt.

Um die Durchlässigkeit der anstehenden Böden beurteilen zu können, wurden in den Schürfgruben SG1/14 und SG2/14 Sickerversuche innerhalb der Verwitterungsdecke und

der Grundmoräne durchgeführt. Die Ergebnisse der Versuche sind in den Anlagen 3.1 und 3.2 enthalten. Das in der Rammkernsondierung RKS5/14 angetroffenen Wasser wurde auf betonangreifende Eigenschaften untersucht. Das Analyseergebnis des Analytik Institut Rietzler ist in der Anlage 4.1 enthalten. Aus den Schürfgruben und der Rammkernsondierung RKS1/14 wurden gestörte Bodenproben entnommen und bodenmechanische Laborversuche durchgeführt. Die Ergebnisse der durch die Hochschule Biberach ausgeführten Versuche sind in den Anlagen 4.2 bis 4.7 enthalten.

2. Geomorphologische Situation, Bodenschichten, bautechnische Beschreibung, Bodenkennwerte und Bodenklassifizierung, Erdbebenklassifizierung

2.1 Geomorphologische Situation

Das Untersuchungsgebiet befindet sich am südwestlichen Ortsrand von Schmalegg auf dem Flurstück Nr. 451/4. Das Gelände ist momentan unbebaut und wird als Wiese bzw. Ackerfläche genutzt. Das Untersuchungsareal fällt von Nordwesten nach Südosten, und im südlichen Teil von Nordosten nach Südwesten ab. An der nördlichen Baugebietsgrenze schließt Wohnbebauung an. Im Osten wird das Projektgebiet von der Schenkenstraße begrenzt, im Süden bzw. Südosten liegt das Gewerbegebiet Okatreute. Westlich und nordwestlich grenzen unbebaute Acker-, Obstbau- und Grünlandflächen an.

Aus geologischer Sicht befindet sich das Untersuchungsgebiet in der weitläufigen Moränenlandschaft der Würmeiszeit, auf der rechten Hochfläche des Schussentales. Geologisch gesehen wurde das heutige Schussental vorwiegend während der letzten Vereisung (Würm) vom Rheinvorlandgletscher und seinen Schmelzwässern geformt. Der Gletscher schürfte aus dem tertiärzeitlichen Molassesockel die Hohlform des heutigen Schussentales. Dementsprechend bestehen die Hochflächen und die Talflanken des heutigen Schussentales aus einem Sockel aus Molassegestein (Untere Süßwassermolasse), der von Moränenablagerungen (Moränenkies, Moränensand und Grundmoräne) überdeckt wird. Gegen Ende der Eiszeit bildeten sich am Eisrand lokal kleine Eisrandtauseen, in welchen feinkörnige Beckenablagerungen sedimentiert wurden (nur im Bereich der RKS1/14 angetroffen). Im Holozän wurden, bedingt durch Erosions- bzw. Verwitterungsprozesse, Verwitterungsböden (hier: Verwitterungslehm) gebildet. Eine Mutterbodenauflage bzw. Ackerkrumme schließt die Schichtenfolge nach oben hin ab.

2.2 Bodenschichten

Anhand der ausgeführten Aufschlüsse kann am Projektstandort von folgender, genereller Schichtenfolge ausgegangen werden:

Mutterboden /Ackerkrumme	(Quartär: Holozän)
Verwitterungsdecke (lokal)	(Quartär: Holozän)
Beckenablagerungen	(Quartär: Pleistozän, Spätwürm)

Moränenablagerungen (Quartär: Pleistozän, Würm).

Im Einzelnen wurden mit den sechs Rammkernsondierungen und den zwei Schürfgruben folgende Schichtglieder bzw. Schichttiefen festgestellt:

Tabelle 1a: Schichtglieder und Schichttiefen (bis m unter Gelände)

Aufschluss Ansatzhöhe m ü. NN	RKS1/14 558.127	RKS2/14 556.694	RKS3/14 553.187	RKS4/14 551.244
Mutterboden / Ackerkrumme	0,00 – 0,30	0,00 – 0,25	0,00 – 0,20	0,00 – 0,20
Verwitterungsdecke, Schluff	0,30 – 0,90	0,25 – 0,70	0,20 – 0,80	0,20 – 0,70
Beckenablagerungen	0,90 – 2,80	n. a.	n. a.	n. a.
Moränensand	n. a.	2,70 – 2,80	n. a.	n. a.
Grundmoräne	2,80 – 3,90*	0,70 – 2,70 2,80 – 3,60*	0,80 – 3,70	0,70 – 3,40*

* Endtiefe n. a. = bis zur Endtiefe nicht angetroffen

Tabelle 1b: Fortsetzung Schichtglieder und Schichttiefen (bis m unter Gelände)

Aufschluss Ansatzhöhe m ü. NN	RKS5/14 546.572	RKS6/14 546.857	SG1/14 544.078	SG2/14 544.191
Mutterboden / Ackerkrumme	0,00 – 0,20	0,00 – 0,20	0,00 – 0,25	0,00 – 0,20
Verwitterungsdecke, Schluff	0,20 – 0,50	0,20 – 1,00	0,25 – 0,90	0,20 – 0,80
Beckenablagerungen	n. a.	n. a.	n. a.	n. a.
Moränensand	n. a.	n. a.	n. a.	n. a.
Grundmoräne	0,50 – 3,80*	1,00 – 3,80*	0,90 – 3,50*	0,80 – 3,20*

* Endtiefe n. a. = bis zur Endtiefe nicht angetroffen

2.3 Bautechnische Beschreibung der Schichten

Mutterboden

Der Oberboden am Projektstandort besteht aus einem schwach tonigen bis tonigen, schwach feinsandigen bis feinsandigen sowie schwach humosen bis humosen Schluff. Die Konsistenz ist weich. Der Oberboden ist zum Abtrag von Lasten nicht geeignet. Er wird vor Baubeginn abgetragen. Der Oberboden kann für statisch nicht relevante Geländeangleichungen verwendet werden.

Verwitterungsdecke (Verwitterungslehm)

Der Verwitterungslehm setzt sich aus einem schwach tonigen bis tonigen, sandigen bis lokal stark sandigen, schwach kiesigen Schluff zusammen. Die Verwitterungsdecke ist lokal schwach humos und es reichen Wurzelkanäle bis in den Verwitterungshorizont hinein. Die Konsistenz des Lehmbodens ist weich, lokal auch weich bis steif. Die Verwitterungsdecke ist zum Abtrag von Gebäudelasten gering bis mäßig geeignet. Die Verwitterungsdecke ist frost- und witterungsempfindlich. Bei Wasserzutritt weicht der Boden schnell auf und verliert an Tragfähigkeit.

Beckenablagerungen (Beckenschluff)

Die Beckenablagerungen kommen bei der Untersuchungsstelle RKS1/14 als Lehmfazie vor (Beckenschluff). Aus bautechnischer Sicht ist der Beckenschluff als ein schwach toniger, feinsandiger bis stark feinsandiger Schluff zu beschreiben. Die Konsistenz des späteiszeitlichen Sediments ist weich bis sehr weich. Der Beckenschluff weist die für diese Böden typische Bänderung auf (sehr dünne Feinsandlagen innerhalb der lehmigen Fazie). Diese dünnen Sandlagen sind lokal wassergesättigt. Der Beckenschluff neigt bei mechanischer Belastung (z. B. durch Vibrationen) zur Verflüssigung. Im freien Anschnitt fließen die wassergesättigten Feinsandlagen aus. Der Beckenschluff ist aufgrund seiner nur weichen bis sehr weichen Konsistenz zum Abtrag von Gebäudelasten nur gering geeignet. Eine Gründung von Gebäuden in dieser Schicht wird nicht empfohlen. Die Beckenablagerungen sind frost- und witterungsempfindlich.

Moränensand

Der nur in der Rammkernsondierung RKS2/14 angetroffene Moränensand ist als ein schwach schluffiger Fein- bis Grobsand anzusprechen. Der Lagerungszustand des Sandbodens ist mitteldicht. Der Moränensand kommt bei der o. g. Untersuchungsstelle als dünne Lage (D = 10 cm) innerhalb der Grundmoräne vor. Der Moränensand ist in diesem Bereich Wasser führend und das Schichtwasser ist unterhalb der undurchlässigeren Grundmoräne leicht eingespannt. Aufgrund seiner geringen Schichtmächtigkeit ist der Moränensand für die Gründung von Gebäuden irrelevant. Bei größerer Schichtmächtigkeit kann der Moränensand in mitteldichtem Lagerungszustand als gut tragfähig bezeichnet werden. Beim freien Anschnitt (z. B. durch Baugruben) neigt der wassergesättigte Sandboden zum Ausfließen.

Grundmoräne

Die angetroffene Grundmoräne ist bautechnisch als ein schwach toniger bis toniger, schwach sandiger bis stark sandiger, schwach kiesiger bis kiesiger Schluff sowie lokal schwach steiniger Schluff zu beschreiben. In der Grundmoräne kommen immer wieder Steine (\varnothing 63 mm bis 200 mm) und auch vereinzelt Blöcke (\varnothing > 200 - 600 mm) vor. Erfahrungsgemäß können in der Grundmoräne auch größere Blöcke (\varnothing > 600 mm) eingeschaltet sein. Dann gehört der Boden zu Bodenklasse 7.

Die Konsistenz der Grundmoräne ist am Top der Schicht steif und geht mit zunehmender Tiefe über „steif bis halbfest“ in „halbfest“ bis „lokal fest“ über.

Nach der DIN 18300 sind gemischtkörnige Böden weicher bis halbfester Konsistenz in die Bodenklasse 4 und Böden mit fester Konsistenz in die Bodenklasse 6 zu rechnen, während steinige Grundmoräne zur Bodenklasse 5 gehört. Die Grundmoräne ist bei mindestens steifer Konsistenz als gut tragfähig einzustufen. Auch die Grundmoräne weicht bei Wasserzutritten, z.B. durch Niederschläge bzw. Schichtwasseraustritte, schnell auf und verliert dann oberflächlich ihre Tragfähigkeit.

2.4 Bodenkennwerte und Klassifizierung

Entsprechend der Baugrundsichtung der geologischen Profile (Anlagen 2.1 und 2.2) sowie der Beschreibung der Böden, werden im Folgenden die für den Erdbau notwendigen Bodenkennwerte und die Bodenklassen angegeben:

Tabelle 2: Charakteristische Bodenkennwerte (Erfahrungswerte)

Schicht	Wichte (erdfeucht) γ [kN/m ³]	Wichte (unter Auftrieb) γ' [kN/m ³]	Reibungswinkel ϕ' [°]	Kohäsion (dräniert) c' [kN/m ²]	Steifemodul E_s [MN/m ²]
Mutterboden	15 – 16	5 – 6	17,5 – 20,0	0	0,5 – 1,0
Verwitterungslehm	18 – 19	8 – 9	25,0 – 27,5	0 – 2	4 – 6
Beckenschluff	18 – 20	8 – 10	20,0 – 22,5*	0	2 – 4
Moränensand	19 – 20	9 – 10	27,5 – 30,0*	0	20 – 40
Grundmoräne mind. steif	18 – 20	8 – 10	25,0 – 27,5	3 – 6	15 – 30
Grundmoräne halbfest bis fest	18 – 20	8 – 10	25,0 – 27,5	6 – 10	40 – 50

* kann sich bei Verflüssigung deutlich verringern

Die vorgenannten Mittelwerte leiten sich aus den vorliegenden Untersuchungen und aus Erfahrungswerten von vergleichbaren Böden ab. Die Bodenparameter gelten für die anstehenden Schichten im ungestörten Lagerungsverband. Bei Auflockerungen oder Aufweichungen durch den Baubetrieb oder Witterungseinflüssen können sich die Parameter deutlich ändern.

Tabelle 3: Klassifizierung der Böden

Schicht	Bodengruppe DIN18196	Bodenklasse DIN18300	Bodenklasse DIN18301	Frostempfindlichkeit ZTV E-StB 09
Mutterboden	OU	1	BO1	F3
Verwitterungslehm	UL/UM/TM	4	BB2	F3
Beckenschluff	UL/TL/SU*	4, (2)	BB1 bis BB2	F3
Moränensand	SU	3	BN1	F2
Grundmoräne	UL/UM/TL	4,(5,6,7) ^x	BB2-4/BS1-3	F3

^x je nach Anteil und Größe der Steine und Blöcke / bei fester Konsistenz Bkl.6
 Blöcke > 600 mm sind in der Grundmoräne möglich (dann Bkl. 7)

2.5 Bodenmechanische Laborversuche

An aus den Rammkernsondierungen und Schürfgruben entnommenen Bodenproben, wurden von der Prüfstelle für Geotechnik der Hochschule Biberach, in unserem Auftrag, folgende Laborversuche ausgeführt:

Tabelle 4: Übersicht ausgeführte Laborversuche

Probe aus Schürfgrube	Tiefe	Schicht	ausgeführte Versuche (enthalten in Anlage Nr.)
RKS1	0,3 – 0,9 m	Verwitterungsdecke	Wassergehalt (Anl. 4.2) Konsistenzgrenzenbestimmung (Anl. 4.5)
RKS1	0,9 – 2,0 m	Beckenschluff	Wassergehalt (Anl. 4.2) Konsistenzgrenzenbestimmung (Anl. 4.6)
RKS1	3,0 – 3,6 m	Grundmoräne	Wassergehalt (Anl. 4.2) Konsistenzgrenzenbestimmung (Anl. 4.7)
SG1	0,4 – 0,6 m	Verwitterungsdecke	Wassergehalt (Anl. 4.2) Kombinierte Siebanalyse + k_f (Anl. 4.3)
SG2	2,1 – 2,3 m	Grundmoräne	Wassergehalt (Anl. 4.2) Kombinierte Siebanalyse + k_f (Anl. 4.4)

In den Anlagen 4.2 bis 4.7 sind die Ergebnisse der ausgeführten Laborversuche enthalten. In der nachfolgenden Tabelle werden die Ergebnisse der Versuche im Wesentlichen wiedergegeben.

Tabelle 5: Ergebnisse der Laborversuche

Punkt / Boden	Tiefe [m]	Wassergehalt w [%]	Kornverteilung [%] T / U / S / G / X	k _r - Wert [m/S] (aus Siebung)	Konsistenz- zahl I _c	Plastizitäts- bereich w _L bis w _P [%]
RKS1 / VD	0,3 – 0,9	19,99	-	-	0,72 weich	39,4 bis 14,2 I _p = 25,2 % -> TL / TM
RKS1 / BEA	0,9 – 2,0	25,47	-	-	0,28 sehr weich	28,6 bis 17,2 I _p = 11,0 % -> TL / ST
RKS1 / GMO	3,0 – 3,6	10,92	-	-	0,90 steif	24,6 bis 12,5 I _p = 12,1 % -> TL
SG1 / VD	0,4 – 0,6	21,28	T: 13,8 U: 47,1 S: 31,2 G: 7,9	9,6 • 10 ⁻⁰⁹	-	-
SG2 / GMO	2,1 – 2,3	9,65	T: 8,0 U: 31,6 S: 27,5 G: 26,7 X: 6,2	7,2 • 10 ⁻⁰⁸	-	-

VD = Verwitterungsdecke BEA = Beckenablagerungen GMO = Grundmoräne
 T = Feinstes (Ton); U = Schluffkorn; S = Sandkorn; G = Kieskorn; X = Steine

2.6 Erdbebenklassifizierung

Entsprechend der „Karte der Erdbebenzonen und geologischen Untergrundklassen für Baden-Württemberg, Regierungspräsidium Freiburg, 2005“ befindet sich das Untersuchungsgebiet in der **Erdbebenzone 1** (Gebiet, in der gemäß des zugrunde gelegten Gefährdungsniveaus rechnerisch die Intensität $6,5 \leq I < 7$ zu erwarten ist) und der **Untergrundklasse S** (Gebiete tiefer Beckenstrukturen mit mächtigen Sedimentfüllungen).

Entsprechend der DIN 4149 / 2005-04, Abs. 5.2.3 Baugrundklassen ist bei einer Gründung in der Grundmoräne die **Baugrundklasse C** (gemischt- bis feinkörnige Lockergesteine in mindestens steifer Konsistenz) zugrunde zu legen.

3. Schicht- und Grundwasserverhältnisse, Durchlässigkeit der anstehenden Böden, Versickerungsmöglichkeiten nach dem DWA-A-138

3.1 Grundwasserverhältnisse

Während den Erkundungsarbeiten am 26.03.2014 wurde in den Rammkernsondierungen RKS1, RKS2, RKS4, RKS5 und RKS6 Schichtwasser angetroffen

Es wurden folgende Wasserstände gemessen:

Tabelle 6: Wasserstände in den Untersuchungsstellen am 26.03.2014

Untersuchungs- punkt	GW/SW-Wasser angebaggert		GW /SW nach Untersuchungsende	
	m u. Gel.	m ü. NN	m u. Gel.	m ü. NN
RKS1/14	2,10	556.03	2,10	556.03
RKS2/14	2,70	553.99	↑ 2,40	554.29
RKS3/14	k. W. *	k. W. *	k. W. *	k. W. *
RKS4/14	1,80	549.44	1,80	549.44
RKS5/14	2,10	544.47	2,10	544.47
RKS6/14	2,20	544.66	↑ 1,90	544.96
SG1/14	k. W. *	k. W. *	k. W. *	k. W. *
SG2/14	k. W. *	k. W. *	k. W. *	k. W. *

*kein Wasser bis zur Endtiefe der Erkundungsstelle angetroffen

↑ Wasser angestiegen

Bei dem angetroffenen Wasser handelt es sich um Schichtwasser, welches innerhalb der Beckenablagerungen sowie den Moränenablagerungen in den sandigen bis stark sandigen Lagen vorhanden ist. Die schichtwasserführenden Lagen sind an ein diffuses Adern- und Rinnensystem gebunden. Einzelne Lagen können miteinander verbunden sein. Wo solche Lagen auftreten, kann somit nicht genau lokalisiert werden. Die Lagen durchziehen die überwiegend undurchlässigen Schichten der Beckenablagerungen (Schluff) und der Grundmoräne (Schluff) in horizontaler Richtung, so dass insgesamt davon ausgegangen werden kann, dass die vertikale Durchlässigkeit der Schichtpakete „Verwitterungsdecke“ „Beckenablagerungen“ und „Grundmoräne“ sehr viel geringer ist, als deren horizontale Durchlässigkeit.

Beim Anschneiden einer wasserführenden Lage fließt das Wasser relativ langsam aus. Die anfallenden Wassermengen können dabei jedoch erheblich sein. Innerhalb einer wasserführenden Lage kann das Schichtwasser auch eingespannt sein (s. RKS2 und RKS6).

Ein durchgängiger, ausgeprägter Grundwasserleiter (Aquifer) wurde mit den ausgeführten Untersuchungen nicht angetroffen.

Betonaggressivität:

Aus der Sondierung RKS5/14 wurde eine Wasserprobe entnommen und durch das Analytik Institut Rietzler, Nürnberg, auf die Betonaggressivität gemäß der DIN 4030 untersucht. Das Ergebnis der Analyse ist in der Anlage 4.1 enthalten. Demnach ist die untersuchte Probe in die Kategorie „nicht Beton angreifend“ einzustufen.

3.2 *Durchlässigkeit der anstehenden Böden, Versickerungsmöglichkeiten nach dem DWA-A 138 (Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abfall und Abwasser e. V. – Arbeitsblatt DWA-A 138 – Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser)*

Die Versickerung von Niederschlagswasser setzt einen durchlässigen Untergrund und einen ausreichenden Abstand zur Grundwasseroberfläche voraus. Der Untergrund muss die anfallenden Sickerwassermengen aufnehmen können. Die Versickerung kann direkt erfolgen oder das Wasser kann über ein ausreichend dimensioniertes Speichervolumen durch eine Sickeranlage mit verzögerter Versickerung in Trockenperioden dem Untergrund zugeführt werden.

Nach dem DWA-A 138 (April 2005) sollte der Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens, in dem die Versickerung stattfinden soll, zwischen $k_f = 1,0 \cdot 10^{-03}$ m/s und $k_f = 1,0 \cdot 10^{-06}$ m/s liegen. Die Mächtigkeit des Sickerraumes sollte, bezogen auf den mittleren höchsten Grundwasserstand, rd. 1,0 m betragen, um eine ausreichende Filterstrecke für eingeleitete Niederschlagsabflüsse zu gewährleisten. Bei Durchlässigkeitsbeiwerten von $k_f < 1,0 \cdot 10^{-06}$ m/s ist eine Regenwasserbewirtschaftung über eine Versickerung nicht mehr gewährleistet, so dass die anfallenden Wassermengen über ein Retentionsbecken abzuleiten sind.

Um die Durchlässigkeitsbeiwerte der anstehenden Böden im Untersuchungsgebiet zu bestimmen, wurden in den Schürfgruben SG1 und SG2 Sickerversuche in der Verwitterungsdecke und der Grundmoräne ausgeführt. Anhand der aufgezeichneten Absenkungen wird der vertikale Durchlässigkeitsbeiwert bestimmt (vgl. Anlagen 3.1 bis 3.2).

Die vertikalen Durchlässigkeitsbeiwerte aus den Sickerversuchen sowie die zugehörigen Bemessungs – k_f – Werte nach dem Arbeitsblatt DWA - A 138, Tab. B.1, sind in der Tabelle 7 dargestellt.

Tabelle 7: Ergebnisse der Sickerversuche (Werte der Anlagen 3.1 bis 3.2)

Aufschluss	vertikale Durchlässigkeit k_f -Wert Feldversuch (m/s)	vertikale Durchlässigkeit k_f -Wert Bemessung (m/s)	Bodenart
SG1/14 0,70 m u. GOK (Anlage 3.1)	$1,38 \cdot 10^{-7}$	(Korrekturfaktor 2) $2,76 \cdot 10^{-7}$	<u>Verwitterungsdecke</u> Schluff schwach tonig bis tonig, stark sandig, schwach kiesig Bodengruppe UM/TM
SG4/13 1,50 m u. GOK (Anlage 3.2)	$4,95 \cdot 10^{-6}$	(Korrekturfaktor 2) $9,9 \cdot 10^{-6}$	<u>Grundmoräne</u> Schluff schwach tonig, sandig, schwach kiesig Bodengruppe UL/UM

Die ermittelten, vertikalen Durchlässigkeitsbeiwerte (vgl. Tabelle 7) stufen die Verwitterungsdecke und die Grundmoräne nach DIN 18130, Teil 1, Tabelle 1, als „schwach durchlässigen“ ($k_f = 1,0 \cdot 10^{-06}$ bis $1,0 \cdot 10^{-08}$ m/s) Boden ein.

Die Verwitterungsdecke und Grundmoräne sind zur direkten Versickerung von Niederschlagswasser, gemäß den Bedingungen des Arbeitsblattes DWA-A 138, aufgrund ihrer geringen Durchlässigkeit nicht geeignet.

Die Beckenablagerungen besitzen erfahrungsgemäß ebenfalls Durchlässigkeiten von $k_f \leq 1,0 \cdot 10^{-06}$ m/s, so dass im Baugebiet davon auszugehen ist, dass eine direkte Versickerung von Oberflächenwasser nicht möglich ist.

3.2.1 Randbedingungen nach dem DWA-A 138

Bebauung

Der Mindestabstand dezentraler Versickerungsanlagen (vgl. DWA-A 138, S.19, Bild 2) sollte von bestehenden bzw. geplanten Bebauungen - vom jeweiligen Baugrubenfußpunkt ausgehend - das 1,5-fache der Baugrubentiefe nicht unterschreiten. Bei zentralen Versickerungsanlagen muss der Abstand des Beckenrandes zu einer Bebauung größer als die mittlere Beckenbreite sein. Ansonsten wird empfohlen, Kellergebäude angrenzender Gebäude wasserdicht auszuführen.

Wasserschutzgebiet

Nach der online Auskunft der Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz, Baden-Württemberg, befindet sich das Bebauungsareal in keinem festgesetzten Wasserschutzgebiet.

Alllastenverdachtsflächen

Nach dem Arbeitsblatt DWA-A 138 dürfen keine Versickerungen im Bereich von belasteten Auffüllungen ausgeführt werden. Im Untersuchungsgebiet wurden mit den ausgeführten Untersuchungen augenscheinlich keine Auffüllungshorizonte erkundet. Zurzeit werden umwelttechnische Untersuchungen durch das Büro Dr. Stefan ausgeführt. Die Ergebnisse dieser Untersuchung liegen uns noch nicht vor.

4. Gründung und baubegleitende Maßnahmen

Vorbemerkung:

Der Untersuchungsrahmen für dieses Gutachten (6 Rammkernsondierungen, 2 Schürfgruben) entspricht nicht dem Untersuchungsprogramm für Einzelbauwerke gemäß dem Eurocode 7, Teil 2 (DIN EN 1997-2:2010-10 einschließlich DIN EN 1997-2/NA:2010-12 und DIN 4020:2010-12).

Es ist eine Erkundung und geotechnische Bewertung für Einzelbauwerke oder eine höher auflösende Erkundung für das Untersuchungsgebiet anzuraten.

Die nachfolgenden Ausführungen und Berechnungen sollen als allgemeine Hinweise und Entscheidungshilfen zur Bebauungsform (mit oder ohne Keller) verstanden werden.

4.1 Gründung

Von den geplanten Gebäuden liegen noch keine Detailpläne vor. Die geotechnischen Schnitte sind in den Anlagen 2.1 und 2.2 enthalten. Entsprechend Abschnitt 2.3 sind die Bauwerkslasten in die Grundmoräne abzutragen.

Die Hangendgrenze der Moränenablagerungen wurde bei den Aufschlüssen auf folgenden Höhenkoten erkundet:

RKS1/14:	555.33 m ü. NN / 2,80 m unter Geländeoberkante
RKS2/14:	555.99 m ü. NN / 0,70 m unter Geländeoberkante
RKS3/14:	552.39 m ü. NN / 0,80 m unter Geländeoberkante
RKS4/14:	550.54 m ü. NN / 0,70 m unter Geländeoberkante
RKS5/14:	546.07 m ü. NN / 0,50 m unter Geländeoberkante
RKS6/14:	545.86 m ü. NN / 1,00 m unter Geländeoberkante
SG1/14:	543.18 m ü. NN / 0,90 m unter Geländeoberkante
SG2/14:	543.39 m ü. NN / 0,80 m unter Geländeoberkante.

Es wird vorgeschlagen, Gebäude einheitlich in den gut tragfähigen Moränenablagerungen auf Fundamenten oder einer tragenden Bodenplatte zu gründen.

Werden Gebäude nicht unterkellert, so sind die Fundamente, sofern sie aufgrund der erforderlichen frostsicheren Einbindetiefe nicht ohnehin in den tragfähigen Böden zu liegen kom-

men (Frosteinwirkungszone II, t mind. 1,00 m) über Fundamentvertiefungen bis auf die Moränenablagerungen zu führen. Dazu werden senkrechte Gräben bis zu den Moränenablagerungen ausgehoben und unmittelbar nach Aushub bis auf die Oberkante der geplanten Fundamente mit Magerbeton aufgefüllt. Wie die Baggerarbeiten zeigten, blieben die Schürfgruben im Bereich der Verwitterungsdecke kurzfristig unter 90° stehen. Die Fundamentvertiefungen dürfen unter keinen Umständen betreten werden und sind direkt nach dem Aushub mit Magerbeton zu verfüllen. Im Bereich der Beckenablagerungen (RKS1) muss eventuell, durch das Ausfließen der Wasser gesättigten Bereiche, mit einem Nachbrechen der senkrechten Aushubgräben gerechnet werden. Zur Vermeidung eines unkalkulierbaren Mehrverbrauchs an Magerbeton, sind die Fundamentvertiefungen dann durch eine so genannte Brunnengründung auszuführen, um ein Nachfallen der Grubenwände zu vermeiden. Der Aushub erfolgt mittels Schalen- oder Polypgreifer im Inneren der Schachtringe, die mit zunehmender Aushubtiefe abgesenkt werden. Die Vertiefungen werden direkt im Anschluss mit Magerbeton bis zur Höhe der geplanten Fundamente aufgefüllt.

Unmittelbar vor Baubeginn können Probeschürfe ausgehoben werden, um die aktuelle Situation grundstücksbezogen überprüfen zu können (s. auch Vorbemerkung dieses Abschnittes).

Bei einer Gründung nicht unterkellertes Gebäude auf einer elastisch gebetteten Bodenplatte, sind die Verwitterungsdecke und die Beckenablagerungen durch einen Bodenersatzkörper auszutauschen. Der Bodenersatzkörper ist aus einem feinkornarmen ($< 5\%$ Schluffanteil) Kiessand herzustellen, lagenweise einzubauen und zu verdichten ($D_{Lage} \leq 0,30$ m). Die Mindestdicke des Bodenersatzkörpers sollte, sofern er nicht schon in der Grundmoräne zu liegen kommt, $d = 1,50$ m nicht unterschreiten.

Die ordnungsgemäße Verdichtung des Bodenersatzkörpers ist mittels statischen Plattendruckversuchen zu überprüfen (empfohlen: $E_{v2} \geq 100$ MN/m²). Der Bodenersatzkörper ist so weit über den Rand der Bodenplatte auszubilden, dass sich ein Lastausbreitungswinkel von 45° einstellen kann. Der Bodenersatzkörper ist vom anstehenden Boden durch ein Geotextil zu trennen (GRK3). Sollte die Gründungssohle im Bereich der Grundmoräne oder der Beckenablagerungen stark aufgeweicht sein, so sind in diesen Bereichen zur Stabilisierung der Sohle zusätzlich Schroppen (gebrochenes Material) einzudrücken.

In den Anlagen 5.1 bis 5.4 sind Fundamentdiagramme für die Vorbemessung von Einzel- und Streifenfundamenten enthalten, welche in den Moränenablagerungen gründen.

Berechnungsgrundlage sind die DIN EN 1997-2:2009-09 (EC7) mit nationalem Anhang (DIN EN 1997-1/NA:2010-12), die DIN 1054:2010-12 sowie die DIN 4017:2006-03. Es liegt der Lastfall BS-P (ständige Bemessungssituation) zugrunde und das Verhältnis von veränderlichen zu Gesamtlasten wurde mit 0,50 vorausgesetzt.

Der Bemessungswert des Sohlwiderstandes $\sigma_{R,d}$ ist in den oben genannten Anlagen in Abhängigkeit von der Fundamentgeometrie und für eine mittige Belastung dargestellt.

(Anmerkung: Im rechten Bereich der Diagramme und den Tabellen ist zusätzlich noch der Wert $\sigma_{E,k}$ angegeben. Dieser Wert entspricht dem aufnehmbaren Sohl Druck nach der DIN 1054:2005-01).

Bei einem Ausnutzungsgrad von $\mu \leq 1,0$ und einer Begrenzung der rechnerischen Setzung auf z. B. $s \leq 1,5$ cm (die Setzungen werden in der Berechnung über die charakteristischen

Lasten ermittelt) ist, je nach gewählter Fundamentgeometrie, folgender Bemessungswert des Sohlwiderstandes anzusetzen (Auszüge aus den Anlagen 5.1 bis 5.4):

Anlage 5.1 – quadratisches Einzelfundament (a / b = 1) – Randfundament (Einbindetiefe = 1,00 m)

Fundament a x b = 0,80 x 0,80 m: $\sigma_{R,d} = 392 \text{ kN/m}^2$, $R_{n,d} = 250 \text{ kN}$, $z_{ugh.s} = 0,62 \text{ cm}$
Fundament a x b = 1,20 x 1,20 m: $\sigma_{R,d} = 418 \text{ kN/m}^2$, $R_{n,d} = 601 \text{ kN}$, $z_{ugh.s} = 0,98 \text{ cm}$
Fundament a x b = 1,60 x 1,60 m: $\sigma_{R,d} = 444 \text{ kN/m}^2$, $R_{n,d} = 1.136 \text{ kN}$, $z_{ugh.s} = 1,38 \text{ cm}$.

Anlage 5.2 – quadratisches Einzelfundament (a / b = 1) - Mittelfundament (h = 0,60 m)

Fundament a x b = 0,80 x 0,80 m: $\sigma_{R,d} = 296 \text{ kN/m}^2$, $R_{n,d} = 189 \text{ kN}$, $z_{ugh.s} = 0,46 \text{ cm}$
Fundament a x b = 1,20 x 1,20 m: $\sigma_{R,d} = 322 \text{ kN/m}^2$, $R_{n,d} = 463 \text{ kN}$, $z_{ugh.s} = 0,74 \text{ cm}$
Fundament a x b = 1,60 x 1,60 m: $\sigma_{R,d} = 348 \text{ kN/m}^2$, $R_{n,d} = 890 \text{ kN}$, $z_{ugh.s} = 1,06 \text{ cm}$.

Anlage 5.3 – Streifenfundament l = 10 m - Randfundament (Einbindetiefe = 1,00 m)

Fundament b = 0,60 m, l = 10 m: $\sigma_{R,d} = 292 \text{ kN/m}^2$, $R_{n,d} = 175 \text{ kN/m}$, $z_{ugh.s} = 0,79 \text{ cm}$
Fundament b = 0,80 m, l = 10 m: $\sigma_{R,d} = 312 \text{ kN/m}^2$, $R_{n,d} = 249 \text{ kN/m}$, $z_{ugh.s} = 1,06 \text{ cm}$
Fundament b = 1,00 m, l = 10 m: $\sigma_{R,d} = 332 \text{ kN/m}^2$, $R_{n,d} = 332 \text{ kN/m}$, $z_{ugh.s} = 1,34 \text{ cm}$.

Anlage 5.4 – Streifenfundament l = 10 m – Mittelfundament (h = 0,60 m)

Fundament b = 0,60 m, l = 10 m: $\sigma_{R,d} = 225 \text{ kN/m}^2$, $R_{n,d} = 135 \text{ kN/m}$, $z_{ugh.s} = 0,58 \text{ cm}$
Fundament b = 0,80 m, l = 10 m: $\sigma_{R,d} = 244 \text{ kN/m}^2$, $R_{n,d} = 195 \text{ kN/m}$, $z_{ugh.s} = 0,80 \text{ cm}$
Fundament b = 1,00 m, l = 10 m: $\sigma_{R,d} = 263 \text{ kN/m}^2$, $R_{n,d} = 263 \text{ kN/m}$, $z_{ugh.s} = 1,03 \text{ cm}$.

Achtung: Die angegebenen Werte ($\sigma_{R,d}$) sind Bemessungswerte des Sohlwiderstands, keine aufnehmbaren Sohldrücke nach DIN 1054:2005-01 und keine zulässigen Bodenpressungen nach DIN 1054:1976-11.

Je nach gewählter Fundamentgeometrie ist entweder die Grundbruchsicherheit (rote Linie im Diagramm) oder die Begrenzung der Setzungen (hier 1,50 cm gewählt - blaue Linie im Diagramm) maßgebend für den aufnehmbaren Sohldruck.

Die Diagramme für die Vorbemessung der Randfundamente können herangezogen werden, wenn bei unterkellerten Gebäuden gewährleistet wird, dass ein Ausweichen des Fundamentes in Richtung Kellerseite durch ausreichend dicke Kellerwände oder einen massiv ausgebildeten Fußboden verhindert wird. Ansonsten sind auch für Randfundamente die Diagramme für Mittelfundamente heranzuziehen.

Die Diagramme für die Vorbemessung der Mittelfundamente gelten bei unterkellerten Gebäuden mit einer Fundamenthöhe von $h = 0,60$ m.

Für nicht unterkellerte Gebäude, welche über Magerbetonvertiefungen in den Moränenablagerungen gegründet werden, gelten die Diagramme für Randfundamente (Mindesteinbindetiefe 1,00 m).

Die Größe der zulässigen Setzungen ist vom zuständigen Planungsbüro festzulegen.

Bei den angegebenen Tragfähigkeitswerten ist die gegenseitige Beeinflussung von benachbarten Fundamenten noch nicht berücksichtigt. Es wird vorgeschlagen, die Vorbemessung der Fundamente nach den Fundamentdiagrammen in den Anlagen 5.1 bis 5.4 vorzunehmen. Bei schräger oder ausmittiger Belastung sind die Bemessungswerte nicht auf die Fläche A ($a \times b$), sondern auf die Ersatzfläche A' ($a' \times b'$) anzusetzen.

Anmerkung: nach EC7, 6.5.2.2, mit ergänzender Regelung A(1) aus der DIN1054:2010, sind die Exzentrizität und die Lastneigung aus den charakteristischen Lasten zu ermitteln.

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.

Zur Bestimmung der zulässigen Bodenpressung für andere Fundamentabmessungen als in den Diagrammen angegeben, ist Kontakt mit dem Unterzeichner aufzunehmen.

Werden Gebäude auf einer tragenden Bodenplatte über einen Bodenersatzkörper in der Grundmoräne gegründet oder liegen die Bodenplatten schon in der Grundmoräne auf (unterkellerte Gebäude), so kann zur Vorbemessung der Bodenplatte ein Bettungsmodul in der Größenordnung von $k_s = 6 - 10 \text{ MN/m}^3$ angesetzt werden.

Liegt der Bodenersatzkörper noch in den Beckenablagerungen (RKS1), so kann zur Vorbemessung ein Bettungsmodul von $k_s = 2 - 5 \text{ MN/m}^3$ angesetzt werden.

Der exakte Bettungsmodulverlauf kann nach Angabe der einwirkenden Lasten, über den Steifemodul des Bodens, anhand einer detaillierten Setzungsberechnung von unserem Büro bestimmt werden. Dies wird vor allem in dem zuletzt genannten Fall dringend empfohlen.

Die Verwitterungsdecke, Beckenablagerungen und Grundmoräne sind witterungsempfindlich. Sie weichen bei Wasserzutritt schnell auf. Es wird empfohlen, die Gründungssohlen unmittelbar nach dem Aushub mit Magerbeton zu versiegeln oder eine Schutzschicht ($d = 10$ bis 20 cm) bis vor dem Betonieren in der Baugrubensohle zu belassen.

4.2 Grundwasser und Entwässerung

Im Baugebiet muss mit Schicht- und Hangwasser gerechnet werden (s. Abschnitt 3.2).

Auf Grund der überwiegend geringen Durchlässigkeit des Untergrundes (Verwitterungslehm, Beckenablagerungen, Grundmoräne) ist in der Arbeitsraumverfüllung eines unterkellerten Gebäudes mit anstauendem Sicker- bzw. Schichtwasser zu rechnen.

Die Abdichtung der Bodenplatte und der erdberührten Wände ist gemäß Abschnitt 9 der DIN 18195-6 gegen aufstauendes Sicker- bzw. Schichtwasser (drückendes Wasser) zu bemessen.

4.3 Baugruben

Im Baugebiet sind frei geböschte Baugruben möglich. Generell sind in der wasserfreien Verwitterungsdecke und den Beckenablagerungen Böschungen mit 45° nach der DIN 4124 ohne rechnerischen Nachweis der Standsicherheit bis zu einer Tiefe von 5 m möglich. In der Grundmoräne mindestens steifer Konsistenz sind Böschungswinkel bis 60° möglich.

Schneiden Baugruben wasserführende Lagen an (z. B. in den Beckenablagerungen), können die oben genannten Böschungswinkel ohne zusätzliche Maßnahmen nicht eingehalten werden.

Bei geringen Schichtwasserzutritten können die freien Böschungen mit Stützscheiben aus Einkornbeton gesichert werden.

Ist der Schichtwasserandrang stark, wird empfohlen die Baugruben mittels eines statischen Verbaus zu sichern. Hierzu eignet sich zum Beispiel ein Trägerbohlwandverbau („Berliner Verbau“) oder ein Spundwandverbau.

Wird ein Trägerbohlwandverbau ausgeführt, so wird es lokal zu einem Einfließen von Schichtwasser und Bodenteilchen in die Baugrube kommen, was zu einer Setzung der dahinter liegenden Straßen und Leitungen führen wird. Es wird deshalb empfohlen, entlang von Straßen (Erschließungsstraßen) einen Spundwandverbau auszuführen.

Aufgrund der mit zunehmender tiefe hohen Konsistenz der Grundmoräne sowie lokal vorkommenden Steinen oder auch Blöcken, sind die Träger bzw. die Spunddielen mit zunehmender Tiefe nur schwer bis gar nicht ramm- bzw. rüttelbar. In diesem Fall sind Austausch- bzw. Auflockerungsbohrungen vorzusehen. Die Standsicherheit der Verbaumaßnahmen ist rechnerisch nachzuweisen.

Details zur Baugrubensicherung können mit Voranschreiten der Planung und eventuell zusätzlichen, grundstücksbezogenen Baugrunduntersuchungen (Schürfgruben) mit unserem Büro abgestimmt werden.

4.4 Kanalbaumaßnahmen

Die Sohle eines eventuell erforderlichen Kanals ist noch nicht bekannt, so dass hierzu in allgemeiner Form Stellung genommen wird.

Baugruben und Gräben im Projektgebiet können gemäß Abschnitt 4.3 ausgehoben werden.

Alternativ zur freien Böschung und in Schichtwasserbereichen ist die Sicherung mit Grabenverbaugeräten möglich. Der Einsatz von Grabenverbaugeräten minimiert die Aushubmenge und die Grabenbreite. Eventuell auftretendes Schichtwasser ist in den Kanalgräben mit einer offenen Wasserhaltung zu fassen.

Kommen die Kanalrohre mit Ihrer Sohle in der mindestens steifen Grundmoräne zu liegen, so sind keine besonderen Maßnahmen zur Gründung der Rohre nötig.

Liegen die Kanalsohlen in den darüber liegenden Schichten (Verwitterungsdecke, Beckenablagerungen) ist als Gründungspolster ein Bodenersatzkörper (Kiessand, Schluffanteil < 5%) mit einer Mächtigkeit von $D = 50$ cm einzubauen. Der Bodenersatzkörper ist von der anstehenden Grundmoräne durch ein Vlies (GRK3) zu trennen. Sollte die Gründungssohle stark aufgeweicht sein, so sind in diesen Bereichen zur Stabilisierung der Sohle zusätzlich Schroppen (gebrochenes Material) einzudrücken.

Die Verwitterungsdecke und die Grundmoräne können zur Verfüllung der Kanalgräben ohne zusätzliche Maßnahmen nicht verwendet werden. Nach dem Einbau besitzen diese Böden eine höhere Durchlässigkeit als zuvor. Bei einem Wasserzutritt werden diese Böden aufgeweicht, es werden Feinbestandteile ausgewaschen, dies führt ggf. zu Setzungen im Straßenbereich. Die Verwitterungsdecke und die Grundmoräne können nur dann zur Verfüllung der Kanalgräben herangezogen werden, wenn sie vorab durch ein Kalk-Zement Bindemittel verbessert werden.

Die Beckenablagerungen sind zur Wiederverfüllung der Kanalgräben nicht zu verwenden. Es wird deshalb empfohlen, die Kanalgräben mit einem gut verdichtbaren Kiessand zu verfüllen.

4.5 Straßenbaumaßnahmen

Es ist davon auszugehen, dass die Erschließungsstraßen oberflächennah in der Verwitterungsdecke zu liegen kommen. Diese Böden sind nach den ZTV E-StB 09 als sehr frostempfindlich (F3) einzustufen. Des Weiteren sind diese Böden witterungsempfindlich. Nach den ZTV E-StB 09 und der RStO ist auf dem Erdplanum eines F2/F3 Untergrundes ein Verformungsmodul von $E_{v2} \geq 45$ MN/m² gefordert. Dieser Wert wird im Bereich der Verwitterungsdecke, vermutlich nicht erreicht werden. Es wird empfohlen den Verformungsmodul des Erdplanums vor der Baumaßnahme durch Plattendruckversuche zu untersuchen.

Sollte das Erdplanum den geforderten Verformungsmodul nicht erreichen, sind baugrundverbessernde Maßnahmen notwendig. Es wird vorgeschlagen, den frostsicheren Straßenaufbau auf einem 0,50 m dicken Bodenersatzkörper aus Kiessand (Schluffanteil < 5 %) aufzubauen. Der Bodenersatzkörper ist lagenweise einzubauen und zu verdichten. Zwischen anstehendem Baugrund und Bodenersatzkörper ist ein Trennvlies (GRK3) einzulegen. Der

fachgerechte Einbau des Bodenersatzkörpers ist anhand von Plattendruckversuchen zu überprüfen.

Anmerkungen

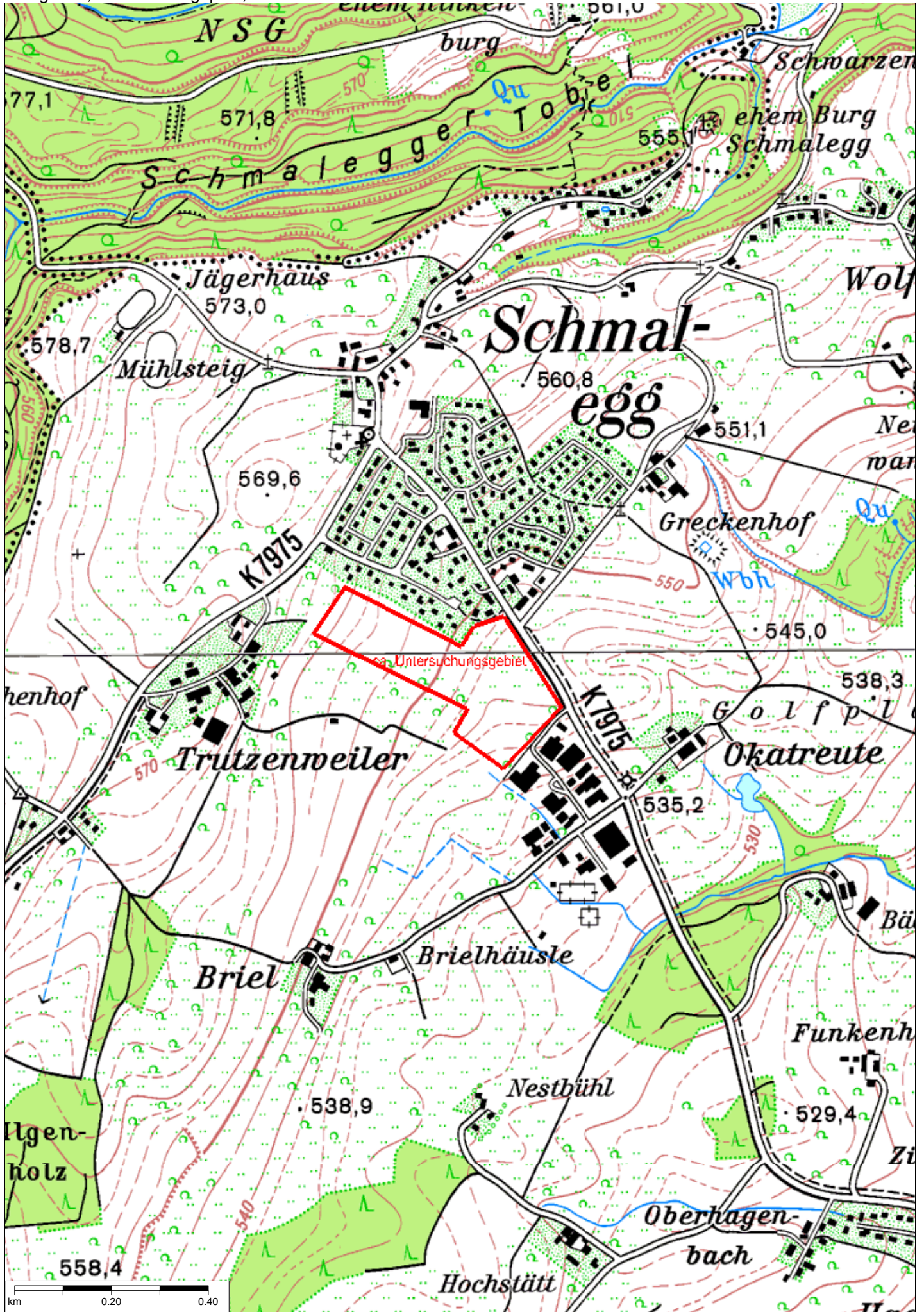
Die im Gutachten enthaltenen Angaben beziehen sich auf die bei den Untersuchungsstellen ermittelten Bodenschichten und deren geotechnischen Eigenschaften. Abweichungen von den gemachten Angaben (Schichttiefen, Bodenzusammensetzung, Wasserstände etc.) können auf Grund einer Heterogenität des Untergrundes nicht ausgeschlossen werden. Ferner ist eine sorgfältige Überwachung der Erdarbeiten und eine laufende Überprüfung der angebotenen Bodenverhältnisse im Vergleich zu den Untersuchungsergebnissen und Folgerungen erforderlich.

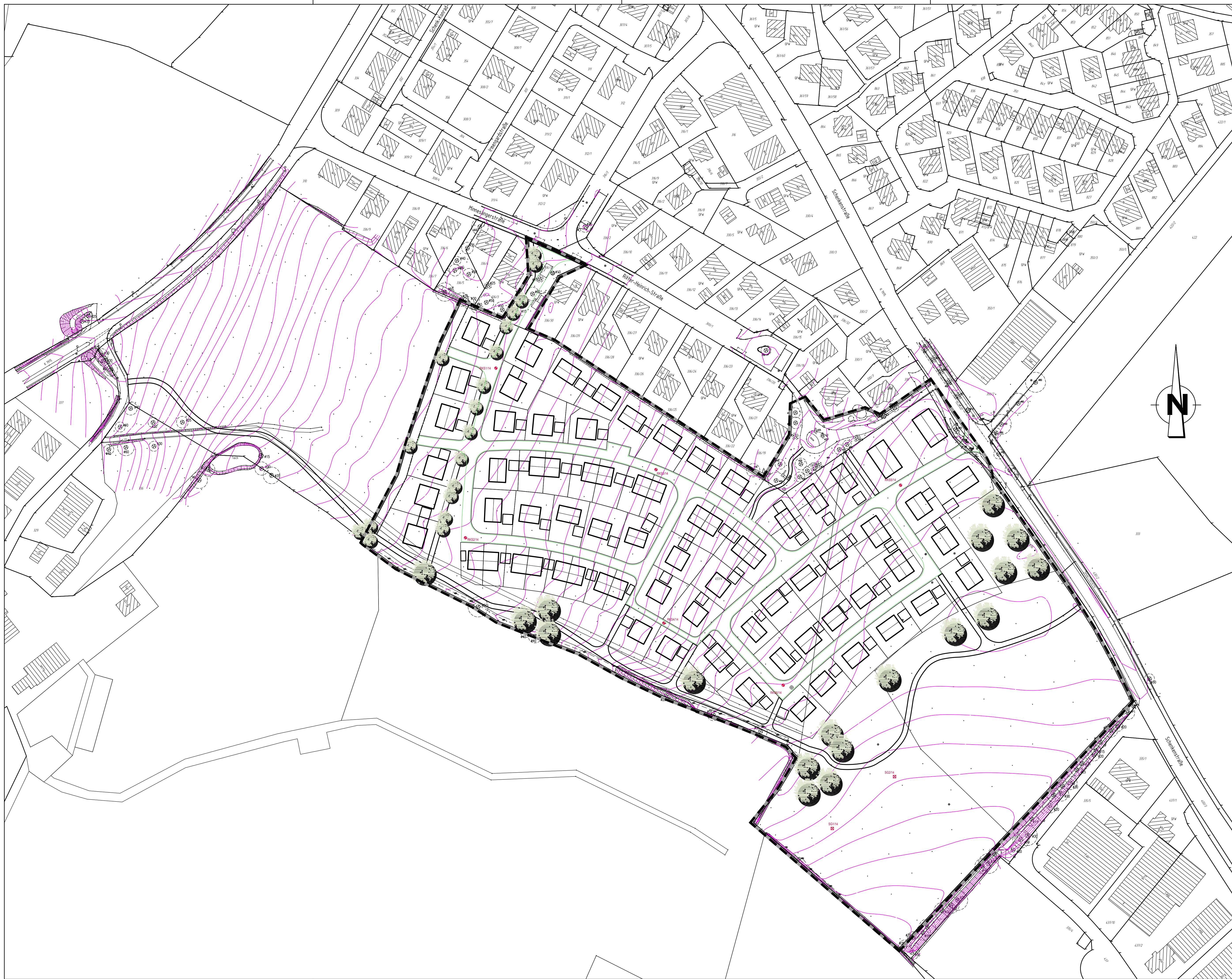
Auf die Vorbemerkung zum Abschnitt 4 dieses Gutachtens, sei noch einmal ausdrücklich hingewiesen.

Das Gutachten ist nur zusammen mit allen Anlagen gültig (Anlage 1.1 bis Anlage 5.4). Eine auszugsweise Weitergabe ist nicht gestattet. Die Vervielfältigung des Gutachtens bedarf der Zustimmung des auf Seite 1 genannten Auftraggebers.

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


Dipl. Ing. (FH) R. Frankovsky
fm geotechnik 





fm geotechnik
 Wiesflecken 6
 88279 Amtzell

A1402002; BG Brachwiese III, Schmalegg
 Anlage 1.2
 Lageplan mit Untersuchungspunkten
 M. 1:1.000

Nr.	Art der Änderung	Datum	Name

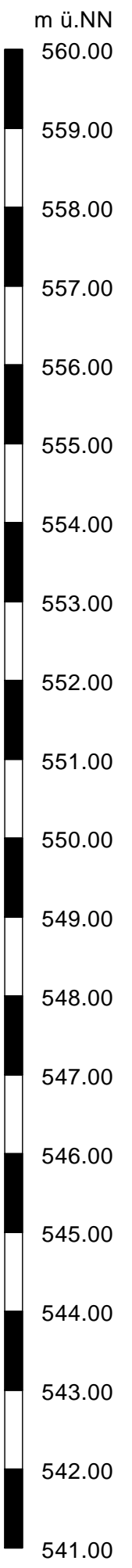
haag noll		Datum	Zeichen
Ingenieur-gesellschaft mbH		03.04.2014	B.H.
Wangener Straße 143 88212 Ravensburg		03.04.2014	N.H.
Tel.: 0751 / 35 29 660 Fax: 0751 / 35 29 662		geprüft:	<i>[Signature]</i>

Stadt Ravensburg		Unterlage - 7.1 Plan - 1
Projekt:	Baugebiet Brachwiese 3 - Entwurfsplanung -	Datum Zeichen
Aufgestellt:	Genehmigt:	bearbeitet gezeichnet geprüft
		Lageplan Maßstab: 1:1000

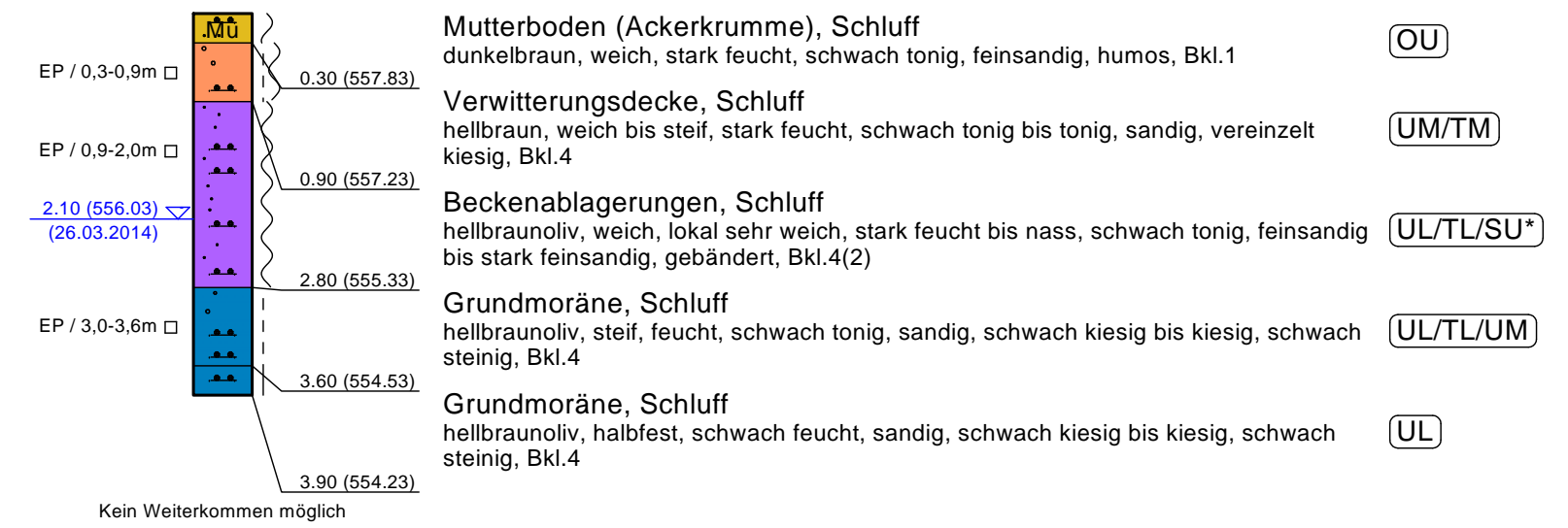
VORABE

Geologisches Profil: RKS1 - RKS3 - RKS5

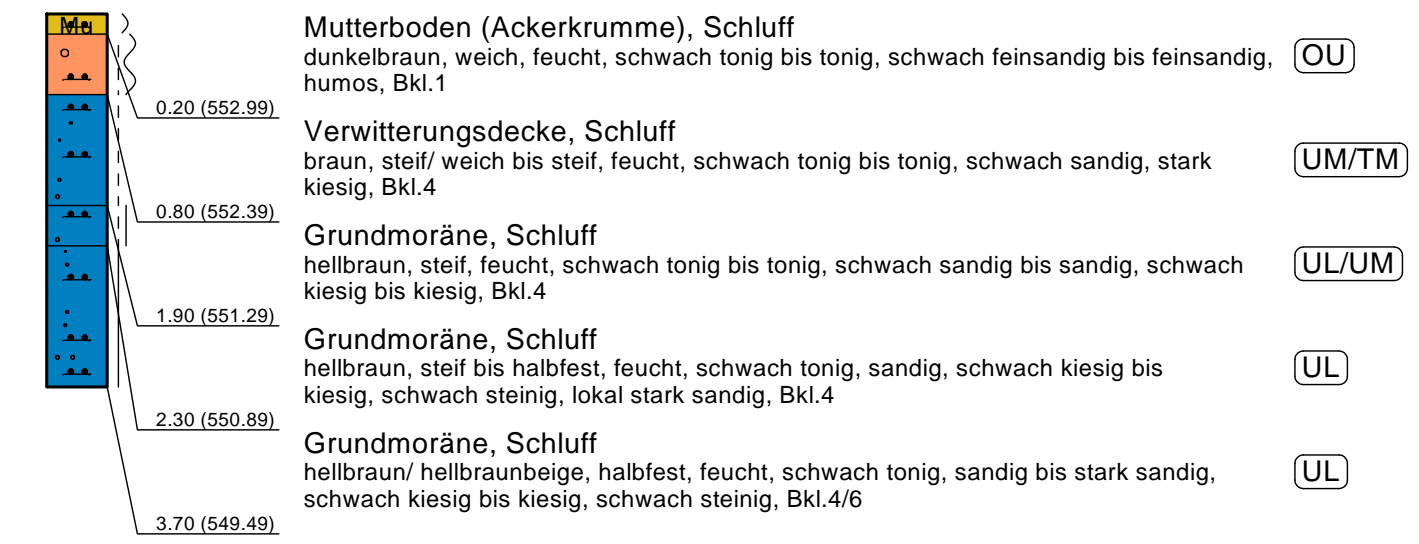
Geologisches Profil: RKS1 - RKS3 - RKS5
 M. d. H. 1:75, M. d. L. unmaßstäblich



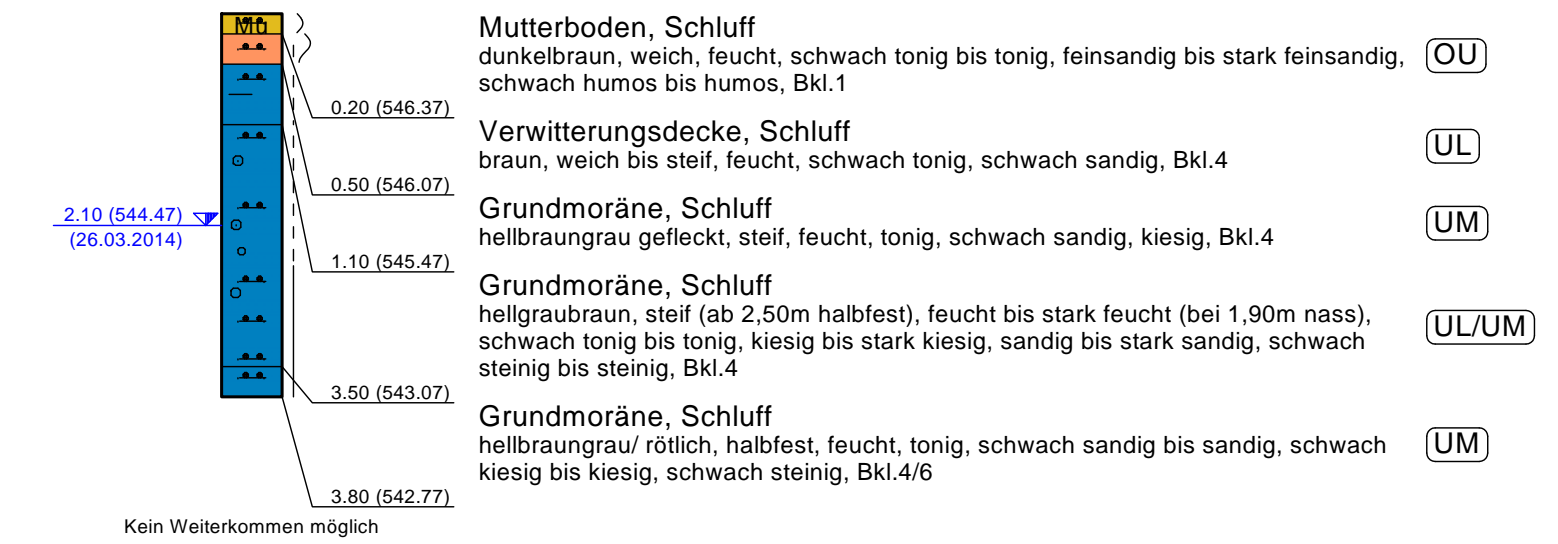
RKS1/14
558.127



RKS3/14
553.187



RKS5/14
546.572



SW / GW Bohrende
 SW / GW angebohrt
 SW / GW Ruhe

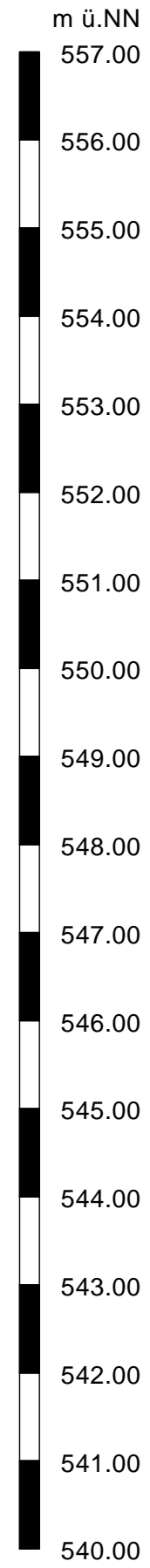
Konsistenzen / Lagerungszustände + Bodenarten		
halbfest	Mu	Mutterboden
steif - halbfest		Verwitterungsdecke
steif		Beckenablagerungen
weich - steif		Grundmoräne
weich		

Probensymbole
 □ gestörte Probe
 ■ Sonderprobe
 ▣ ungestörte Probe (Zylinder)

Anm.: Die Schichtgrenzen und Geländelinien zwischen den Aufschlüssen sind interpoliert und überhöht dargestellt
 Die Aufschlüsse stellen nur punktuelle Untersuchungsergebnisse dar

Geologisches Profil: RKS2 - RKS4 - RKS6 - SG2 - SG1

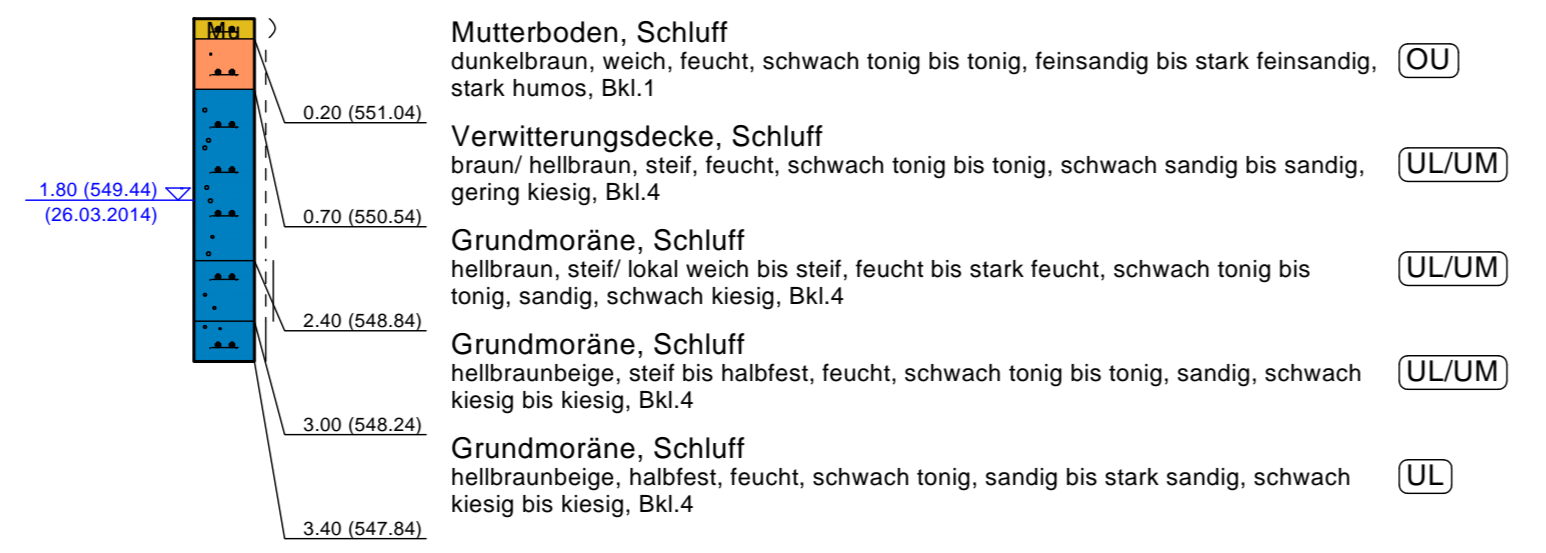
Geologisches Profil: RKS2 - RKS4 - RKS6 - SG2 - SG1
M. d. H. 1:75, M. d. L. unmaßstäblich



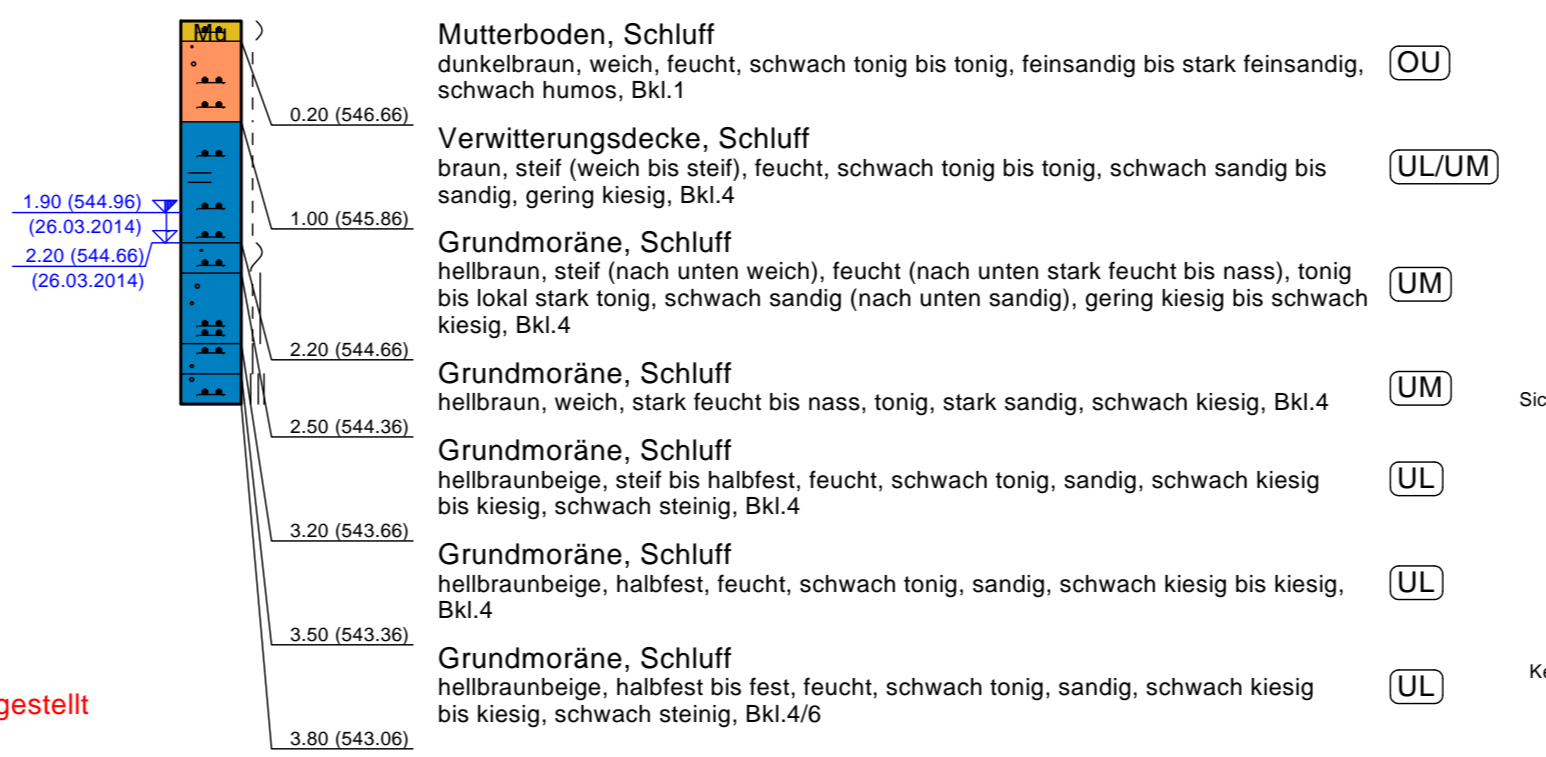
RKS2/14
556.694



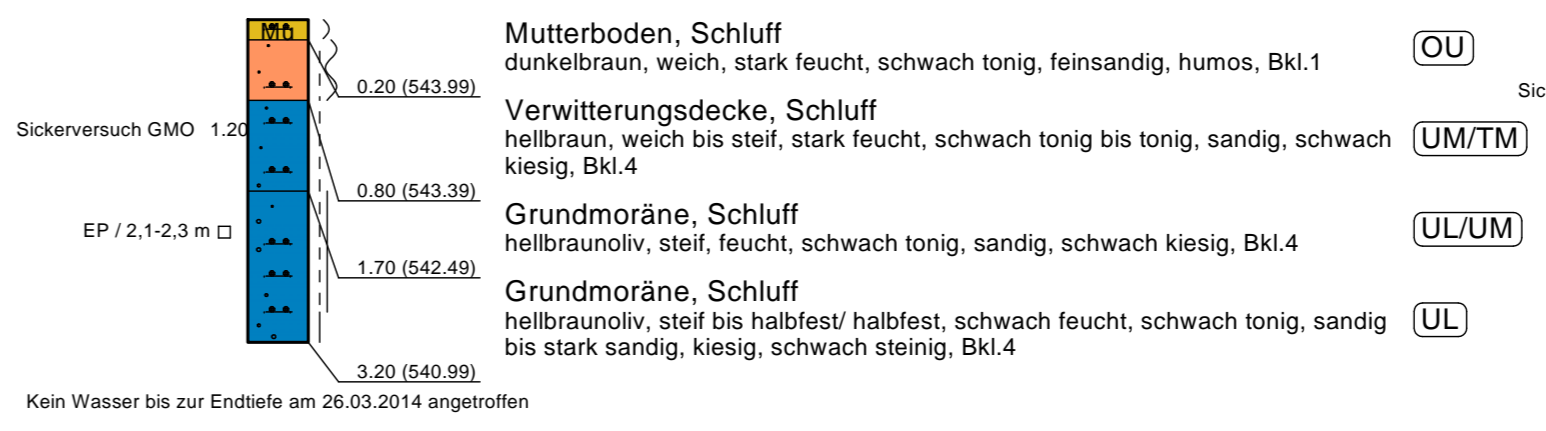
RKS4/14
551.244



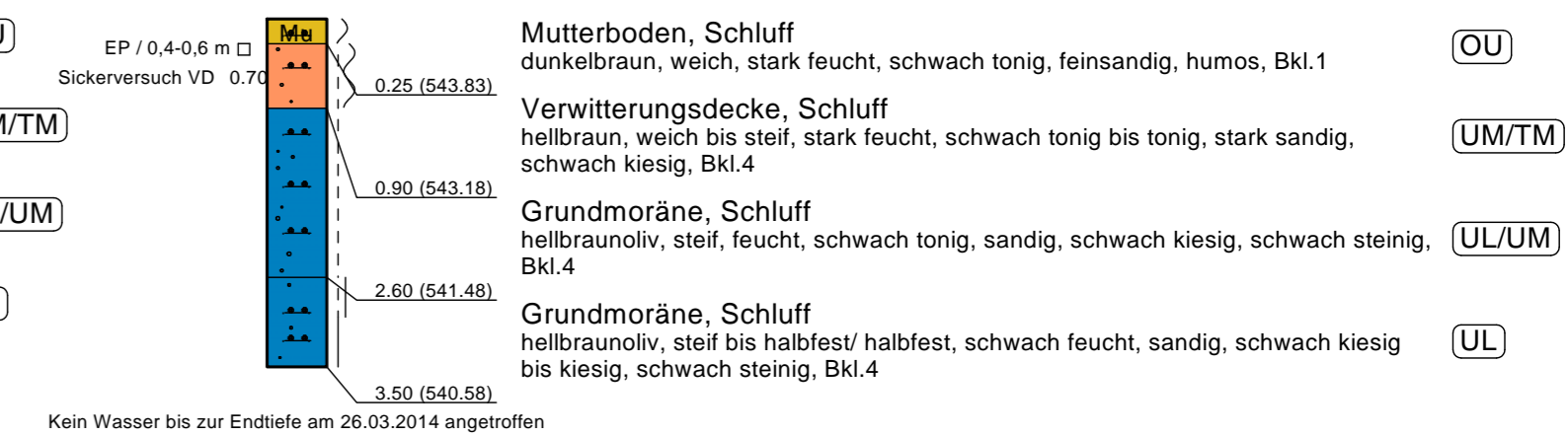
RKS6/14
546.857



SG2/14
544.191



SG1/14
544.078



SW / GW Bohrende
SW / GW angebohrt
SW / GW Ruhe

Konsistenzen / Lagerungszustände + Bodenarten

	halbfest - fest	Mu	Mutterboden
	halbfest		Verwitterungsdecke
	steif - halbfest		Moränensand
	steif		Grundmoräne
~	weich - steif		
~	weich		
~	mitteldicht		

Probensymbole

□	gestörte Probe
■	Sonderprobe
⊠	ungestörte Probe (Zylinder)

Anm.: Die Schichtgrenzen und Geländelinien zwischen den Aufschlüssen sind interpoliert und überhöht dargestellt. Die Aufschlüsse stellen nur punktuelle Untersuchungsergebnisse dar.

Kein Wasser bis zur Endtiefe am 26.03.2014 angetroffen

Kein Wasser bis zur Endtiefe am 26.03.2014 angetroffen

Absinkversuch in verrohrten Bohrungen nach Maag bzw. in Sickerrohranlagen in der Schürfgrube

Projekt: Baugebiet Brachwiese III in Schmalegg
 Aufschluss: SG1/14
 Versuchsnummer: 1
 Versuchsdatum: 26.03.2014
 Projekt Nr.: A1402002

GW-Oberfläche bzw. Rohrunterkante u. Gel. =	0,70
h1 = Wasserstand im Rohr bei Versuchbeginn ü. UK-Rohr =	0,8100
h2 = Wasserstand bei Versuchsende	0,7930
$\Delta h = h1 - h2$ (in m)	
hm = gemittelter Wasserstand (in m)	
Δt = Versuchszeit (in s)	
2r = Rohrdurchmesser (in m) =	0,15

Versuchsablauf:

Zeit (s)	Δt (s)	Höhe (m)	Δh (m)	hm (m)	kf (m/s)
0		0,810			
	600,00		0,00500	0,80750	1,93E-07
600		0,805			
	1200,00		0,00800	0,80600	1,55E-07
1200		0,802			
	2400,00		0,01200	0,80400	1,17E-07
2400		0,798			
	3000,00		0,01500	0,80250	1,17E-07
3000		0,795			
	3600,00		0,01700	0,80150	1,10E-07
3600		0,793			

Mittelwert: 1,38E-07

Der Sickerversuch wurde in der **Verwitterungsdecke** durchgeführt
 Verwitterungslehm: Schluff, schwach tonig bis tonig, stark sandig, schwach kiesig

Anmerkungen:
 Bemessungswert nach DWA A-138: $1,38E-07 \text{ m/s} \times 2 = 2,76 E-07 \text{ m/s}$

Absinkversuch in verrohrten Bohrungen nach Maag bzw. in Sickerrohranlagen in der Schürfgrube

Projekt: Baugebiet Brachwiese III in Schmalegg
 Aufschluss: SG2/14
 Versuchsnummer: 2
 Versuchsdatum: 26.03.2014
 Projekt Nr.: A1402002

GW-Oberfläche bzw. Rohrunterkante u. Gel. =	1,20
h1 = Wasserstand im Rohr bei Versuchbeginn ü. UK-Rohr =	0,7760
h2 = Wasserstand bei Versuchsende	0,7520
$\Delta h = h1 - h2$ (in m)	
hm = gemittelter Wasserstand (in m)	
Δt = Versuchszeit (in s)	
2r = Rohrdurchmesser (in m) =	0,15

Versuchsablauf:

Zeit (s)	Δt (s)	Höhe (m)	Δh (m)	hm (m)	kf (m/s)
0		0,776			
	600,00		0,00500	0,77350	2,02E-07
600		0,771			
	1200,00		0,00900	0,77150	1,82E-07
1200		0,767			
	1800,00		0,01300	0,76950	1,76E-07
1800		0,763			
	2400,00		0,01800	0,76700	1,83E-07
2400		0,758			
	3000,00		0,02100	0,76550	1,71E-07
3000		0,755			
	3600,00		0,02400	0,76400	1,64E-07
3600		0,752			

Mittelwert: 1,80E-07

Der Sickerversuch wurde in der **Grundmoräne** durchgeführt
 Grundmoräne: Schluff, schwach tonig, sandig, schwach kiesig

Anmerkungen:

Bemessungswert nach DWA A-138: 1,80E-07 m/s x 2 = 3,60 E-07 m/s



Analytik Institut Rietzler GmbH | Schnorrstraße 5a | 90471 Nürnberg

fm geotechnik GbR
 Herr Merk
 Mayrhalde 11
 87452 Altusried

Analytik Institut Rietzler GmbH
 Laborstandort Nürnberg
 Schnorrstraße 5a
 90471 Nürnberg

Telefon 0911 86 88-20
 Telefax 0911 86 88-222

labor-nuernberg@rietzler-analytik.de
 www.rietzler-analytik.de

PRÜFBERICHT A142691/FMGALT21-pm

Auftraggeber: fm geotechnik GbR
 Auftraggeber Adresse: Mayrhalde 11, 87452 Altusried
 Probenahmeort: A1402002 BG Brachwiese II, Schmalegg
 Probenehmer: Frankovsky/AG
 Probenahmedatum: 26.03.2014
 Probeneingangsdatum: 04.04.2014
 Prüfzeitraum: 04.04.2014 - 10.04.2014

Betonaggressivität nach DIN 4030

Untersuchungsergebnis Wasser

Probenbezeichnung	Sondierung RKS5		
Labornummer	A1410658		
Probenahmedatum	26.03.2014		
Probenahmeort	A1402002 BG Brachwiese III, Schmalegg		
Parameter	Methode	Einheit	
pH-Wert	DIN 38 404-C5*		7,18
Sulfat	DIN EN ISO 10304-1*	mg/l	3,1
Ammonium	DIN 38 406-E5-1*	mg/l	0,07
Magnesium	DIN EN ISO 11885*	mg/l	26
aggres. Kohlensäure	DIN 4030 Teil 2**	mg/l	<2
Messtemperatur pH	DIN 38 404-C4-1*	°C	22,5

Der Prüfbericht darf ohne schriftliche Genehmigung des Prüflabors nicht auszugsweise vervielfältigt werden.

Die Prüfergebnisse beziehen sich ausschließlich auf die angegebenen Proben. | Die Akkreditierung gilt für die im Prüfbericht mit * gekennzeichneten Prüfverfahren.

Zugelassen nach
 AbfKlarV, BioAbfV, DüngeV
 Untersuchungsstelle nach
 §15 Abs. 4 TrinkwV

Untersuchungsstelle nach
 §18 BBodSchG
 Messstelle nach
 §§26, 28 BImSchG

Gegenprobensachverständige
 nach § 43 LFGB
 Zertifiziert nach
 AQS-Leitstelle Bayern

Akkreditiert nach
 DIN EN ISO/IEC 17025



Geschäftsführer
 Arthur Hofmann

Sparkasse Nürnberg
 Kto. 444 33 33 | BLZ 760 501 01
 IBAN: DE42 7605 0101 0004 4433 33
 SWIFT-BIC: SSKNDE77XXX

Gewerbekbank Ansbach
 Kto. 141 577 | BLZ 765 600 60
 IBAN: DE25 7656 0060 0000 1415 77
 SWIFT-BIC: GENODEF1ANS

Amtsgericht Nürnberg
 HRB 21251
 USt.-IdNr. DE238074111
 Steuer-Nr. 241/121/53183

Bewertung nach DIN 4030 (06-2008) - Betonaggressivität:

Die untersuchte Probe ist in die Kategorie 'nicht Beton angreifend' einzustufen.

Analytik Institut Rietzler GmbH, Nürnberg, den 11.04.2014



i. V. Stephan Fahrmayr
Dipl.-Ing. (FH)
- stellv. Laborleiter -

Wassergehalt nach DIN 18 121

A1402002

BG Brachwiese III Schmalegg

Bearbeiter: Koegel

Datum: 04.04.2014

Prüfungsnummer:
 Entnahmestelle:
 Tiefe:
 Bodenart:
 Art der Entnahme:
 Probe entnommen am:

	RKS 1	RKS 1	RKS 1	SG 1	SG 2
Probenbezeichnung:	0,3-0,9 m	0,9-2,0 m	3,0-3,6 m	0,4-0,6 m	2,1-2,3 m
Feuchte Probe + Behälter [g]:	341.30	340.40	350.80	2308.49	4567.20
Trockene Probe + Behälter [g]:	308.99	300.54	330.40	1971.04	4200.79
Behälter [g]:	147.36	144.02	143.63	385.16	403.62
Porenwasser [g]:	32.31	39.86	20.40	337.45	366.41
Trockene Probe [g]:	161.63	156.52	186.77	1585.88	3797.17
Wassergehalt [%]	19.99	25.47	10.92	21.28	9.65

Körnungslinie

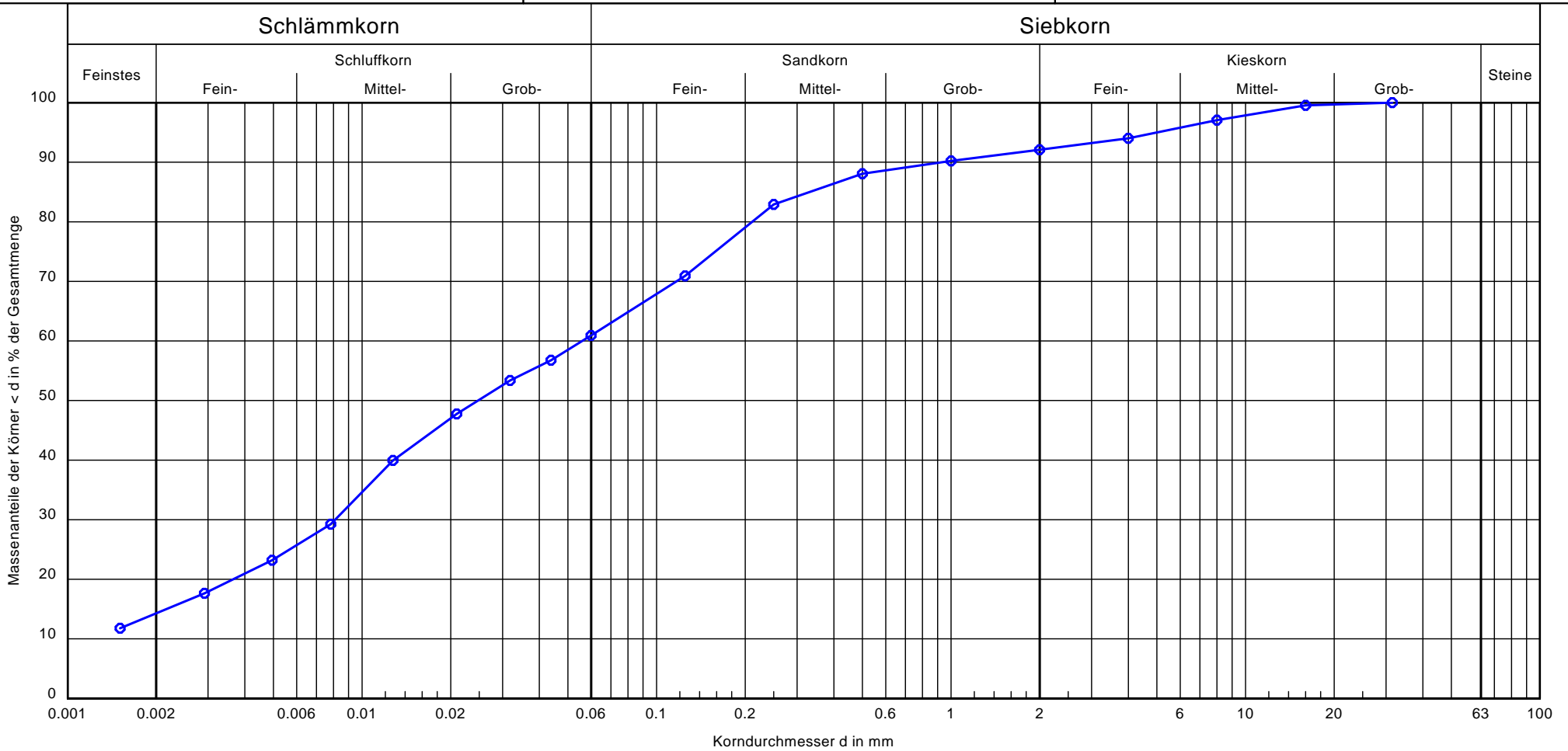
A 1402002 - BG Brachwiese III Schmalegg

Prüfungsnummer:

Probe entnommen am: 02.04.2014

Art der Entnahme: g.P.

Arbeitsweise: kombinierte Analyse



Bezeichnung:

SG1

Bodenart:

U,s*,t,g'

Tiefe:

0,40-0,60m

k [m/s] (Mallet/Paquant):

$9.6 \cdot 10^{-9}$

U/Cc

-/-

T/U/S/G [%]:

13.8/47.1/31.2/7.9

Bemerkungen:

Anlage: 4.3

Bericht: A1402002

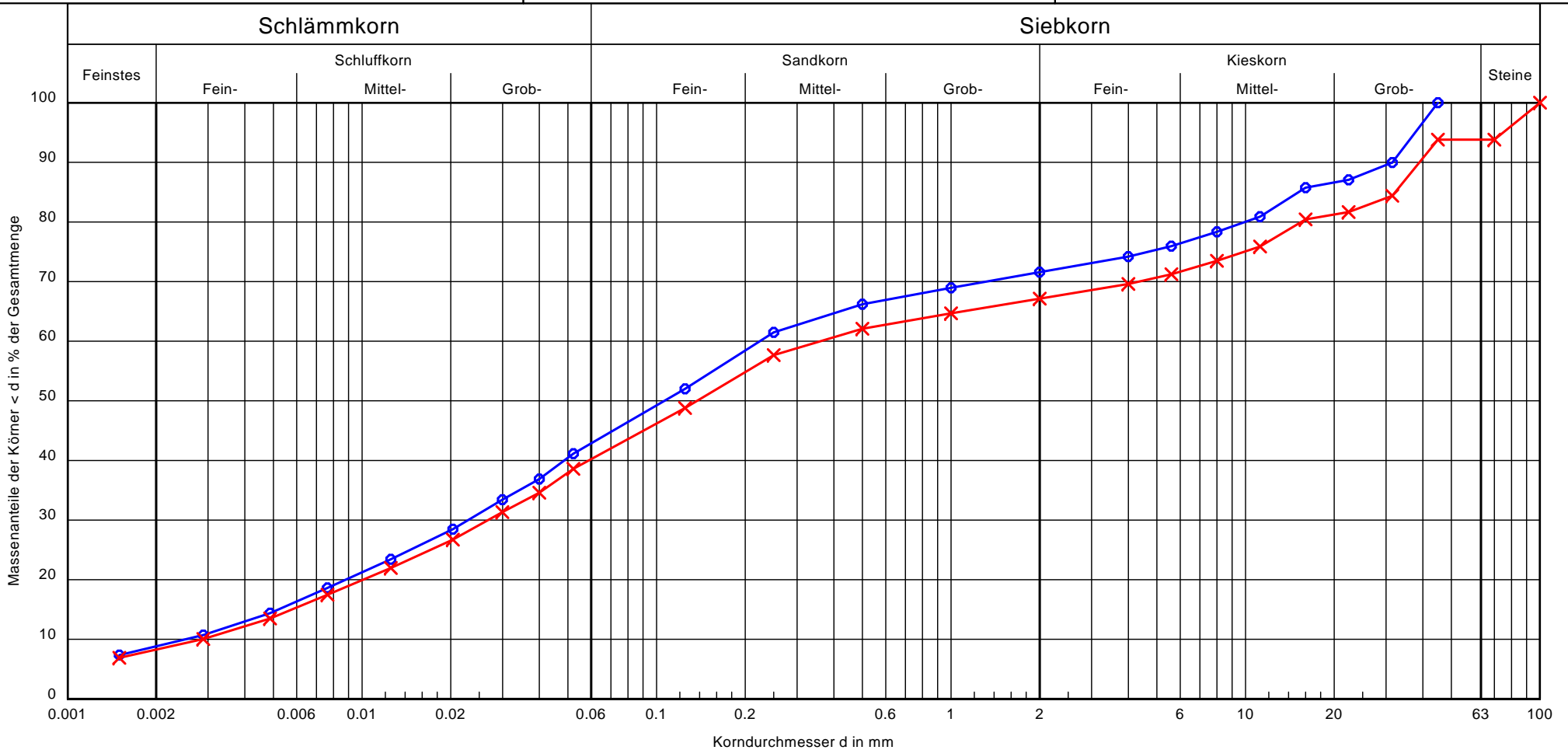
Körnungslinie

A 1402002 - BG Brachwiese III Schmalegg

Prüfungsnummer:
 Probe entnommen am: 02.04.2014
 Art der Entnahme: g.P.
 Arbeitsweise: kombinierte Analyse

Bearbeiter: Franz, Koegel

Datum: 09.04.2014



Bezeichnung:	SG2	SG2 + Überkorn	Bemerkungen: Steinanteil 6,2%	Anlage: 4.4 Bericht: A1402002
Bodenart:	U,t',s,g	U,t',s,g,x'		
Tiefe:	2,10-2,30m	2,10-2,30m		
k [m/s] (Mallet/Paquant):	$7.2 \cdot 10^{-8}$	$9.9 \cdot 10^{-8}$		
U/Cc	88.8/0.9	133.1/0.7		
T/U/S/G [%]:	8.6/33.7/29.3/28.4	8.0/31.6/27.5/26.7		



Zustandsgrenzen nach DIN 18 122

A1402002- BG Brachwiese III, Schmalegg

Bodenmechanische Laborversuche

Bearbeiter: Franz, Thomma

Datum: 08.04.2014

Prüfungsnummer:

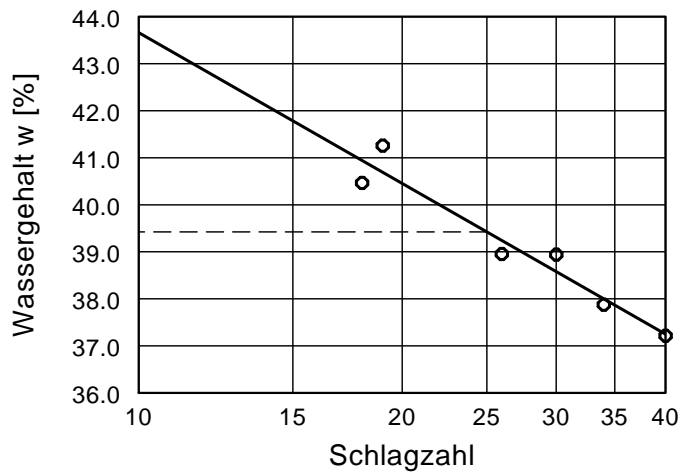
Entnahmestelle: RKS 1

Tiefe: 0,30-0,90m

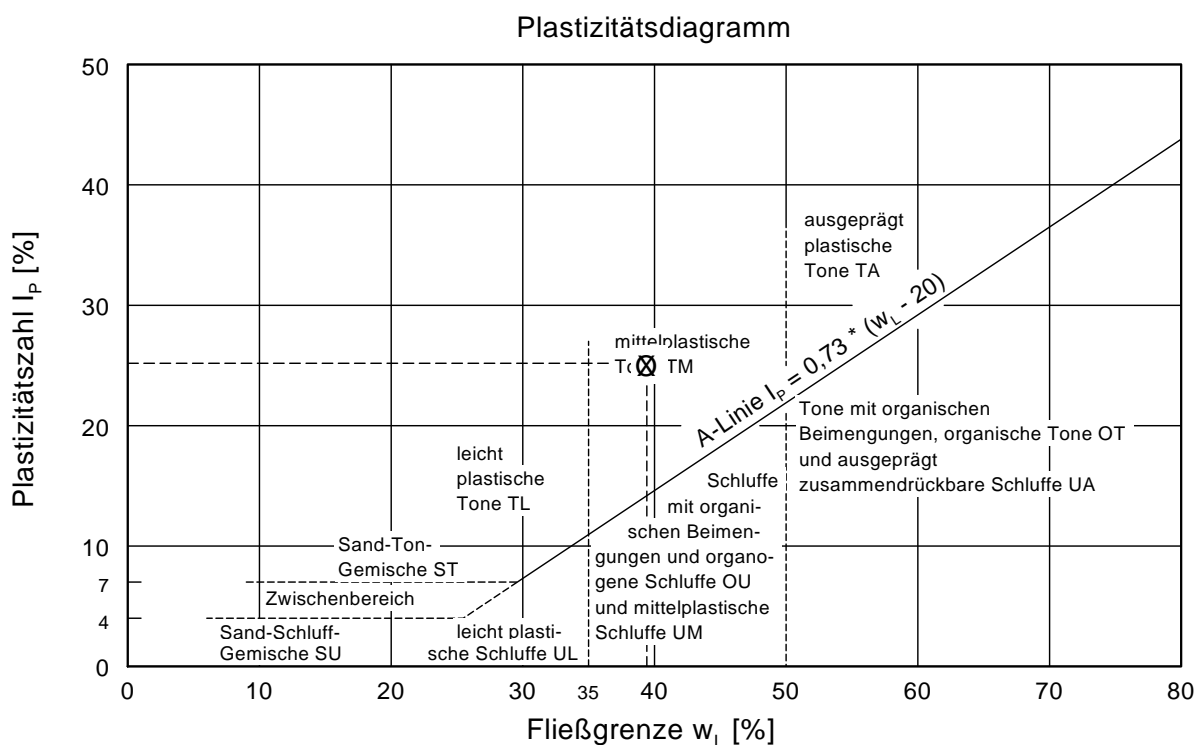
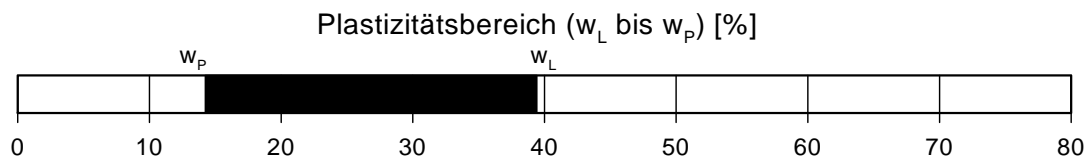
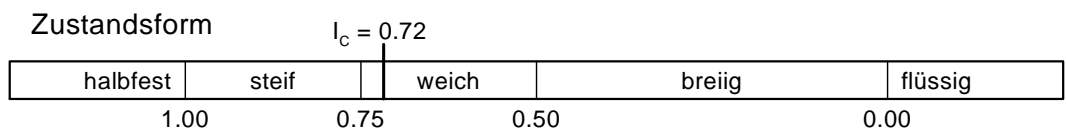
Art der Entnahme:

Bodenart:

Probe entnommen am: 02.04.2014



Wassergehalt $w =$	20.0 %
Fließgrenze $w_L =$	39.4 %
Ausrollgrenze $w_P =$	14.2 %
Plastizitätszahl $I_p =$	25.2 %
Konsistenzzahl $I_C =$	0.72
Anteil Überkorn $\ddot{u} =$	7.0 %
Wassergeh. Überk. $w_{\ddot{u}} =$	2.0 %
Korr. Wassergehalt	21.4 %





Zustandsgrenzen nach DIN 18 122

A1402002- BG Brachwiese III, Schmalegg

Bodenmechanische Laborversuche

Bearbeiter: Franz

Datum: 08.04.2014

Prüfungsnummer:

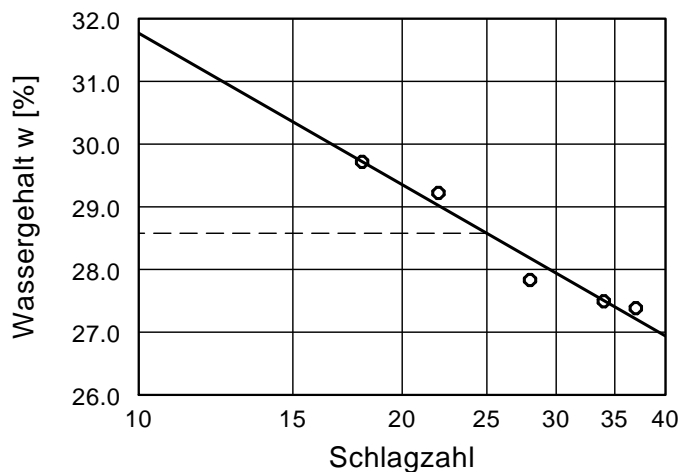
Entnahmestelle: RKS 1

Tiefe: 0,90-2,00m

Art der Entnahme:

Bodenart:

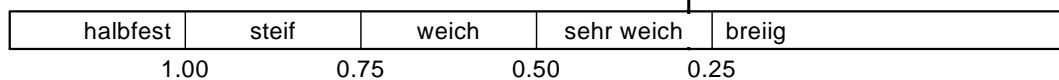
Probe entnommen am: 02.04.2014



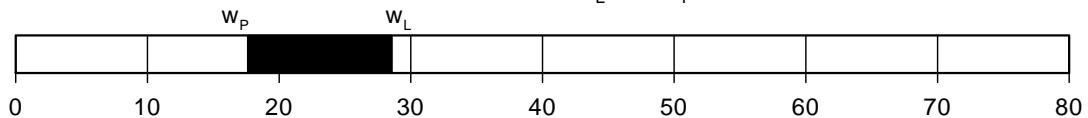
Wassergehalt $w = 25.5 \%$
 Fließgrenze $w_L = 28.6 \%$
 Ausrollgrenze $w_P = 17.6 \%$
 Plastizitätszahl $I_P = 11.0$
 Konsistenzzahl $I_C = 0.28$

Zustandsform

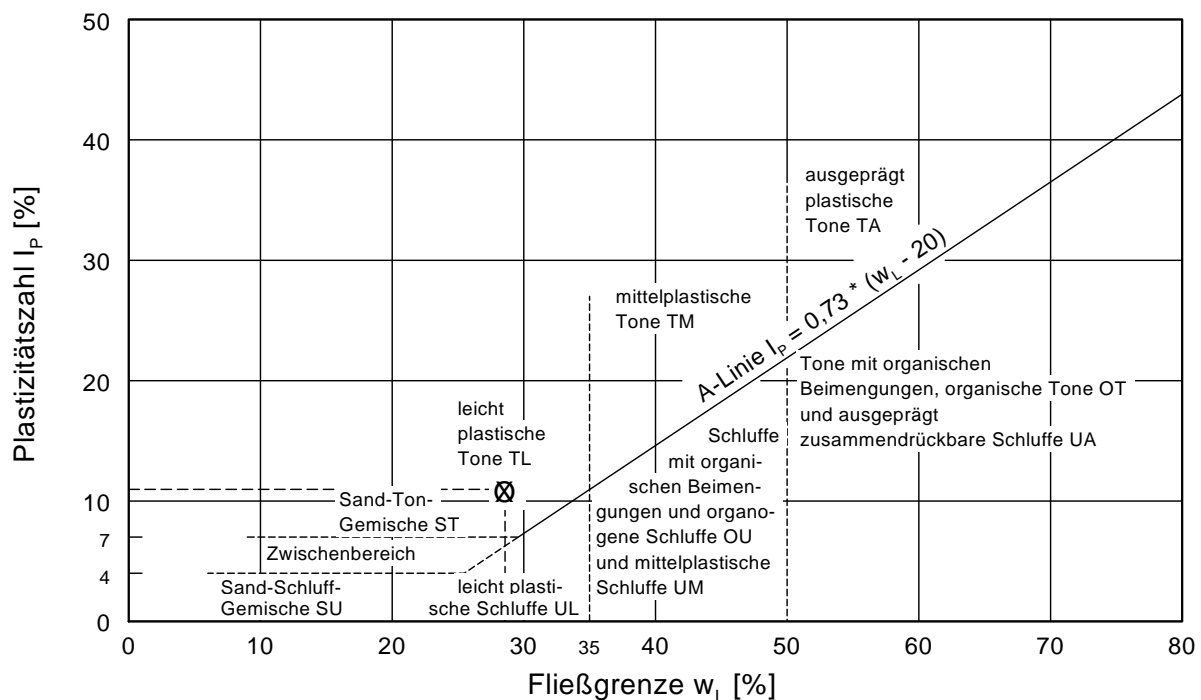
$I_C = 0.28$



Plastizitätsbereich (w_L bis w_P) [%]



Plastizitätsdiagramm



Zustandsgrenzen nach DIN 18 122

A1402002- BG Brachwiese III, Schmalegg

Bodenmechanische Laborversuche

Bearbeiter: Franz

Datum: 25.03.2014

Prüfungsnummer:

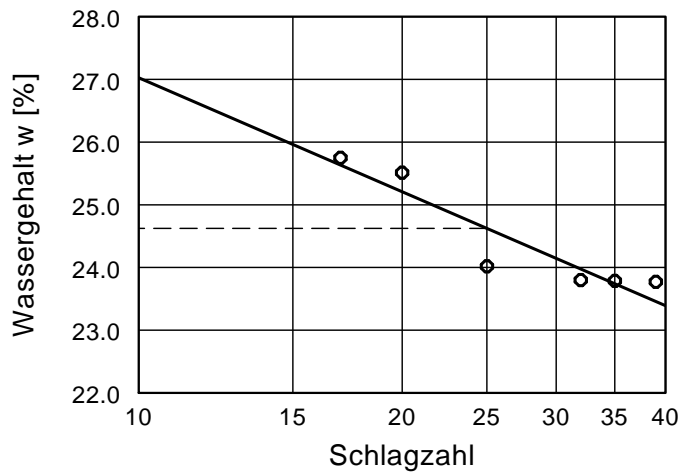
Entnahmestelle: RKS 1

Tiefe: 3,0-3,60m

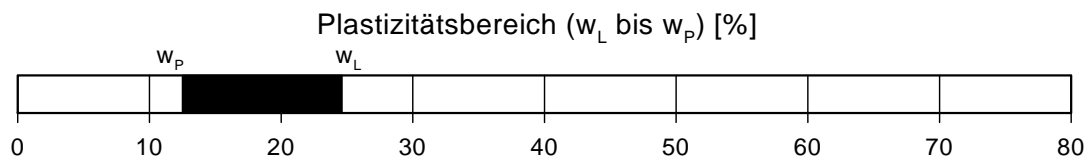
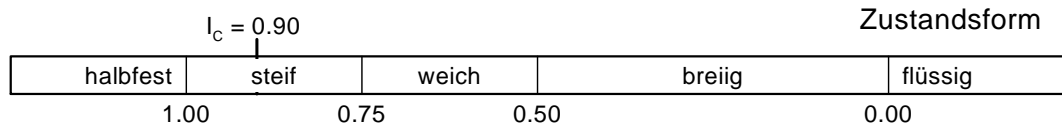
Art der Entnahme:

Bodenart:

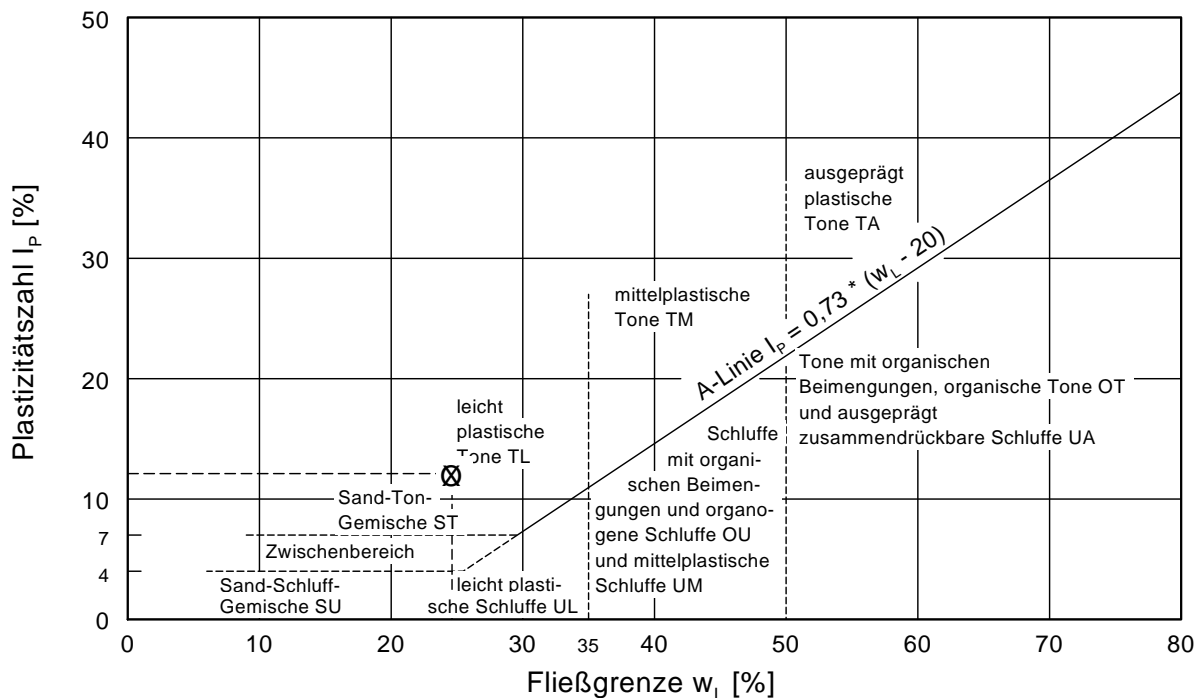
Probe entnommen am: 02.04.2014





Wassergehalt w =	10.9 %
Fließgrenze w_L =	24.6 %
Ausrollgrenze w_p =	12.5 %
Plastizitätszahl I_p =	12.1 %
Konsistenzzahl I_c =	0.90
Anteil Überkorn \ddot{u} =	25.0 %
Wassergeh. Überk. $w_{\ddot{u}}$ =	2.5 %
Korr. Wassergehalt =	13.7 %



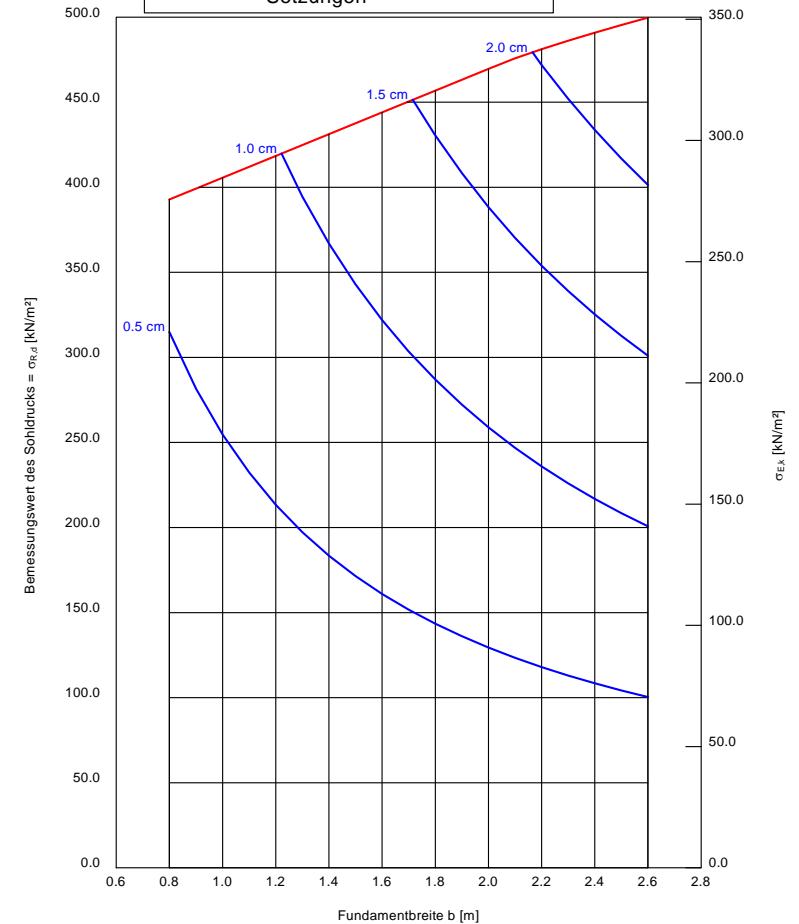
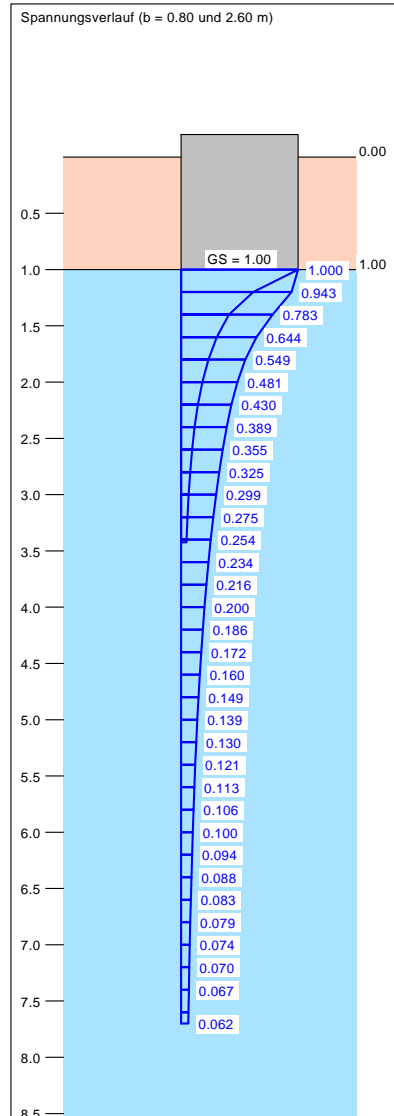
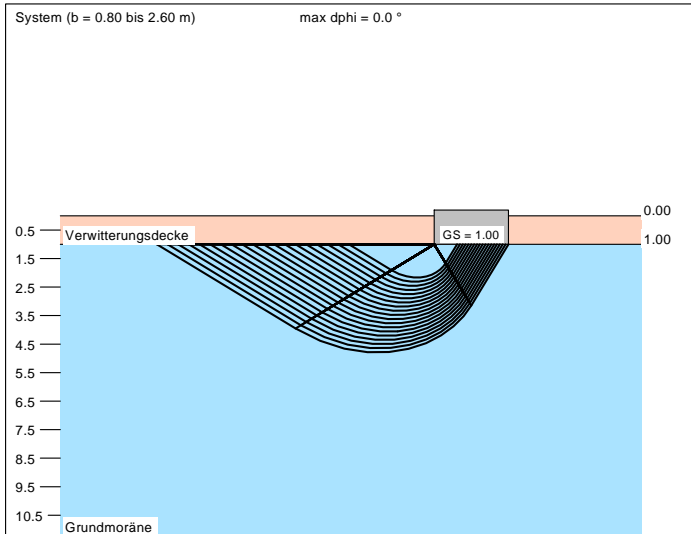
Plastizitätsdiagramm



Fundamentdiagramm Einzelfundament in den Moränenablagerungen
Randfundament - Mindesteinbindetiefe 1,00 m

Boden	Tiefe [m]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	ν [-]	Bezeichnung
	1.00	18.0	9.0	25.0	0.0	5.0	0.00	Verwitterungsdecke
	>1.00	19.0	9.0	27.5	3.0	25.0	0.00	Grundmoräne

Berechnungsgrundlagen:
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 Einzelfundament (a/b = 1.00)
 $\gamma_{Gr} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{(G,Q)} = 0.500 \cdot \gamma_Q + (1 - 0.500) \cdot \gamma_G$
 $\gamma_{(G,Q)} = 1.425$
 Anteil Veränderliche Lasten = 0.500
 Gründungssohle = 1.00 m
 Grundwasser = 4.00 m
 Grenztiefe mit p = 20.0 %
 — Sohldruck
 — Setzungen



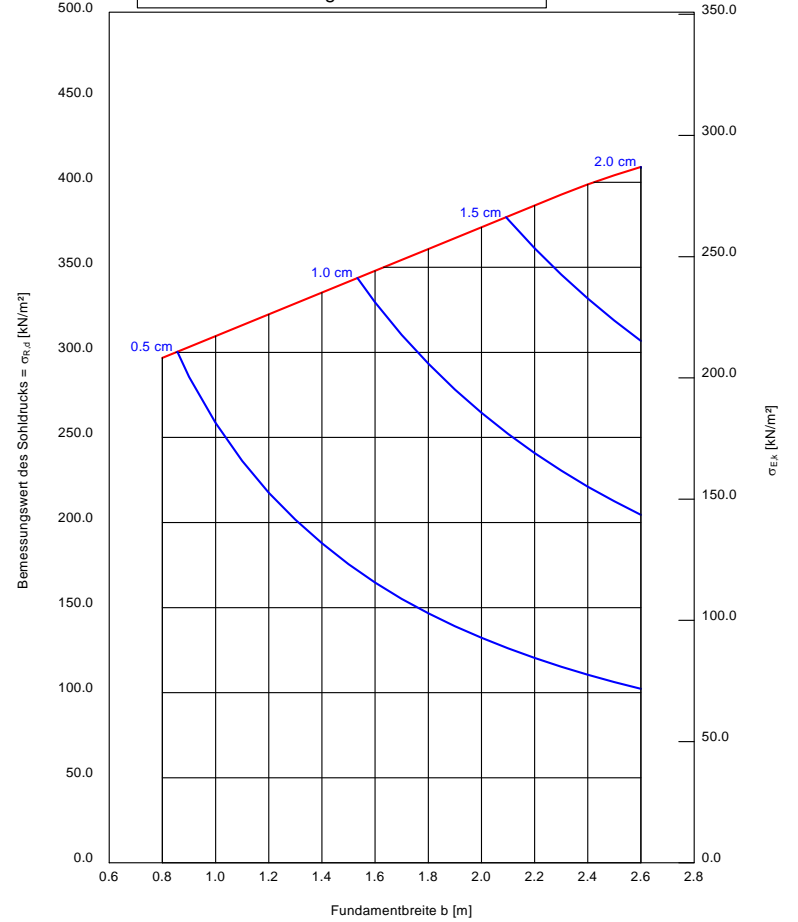
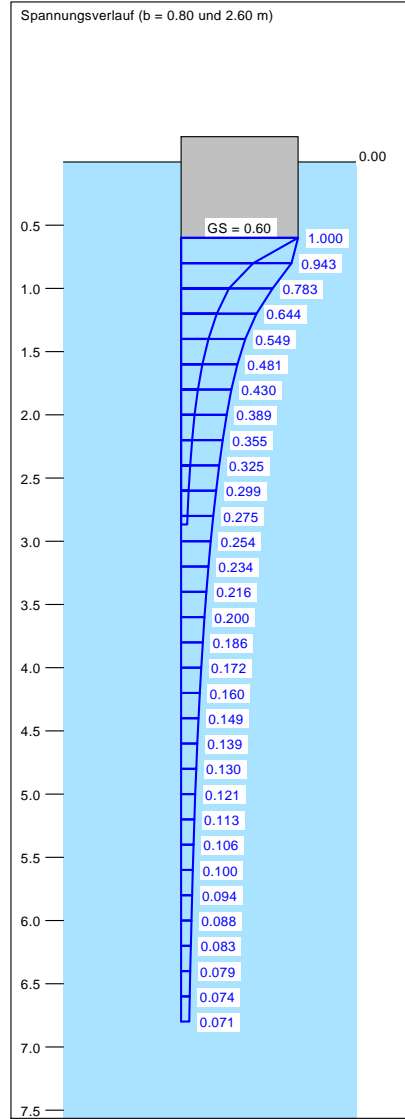
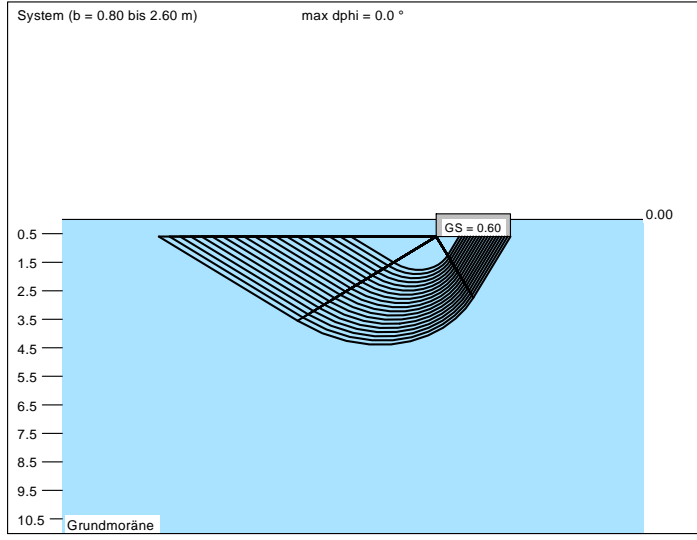
a [m]	b [m]	$\sigma_{R,d}$ [kN/m ²]	$R_{n,d}$ [kN]	zul $\sigma/\sigma_{E,k}$ [kN/m ²]	s [cm]	cal ϕ [°]	cal c [kN/m ²]	γ_2 [kN/m ³]	σ_u [kN/m ²]	t_g [m]
0.80	0.80	392.8	251.4	275.7	0.62	27.5	3.00	19.00	18.00	3.42
0.90	0.90	399.2	323.4	280.2	0.71	27.5	3.00	19.00	18.00	3.65
1.00	1.00	405.6	405.6	284.6	0.80	27.5	3.00	19.00	18.00	3.87
1.10	1.10	412.0	498.5	289.1	0.89	27.5	3.00	19.00	18.00	4.11
1.20	1.20	418.4	602.5	293.6	0.98	27.5	3.00	19.00	18.00	4.36
1.30	1.30	424.8	717.9	298.1	1.08	27.5	3.00	19.00	18.00	4.62
1.40	1.40	431.2	845.2	302.6	1.18	27.5	3.00	19.00	18.00	4.87
1.50	1.50	437.6	984.6	307.1	1.28	27.5	3.00	19.00	18.00	5.12
1.60	1.60	444.0	1136.7	311.6	1.38	27.5	3.00	19.00	18.00	5.36
1.70	1.70	450.4	1301.7	316.1	1.48	27.5	3.00	19.00	18.00	5.61
1.80	1.80	456.8	1480.0	320.6	1.59	27.5	3.00	19.00	18.00	5.85
1.90	1.90	463.2	1672.1	325.1	1.70	27.5	3.00	19.00	18.00	6.09
2.00	2.00	469.6	1878.4	329.5	1.81	27.5	3.00	19.00	18.00	6.33
2.10	2.10	475.8	2098.3	333.9	1.93	27.5	3.00	18.97	18.00	6.57
2.20	2.20	481.2	2328.9	337.7	2.04	27.5	3.00	18.84	18.00	6.80
2.30	2.30	486.1	2571.6	341.1	2.15	27.5	3.00	18.66	18.00	7.03
2.40	2.40	490.8	2827.1	344.4	2.26	27.5	3.00	18.46	18.00	7.26
2.50	2.50	495.3	3095.7	347.6	2.38	27.5	3.00	18.26	18.00	7.48
2.60	2.60	499.7	3377.7	350.6	2.49	27.5	3.00	18.05	18.00	7.70

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

Fundamentdiagramm Einzelfundament in den Moränenablagerungen
Mittelfundament - h = 0,60 m

Boden	Tiefe [m]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	v [-]	Bezeichnung
	10.00	19.0	9.0	27.5	3.0	25.0	0.00	Grundmoräne



Berechnungsgrundlagen:
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 Einzelfundament (a/b = 1.00)
 $\gamma_{Gr} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{(G,Q)} = 0.500 \cdot \gamma_Q + (1 - 0.500) \cdot \gamma_G$
 $\gamma_{(G,Q)} = 1.425$
 Anteil Veränderliche Lasten = 0.500
 Gründungssohle = 0.60 m
 Grundwasser = 4.00 m
 Grenztiefe mit p = 20.0 %
 — Sohldruck
 — Setzungen



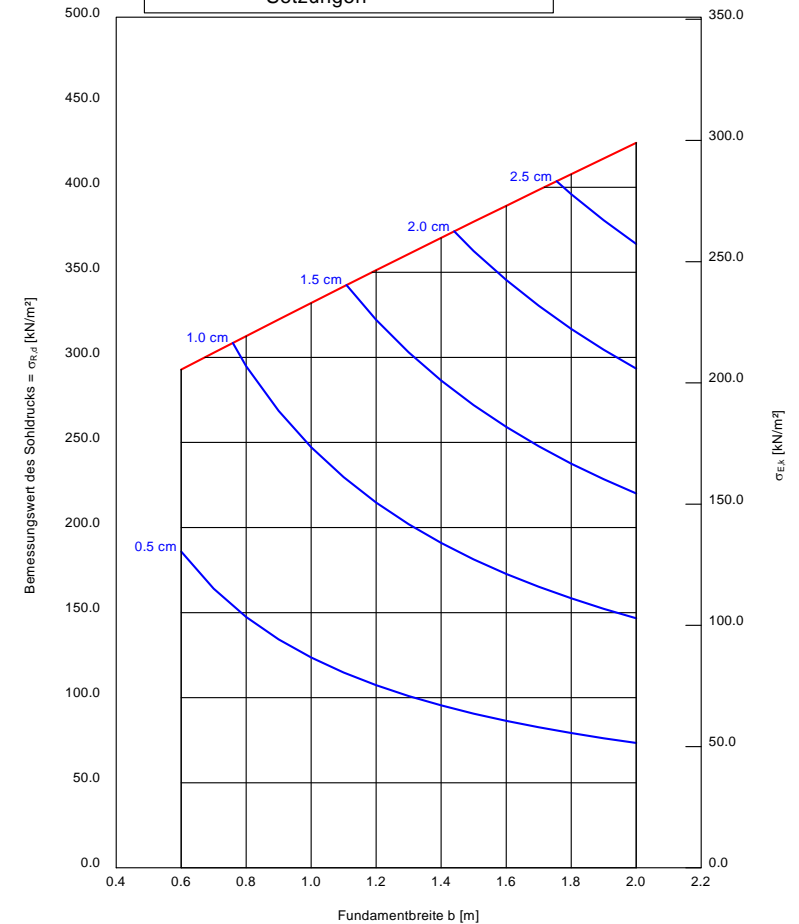
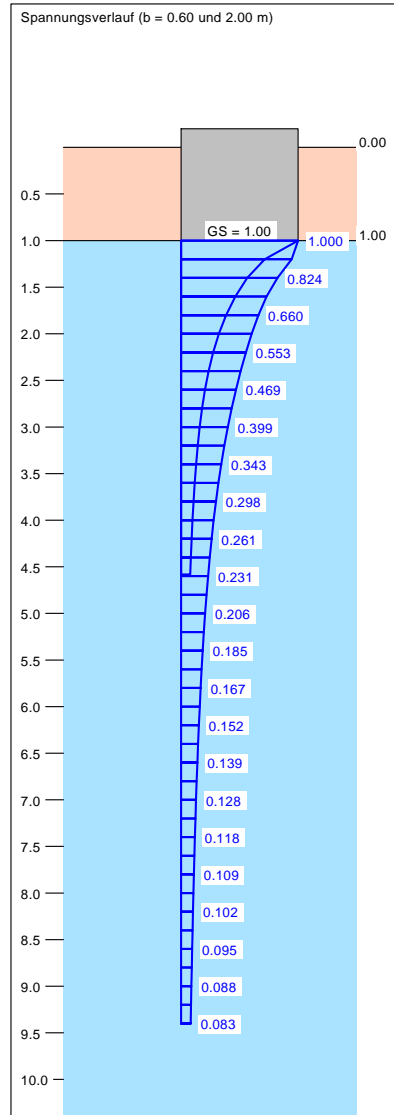
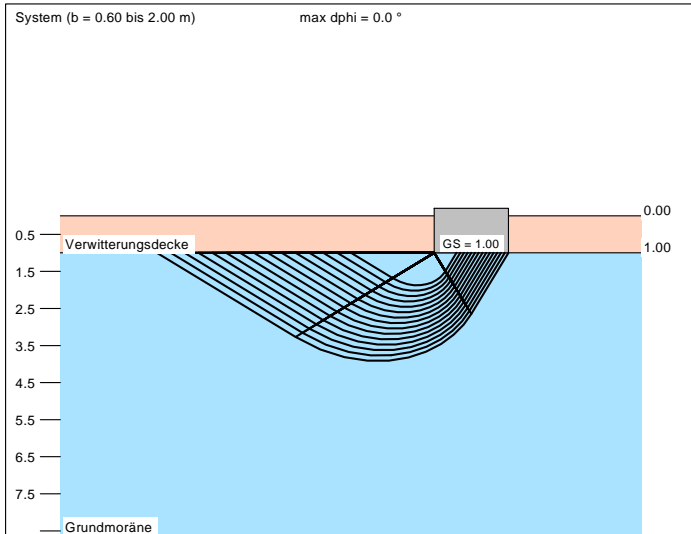
a [m]	b [m]	$\sigma_{R,d}$ [kN/m ²]	$R_{n,d}$ [kN]	zul $\sigma/\sigma_{E,k}$ [kN/m ²]	s [cm]	cal φ [°]	cal c [kN/m ²]	γ_2 [kN/m ³]	σ_u [kN/m ²]	t_g [m]
0.80	0.80	296.8	189.9	208.3	0.46	27.5	3.00	19.00	11.40	2.87
0.90	0.90	303.2	245.6	212.8	0.53	27.5	3.00	19.00	11.40	3.08
1.00	1.00	309.6	309.6	217.3	0.60	27.5	3.00	19.00	11.40	3.29
1.10	1.10	316.0	382.3	221.7	0.67	27.5	3.00	19.00	11.40	3.49
1.20	1.20	322.4	464.2	226.2	0.74	27.5	3.00	19.00	11.40	3.69
1.30	1.30	328.8	555.6	230.7	0.82	27.5	3.00	19.00	11.40	3.88
1.40	1.40	335.2	656.9	235.2	0.89	27.5	3.00	19.00	11.40	4.09
1.50	1.50	341.6	768.5	239.7	0.97	27.5	3.00	19.00	11.40	4.32
1.60	1.60	348.0	890.8	244.2	1.06	27.5	3.00	19.00	11.40	4.55
1.70	1.70	354.4	1024.1	248.7	1.14	27.5	3.00	19.00	11.40	4.78
1.80	1.80	360.8	1168.9	253.2	1.23	27.5	3.00	19.00	11.40	5.01
1.90	1.90	367.2	1325.5	257.7	1.32	27.5	3.00	19.00	11.40	5.24
2.00	2.00	373.6	1494.2	262.1	1.41	27.5	3.00	19.00	11.40	5.47
2.10	2.10	380.0	1675.6	266.6	1.51	27.5	3.00	19.00	11.40	5.70
2.20	2.20	386.4	1870.0	271.1	1.60	27.5	3.00	19.00	11.40	5.92
2.30	2.30	392.8	2077.7	275.6	1.70	27.5	3.00	19.00	11.40	6.15
2.40	2.40	398.8	2297.0	279.8	1.80	27.5	3.00	18.95	11.40	6.37
2.50	2.50	404.1	2525.5	283.6	1.90	27.5	3.00	18.83	11.40	6.59
2.60	2.60	409.0	2765.1	287.0	2.00	27.5	3.00	18.67	11.40	6.80

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

Fundamentdiagramm Streifenfundament in den Moränenablagerungen
Randfundament - Mindesteinbindetiefe 1,00 m

Boden	Tiefe [m]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	ν [-]	Bezeichnung
	1.00	18.0	9.0	25.0	0.0	5.0	0.00	Verwitterungsdecke
	>1.00	19.0	9.0	27.5	3.0	25.0	0.00	Grundmoräne

Berechnungsgrundlagen:
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 Streifenfundament (a = 10.00 m)
 $\gamma_{Gr} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{(G,Q)} = 0.500 \cdot \gamma_Q + (1 - 0.500) \cdot \gamma_G$
 $\gamma_{(G,Q)} = 1.425$
 Anteil Veränderliche Lasten = 0.500
 Gründungssohle = 1.00 m
 Grundwasser = 4.00 m
 Grenztiefe mit p = 20.0 %
 — Sohldruck
 — Setzungen

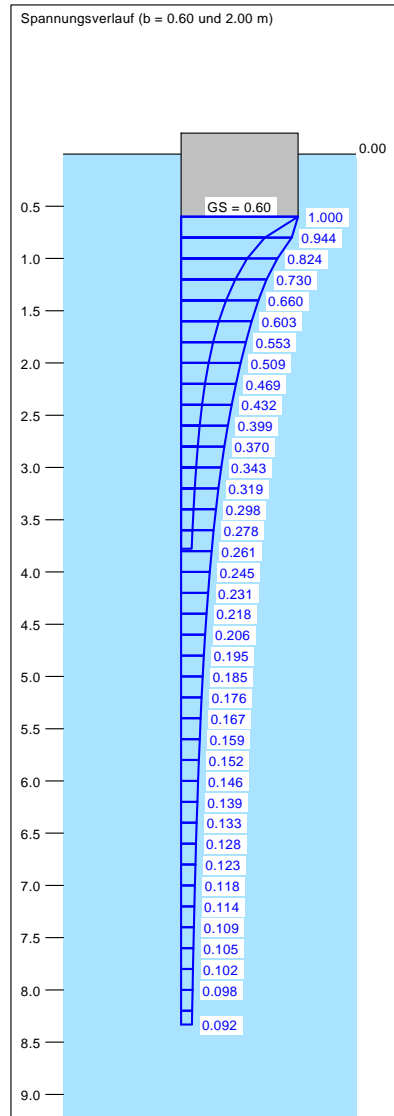
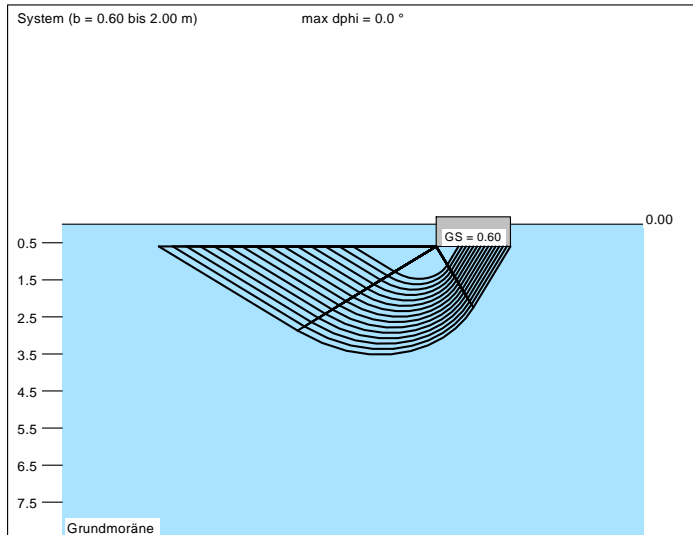


a [m]	b [m]	$\sigma_{R,d}$ [kN/m ²]	$R_{n,d}$ [kN/m]	zul $\sigma/\sigma_{E,k}$ [kN/m ²]	s [cm]	cal φ [°]	cal c [kN/m ²]	γ_2 [kN/m ³]	σ_u [kN/m ²]	t_g [m]
10.00	0.60	292.8	175.7	205.5	0.79	27.5	3.00	19.00	18.00	4.58
10.00	0.70	302.7	211.9	212.4	0.92	27.5	3.00	19.00	18.00	4.99
10.00	0.80	312.5	250.0	219.3	1.06	27.5	3.00	19.00	18.00	5.39
10.00	0.90	322.3	290.1	226.2	1.20	27.5	3.00	19.00	18.00	5.77
10.00	1.00	332.0	332.0	233.0	1.34	27.5	3.00	19.00	18.00	6.15
10.00	1.10	341.7	375.8	239.8	1.49	27.5	3.00	19.00	18.00	6.51
10.00	1.20	351.3	421.5	246.5	1.64	27.5	3.00	19.00	18.00	6.86
10.00	1.30	360.8	469.0	253.2	1.79	27.5	3.00	19.00	18.00	7.20
10.00	1.40	370.3	518.4	259.9	1.94	27.5	3.00	19.00	18.00	7.54
10.00	1.50	379.7	569.6	266.5	2.09	27.5	3.00	19.00	18.00	7.86
10.00	1.60	389.1	622.6	273.1	2.25	27.5	3.00	19.00	18.00	8.18
10.00	1.70	398.4	677.3	279.6	2.41	27.5	3.00	19.00	18.00	8.50
10.00	1.80	407.7	733.9	286.1	2.57	27.5	3.00	19.00	18.00	8.80
10.00	1.90	416.9	792.2	292.6	2.74	27.5	3.00	19.00	18.00	9.11
10.00	2.00	426.1	852.2	299.0	2.90	27.5	3.00	19.00	18.00	9.40

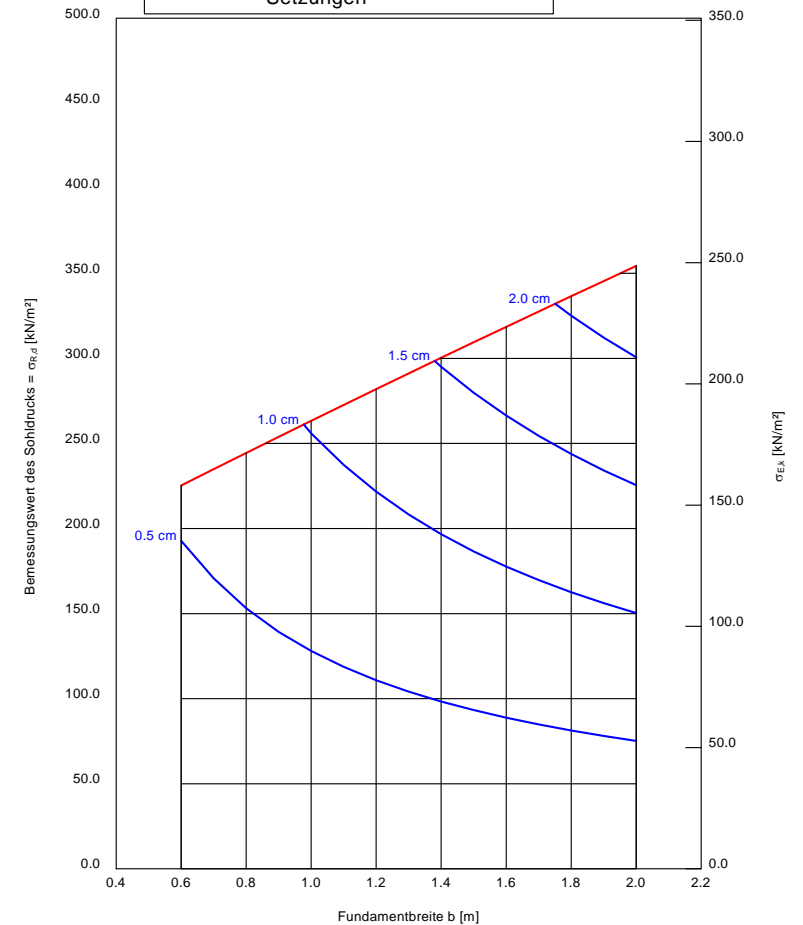
zul $\sigma = \sigma_{E,k} = \sigma_{alk} / (\gamma_{Gr} \cdot \gamma_{(G,Q)}) = \sigma_{alk} / (1.40 \cdot 1.43) = \sigma_{alk} / 1.99$ (für Setzungen)
 Verhältnis Veränderliche(Q)/Gesamtlasten(G+Q) [-] = 0.50

Fundamentdiagramm Streifenfundament in den Moränenablagerungen
Mittelfundament - h = 0,60 m

Boden	Tiefe [m]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	v [-]	Bezeichnung
	10.00	19.0	9.0	27.5	3.0	25.0	0.00	Grundmoräne



Berechnungsgrundlagen:
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 Streifenfundament (a = 10.00 m)
 $\gamma_{Gr} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{(G,Q)} = 0.500 \cdot \gamma_Q + (1 - 0.500) \cdot \gamma_G$
 $\gamma_{(G,Q)} = 1.425$
 Anteil Veränderliche Lasten = 0.500
 Gründungssohle = 0.60 m
 Grundwasser = 4.00 m
 Grenztiefe mit p = 20.0 %
 — Sohlruck
 — Setzungen



a [m]	b [m]	$\sigma_{R,d}$ [kN/m ²]	$R_{n,d}$ [kN/m]	zul $\sigma/\sigma_{E,k}$ [kN/m ²]	s [cm]	cal φ [°]	cal c [kN/m ²]	γ_2 [kN/m ³]	σ_u [kN/m ²]	t_g [m]
10.00	0.60	225.3	135.2	158.1	0.58	27.5	3.00	19.00	11.40	3.78
10.00	0.70	234.9	164.4	164.8	0.69	27.5	3.00	19.00	11.40	4.10
10.00	0.80	244.4	195.5	171.5	0.80	27.5	3.00	19.00	11.40	4.47
10.00	0.90	253.9	228.5	178.1	0.91	27.5	3.00	19.00	11.40	4.83
10.00	1.00	263.3	263.3	184.7	1.03	27.5	3.00	19.00	11.40	5.18
10.00	1.10	272.6	299.9	191.3	1.15	27.5	3.00	19.00	11.40	5.53
10.00	1.20	281.9	338.3	197.8	1.27	27.5	3.00	19.00	11.40	5.86
10.00	1.30	291.2	378.5	204.3	1.40	27.5	3.00	19.00	11.40	6.19
10.00	1.40	300.3	420.5	210.8	1.53	27.5	3.00	19.00	11.40	6.51
10.00	1.50	309.5	464.2	217.2	1.66	27.5	3.00	19.00	11.40	6.83
10.00	1.60	318.6	509.7	223.5	1.79	27.5	3.00	19.00	11.40	7.14
10.00	1.70	327.6	556.9	229.9	1.93	27.5	3.00	19.00	11.40	7.45
10.00	1.80	336.5	605.8	236.2	2.07	27.5	3.00	19.00	11.40	7.75
10.00	1.90	345.5	656.4	242.4	2.21	27.5	3.00	19.00	11.40	8.04
10.00	2.00	354.3	708.6	248.6	2.36	27.5	3.00	19.00	11.40	8.33

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