



Ufhusen
Deponie Engelprächtigen

Geotechnischer Bericht zum Bauprojekt

Buchrain, den 28.02.2024
17-293_Geotechnischer Bericht Bauprojekt.docx

- BAUHERRSCHAFT:** Engelprächtigen AG, c/o Pirol AG Kiesaggregate, Kieswerk
Rufswil 1, 6153 Ufhusen
- OBJEKT:** Deponie mit Kompartimenten Typ A und B
- LAGE:** Gebiet Engelprächtigen, Koordinaten 2'634'300 / 1'219'400
Grundstücke Parzellen 103 / 105 / 106
- DEPONIEPLANUNG:** IPSO ECO AG, Sonnmatthof 1, 6023 Rothenburg
(TAGMAR AG, Freiraumarchitektur AG, VIAPLAN AG)
- AUFTRAG:**
- Abklärung der Baugrundverhältnisse
 - Geotechnische Begutachtung des Vorprojekts
- AUSGEFÜHRTE ARBEITEN:**
- 13 Baggerschlitze BS 1 bis BS 13 auf Tiefen zwischen 1.2 und 4.3 m u.T. (10. April 2018)
 - 13 superschwere Rammsondierungen DPSH 1 bis DPSH 13 auf Tiefen zwischen 11.8 und 25.9 m u.T.; Ausbau von 8 Sondierstellen mit Grundwasserpegeln (April / Mai 2018)
 - 7 elektrische Drucksondierungen CPTU auf Tiefen zwischen 8.6 und 28.2 m u.T. (Juli 2018)
 - Stabilitäts- und Setzungsberechnungen
 - Grundwasserspiegelmessungen
 - Auswertung Daten früherer Schieferkohlenabbau
- UNTERLAGEN:**
- Deponie Engelprächtigen, Ufhusen, Projektunterlagen August 2020, IPSO ECO AG
 - Berichte und Zwischenberichte zu den Rutschereignissen Dezember / Januar 1942 / 1943 im Abbau der Braunkohlewerk AG inkl. Fotodokumentation und Profilen, Dr. L. Bendel Luzern
 - Geoportal Kanton Luzern und alte Luftbilder Swisstopo

INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
1. EINLEITUNG.....	5
2. AUSGEFÜHRTE ARBEITEN.....	5
3. GEOLOGISCHER SCHICHTAUFBAU	5
4. GRUNDWASSERVERHÄLTNISSE	8
5. NATURGEFAHREN, HANGSTABILITÄT UND BELASTUNGEN	9
6. BODENMECHANISCHE ASPEKTE	10
7. BEURTEILUNG STANDORTKRITERIEN NACH VVEA	12
8. GEOTECHNISCHE FOLGERUNGEN.....	13
8.1 Beschrieb Vorprojekt.....	13
8.2 Setzungsberechnungen	14
8.3 Stabilitätsberechnungen.....	14
8.4 Deponiebau.....	15
9. ENTWÄSSERUNG.....	16
10. GRUND- UND QUELLWASSERÜBERWACHUNG	18
11. KONTROLL- UND ÜBERWACHUNGSPLAN	19

Beilagen:

- 1.1 Kartenausschnitt 1 : 25'000 mit Deponieperimeter
- 1.2 Ausschnitt geologischer Atlas 1 : 5'000 mit Deponieperimeter
- 1.3 Ausschnitt Gewässerschutzkarte 1 : 5'000 mit Deponieperimeter
- 1.4 Ausschnitt Grundwasserkarte 1 : 5'000 mit Deponieperimeter
- 1.5 Ausschnitt alte Gewässerschutzkarte 1 : 5'000 mit Deponieperimeter
- 1.6 Ausschnitt Luftbild 1946
- 1.7 Übersicht 1 : 2'000 mit Lage der Baugrundsondierungen
- 1.8 Situation 1 : 5'000 mit Lage der Piezometer
- 2.1 - 2.13 Schichtverzeichnisse der Baggerschlitz BS 1 bis BS 13
- 3.1 - 3.8 Fotodokumentation zu den Baggerschlitz BS 1 bis BS 13
- 4.1 - 4.2 Grundwasserspiegelmessungen und Grundwasserganglinien
- 5 Protokolle der Rammsondierungen DPSH 1 bis DPSH 13
- 6 Bericht zu den elektrischen Drucksondierungen CPTU
- 7 Durchlässigkeitsprofile elektrische Drucksondierungen (inkl. Methodik)
- 8 Berechnungsunterlagen Setzungsberechnungen
- 9 Berechnungsunterlagen Stabilitätsberechnungen

1. EINLEITUNG

Die Engelprächtigen AG plant nördlich der Ortschaft Ufhusen am Rand des West-Ost von Huttwil nach Zell verlaufenden Ibach-/Rot-Tals die Erstellung und den Betrieb einer Deponie mit einem Kompartiment für unverschmutzten Aushub (VVEA-A, ca. 250'000 m³) und einem Kompartiment für inerte Bauabfälle (VVEA-B, ca. 9500'000 m³). Im Richtplan des Kantons Luzern wird der Standort als mögliches Eignungsgebiet für eine Deponie ausgeschieden. Im Bereich des vorgesehenen Deponieperimeters wurde bis Ende des 2. Weltkriegs zeitweise Schieferkohle abgebaut und in diesem Zusammenhang bereits früher in grösserem Umfang Materialumlagerungen getätigt. Als Grundlage für die weitere Projektplanung und die definitive Beurteilung des Standortes bezüglich der Standortkriterien nach der Verordnung über die Vermeidung und die Entsorgung von Abfällen (Abfallverordnung, VVEA) beauftragte uns die Engelprächtigen AG mit der Abklärung der geologisch-hydrogeologischen Verhältnisse und der geotechnischen Beurteilung des Vorprojektes.

2. AUSGEFÜHRTE ARBEITEN

Zur Erhebung der Baugrundverhältnisse wurden im Frühling 2018 zusätzlich zu den aus dem früheren Kohleabbau vorhandenen Daten an den aus der Beilage 1.7 ersichtlichen Stellen 13 Baggerschlitze (Beilagen 2 und 3) und 13 Rammsondierungen (Beilage 5) ausgeführt. Insgesamt 8 Rammsondierstellen wurden mit Pegelrohren zur Messung des Grundwasserspiegels ausgebaut und der Wasserspiegel in diesen Messstellen periodisch gemessen (Beilage 4). Zur Ergänzung der vorhandenen Untergrunddaten wurden im Sommer 2018 zusätzlich 7 elektrische Drucksondierungen CPTU (Beilage 6) ausgeführt und die Durchlässigkeit des anstehenden Untergrundes nach der Methode von Robertson bestimmt (Beilage 7). Aufgrund von diesen Ergebnissen und Erkenntnissen wurden bodenmechanische Stabilitäts- und Setzungsberechnungen (Beilagen 8 und 9) durchgeführt, welche die Beurteilung der relevanten geotechnischen Sachverhalte erlauben.

3. GEOLOGISCHER SCHICHTAUFBAU

Der Deponieperimeter der geplanten Deponie Engelprächtigen liegt am südlichen Hangfuss einer West-Ost verlaufenden, lokalen Felsmulde, wo der Felsuntergrund der Oberen Meeresmolasse von einigen 10 m vorbelasteten Interglazialablagerungen und darüber jungen, nacheiszeitlichen

Bach- und Verlandungssedimenten sowie einer Deckschicht überlagert wird (Beilage 1.2). Die Bachablagerungen dürften nur noch am nördlichen Rand knapp in den Deponieperimeter hineinreichen; gleiches gilt für die torfigen Verlandungssedimente als randliche Ausläufer des nordwestlich angrenzenden Hüslermoos. Die primär relevante Untergrundschicht bilden die vielfältig zusammengesetzten, in der Regel aber feinkörnigen und natürlicherweise vorbelasteten Interglazialablagerungen, in deren unterem Bereich (OK Schieferkohle ca. 623 m ü.M.) ein rund 3 m starkes Braunkohleflöz eingelagert ist. Diese Braunkohle wurde bis in die Zeit des 2. Weltkrieges im Tagbauverfahren (freie, ungesicherte Böschungen mit Neigungen zwischen 35° und 65°) abgebaut, was dementsprechend zu grossflächigen und tiefgründigen Materialumlagerungen des gewachsenen Überdeckungsmaterials geführt hat. Im Dezember 1942 ereignete sich aufgrund der übersteilen Böschungen und der hangseitig zunehmenden Anschnitthöhe eine mehrphasige Grossrutschung. Der mit einer geringmächtigen, kompakten Grundmoränenschicht überdeckte Molassefels ist im Deponieperimeter voraussichtlich erst mindestens 20 bis 30 m unter OKT zu erwarten und hat damit keine praktische Bedeutung mehr. Der geologische Schichtaufbau gliedert sich demnach im Deponieperimeter von oben nach unten gemäss folgendem Schema:

- A Deckschicht / Auffüllung**
- B Verlandungssedimente**
- C Bachschutt**
- D Interglazialablagerungen**
- E Grundmoräne**
- F Molassefels**

Die **Deckschicht / Auffüllung A** setzt sich unter Humus und Unterboden, welche im früheren Tagbaugebiet durchwegs künstlich aufgebracht wurden, im Wesentlichen aus tonig-siltig-feinsandigem, teilweise leicht kiesigem Erdmaterial mit sporadisch eingestreuten Kohleresten zusammen. Es handelt sich praktisch ausschliesslich um das im Rahmen des früheren Tagbaus grossflächig zur Freilegung des abbauwürdigen Braunkohleflözes umgelagerte Material der Interglazialablagerungen; die Kohlereste dürften einerseits aus der Kontaktzone zur Abbauschicht und aus gemäss historischer Dokumente darüber eingelagerten, nicht abbauwürdigen Kohlebändchen stammen. Konkrete Hinweise für die zusätzliche Einlagerung von Bauschutt, Fremdstoffen oder anderen Abfallstoffen liegen nicht vor; gemäss historisch bekanntem, vom Taleinschnitt in Richtung Hang bzw. SSW fortschreitendem Abbauvorgang wurde die Überdeckung praktisch 1:1 in Bereiche umgelagert, wo der Kohleabbau bereits erfolgt war. Ausgehend von einer heute im Talboden noch sichtbaren Höhenlage des Flözes auf etwa 623 m ü.M. und des heutigen Terrainver-

laufs ist im Deponiebereich eine von Nord nach Süd zunehmende Auffüllungs- bzw. Umlagerungsmächtigkeit von rund 3 bis 5 m (Nordseite Deponieperimeter) auf rund 10 bis 15 m am Fuss des markanten Gefälleknicks anzunehmen; im steileren Bereich dürfte dann die Auffüllung bis OK des stärker geneigten Teils wieder auf wenige Meter zurückgehen. Gemäss der dokumentierten Anrisskante des Ereignisses von 1942 auf ca. 650 m ü.M. ist ab diesem Niveau nur von einer geringen Umlagerungsmächtigkeit auszugehen. Gemäss diesen Kenntnissen, den vorliegenden Sondierdaten und Luftbildaufnahmen von 1946 (Beilage 1.6) liegen mutmasslich nur die Bagger-schlitz BS 9 (talseitig Abbau) und BS 12 / 13 (bergseitig Abbau) ausserhalb des früheren Umlagerungsbereichs. Die Lagerungsdichte des umgelagerten Materials ist gemäss CPTU-Diagrammen durchwegs gering und dürfte hauptsächlich mit der mutmasslich damals nur geringen Verdichtung des Einbaumaterials zusammenhängen; die Eigensetzungen des Materials sind nach einer Konsolidationszeit von mehr als 70 Jahren aber mit Sicherheit abgeschlossen.

Die mehrheitlich torfigen **Verlandungssedimente B** als Ausläufer des nordwestlich angrenzenden Hüslermoos dürften nur bei BS 1 in ihrer ursprünglichen Form autochthon anstehen. Sie weisen hier eine Schichtstärke von rund 2 m auf und besitzen eine ausgesprochen weiche Konsistenz. Die in anderen Sondagen (BS 2) teilweise angetroffenen Torfschichten dürften demgegenüber auf im Rahmen des Kohleabbaus umgelagertes Torfmaterial zurückzuführen sein.

Der sporadisch angetroffene **Bachschutt C** dürfte bei BS 9 auf die im Talboden vorliegende Schotterflur von Ibach/Rot und bei BS 12 auf lokale Ablagerungen des entlang der östlichen Begrenzung des Deponieperimeters verlaufenden Seitenbachs zurückzuführen sein. Er setzt sich aus mitteldicht gelagertem, siltigem Kiessand mit reichlich Steinen zusammen und weist in der Talebene verbreitet Schichtstärken von etwa 4 bis 7 m auf; im Hangbereich liegt er aber nur sporadisch in deutlich geringerer Mächtigkeit vor.

Die **Interglazialablagerungen D** bestehen generell aus tonig-siltigen Feinsanden und tonig-feinsandigen Silten mit nur geringem Kies- und Steinanteil. Sie sind überwiegend interglazialen Schwemm- und Seeablagerungen mit lokal ausgeprägten organischen Einlagerungen zuzuordnen (Kohleflöz, Kohlebändchen). In der geologischen Rutschdokumentation aus den 40iger Jahren werden sie als mittelharter bis harter sowie gelber, blauer und brauner Lehm beschrieben. Ihre Schichtstärke beträgt mindestens 20 m, dürfte teilweise aber auch noch deutlich grösser sein. Sie sind in natürlichem Zustand vorbelastet und damit als kompakt und mitteldicht bis dicht einzustufen. Angesichts der früher im Abbau praktizierten Böschungsneigungen zwischen 35° und 65° müssen sie trotz Rutschereignissen von 1942 über eine erhebliche Standfestigkeit im freien Anschnitt und eine ausgeprägte, vorbelastungsbedingte Kohäsion verfügen.

Die an der Basis der reichlich dokumentierten und erkundeten Schicht D zu erwartende **Grundmoräne E** dürfte die übliche siltig-feinsandig-kiesige Moränenzusammensetzung und infolge doppelter Vorbelastung eine ausgesprochen hohe Lagerungsdichte aufweisen.

Die **Molassefels F** gehört gemäss Oberflächenaufschlüssen in höher gelegenen Hangbereichen zur Oberen Meeresmolasse und setzt sich überwiegend aus harten Sandsteinen und Mergeln, untergeordnet auch aus Nagelfluh zusammen. Klüftungen sind - wenn überhaupt - nur untergeordnet vorhanden, die Schichtung ist kaum bzw. subhorizontal geneigt. Grundmoräne und Molassefels haben für die vorliegende Problemstellung infolge grosser Überdeckung im Deponieperimeter keine praktische Bedeutung.

4. GRUNDWASSERVERHÄLTNISSE

Das Projektareal erreicht mit seiner Nordspitze gerade noch den geringmächtigen Schotter-Grundwasserleiter im Talboden (BS 9 und Beilage 1.4); die nördlichen 20 % des Deponieperimeters liegen dementsprechend innerhalb des rund 100 m über die Begrenzung dieses Grundwasserleiters hinausreichenden Gewässerschutzbereichs A_U (Beilage 1.3). Dieser deckt damit gemäss Gewässerschutzverordnung das nutzbare unterirdische Gewässer plus das zu dessen Schutz notwendige Randgebiet vollständig ab. Der übrige Deponieperimeter befindet sich im übrigen Bereich $ÜB$ ausserhalb eines relevanten Gewässerschutzbereichs und ausserhalb qualifizierter Grundwasserleiter.

Die Grundwasserverhältnisse charakterisieren sich somit durch einen kleinen Lockergesteins-Grundwasserleiter am Nordrand des Projektareals und einen grösstenteils ausschliesslich Sicker- bzw. Hangwasser-dominierten Hauptbereich, wo lokale, stark niederschlagsabhängige Wasserzirkulation und allenfalls örtliche Quellaustritte vorkommen. Der talseitige Grundwasserleiter sowie auch die Hangbereiche in der näheren Umgebung der geplanten Deponie werden nicht zu Trinkwasserzwecken genutzt; private Nutzungen bestehen ausschliesslich in Form von kleineren Quellen oberhalb der Deponiefläche (Beilage 1.5). Im Deponieperimeter und in dessen unmittelbarem Abstrom sind keine Quellen bekannt, was unter anderem auch auf die früher in grossem Stil durchgeführten Materialverschiebungen beim Kohleabbau zurückzuführen sein dürfte. Aus dem Kohleabbau sind einzelne, z.T. heute noch vorhandene, tiefe Pumpschächte aktenkundig (Fotodokumentation Beilage 3.8), welche seinerzeit für eine kontrollierte Ableitung des Hangsickerwassers im Hinblick auf die Böschungstabilität verwendet wurden.

In den 2018 versetzten Pegelrohren wurde der Hangwasserspiegel im flacheren, unteren Teil des Deponieperimeters durchwegs erst in Tiefen zwischen 2.0 und 7.0 m ab OKT festgestellt bzw. gemessen. Der Flurabstand des Hangwasserspiegels dürfte hier im Mittel bei rund 4 m liegen und 2 m auch bei Höchstwasserständen nie unterschreiten. Im Hinblick auf den 10-jährigen Hochwasserstand (HGW10) halten wir aus hydrogeologischer Sicht folgendes fest:

- Es wurde bislang 6 Jahre in total 20 Einzelmessungen gemessen; dementsprechend ist es nicht möglich, aus diesen Daten ein statistisch belegbares HGW10 abzuleiten. Eine Abschätzung ist aber dennoch möglich; es muss eine gewisse Reserve berücksichtigt werden.
- Grundsätzlich dürfte es um den minimalen Flurabstand von UK-Deponie zum HGW10 gemäss Standortkriterien VVEA gehen. Hierzu ist zu bemerken, dass diese Vorgabe gemäss Anhang 2 Ziff. 1.1.4 VVEA nur für den im Gewässerschutzbereich A_u liegenden Teil anzuwenden ist. Deponien und Kompartimente ausserhalb vom A_u sind von dieser Vorgabe nicht betroffen.
- Von den gemessenen Messstellen liegt nur Pz 9 innerhalb vom A_u , allenfalls ist auch noch Pz 8 unmittelbar am Rand vom A_u zu berücksichtigen. Der minimale Flurabstand bei Pz 9 liegt bei 2.47 m, bei Pz 8 bei 3.55 m während der bisherigen Messzeit. Damit ist die Vorgabe «Flurabstand min 2 m» für beide Messstellen noch mit etwas Reserve erfüllt. Es ist nach unserer Einschätzung aufgrund der Schwankungsbreite der bisherigen Messungen und des berücksichtigten Extremwertes unwahrscheinlich, dass HGW10 hier den geforderten Flurabstand 2 m unterschreitet; soweit passen die aktuellen Messungen mit unseren Aussagen im geotechnischen Bericht zur Vorprüfung vom 24.02.21 zusammen.
- Kleinere Flurabstände als 2 m wurden über die Messzeit nur bei Pz 6 (7 cm) und Pz 3 (1.46 m) im Gewässerschutzbereich üB gemessen; Pz 10 kommt mit Flurabstand min 2.05 m relativ nahe an die 2 m heran. Alle übrigen Pegel zeigen einen deutlich höheren Flurabstand. Aber wie gesagt liegt dies alles im Gewässerschutzbereich üB, wo diese Vorgabe nicht gilt.
- Aufgrund der zusätzlich erhobenen Messdaten werden die Standortkriterien gemäss der Beurteilung im vorliegenden Bericht immer noch erfüllt.

Die Wasserdurchlässigkeiten der anstehenden Untergrundschichten sind gemäss Kornzusammensetzung ausser für den Bachschutt durchwegs als gering bzw. schlecht einzustufen. Grössere pumpbare Wassermengen sind primär im nordseitigen kleinen Grundwasserleiter des Tal-

bodens denkbar. Diese qualitative Durchlässigkeitsansprache wurde in den ausgeführten Drucksondierungen CPTU nach der Methode von Robertson zusätzlich quantifiziert. Die entsprechenden Ergebnisse und Grundlagen zur Methodik können der Beilage 7 entnommen werden. Diese Ergebnisse belegen die grundsätzlich geringen Wasserdurchlässigkeiten des im Deponieperimeter anstehenden Untergrundes, welche sich mit Ausnahme einzelner Zwischenschichten der Interglazialablagerungen und des Bachschutts in der Regel zwischen 1×10^{-6} und 1×10^{-8} m/s bewegen. Die Werte des Bachschutts mit rund 1×10^{-4} m/s liegen im Erwartungsbereich für derartige Lockergesteins-Grundwasserleiter, weshalb die Ergebnisse der Methode als zuverlässig einzustufen sind; sie entsprechen für vorbelastete Interglazialablagerungen zudem den üblichen Erwartungswerten und zeigen, dass im umgelagerten Material nicht mit durchgehend deutlich höheren Wasserdurchlässigkeiten gerechnet werden muss.

5. NATURGEFAHREN, HANGSTABILITÄT UND BELASTUNGEN

Gemäss Gefahrenkarte des Kantons Luzern befindet sich der Deponieperimeter ausserhalb des Baugebietes und damit auch ausserhalb der mit konkreter Gefahrenstufen belegten Bereiche. Gemäss den dort relevanten Gefahrenhinweisen sind für den Deponieperimeter keine spezifischen Risiken bezeichnet. Unmittelbar nördlich grenzt das Projektareal an den Überschwemmungsbereich von Ibach/Rot; da mit der geplanten Deponie in diesem Grenzbereich eine weitere Anhebung des Geländes erfolgt, sind daraus keine konkreten Gefahren für den Deponiekörper abzuleiten. In weiter südlich des Deponieperimeters gelegenen Flächen mit deutlich grösserer Hangneigung sind Hinweise für oberflächliche Spontanrutschungen und Hangmuren zu verzeichnen, welche allerdings keine konkrete Bedeutung für das Deponieprojekt aufweisen; allenfalls sind diese Hinweise beim Bachprojekt auf der Ostseite des Planungsareals zu beachten.

Das heutige Gelände im Planungsbereich kann als einwandfrei stabil eingestuft werden; es sind keine konkreten Hinweise für laufende Hangbewegungen oder Rutschungen zu verzeichnen. Die früher gegen Ende des Kohlenabbaus eingetretene Grossrutschung mit sieben Todesopfern war klar auf übersteile Böschungen beim Kohletagbau in Kombination mit Hangsickerwassereinfluss und Niederschlag zurückzuführen. Die bis zu 20 m hohen, ungesicherten Böschungsanschnitte im vorbelasteten Lockermaterial mit Neigungen zwischen 35° und 65° sind aus heutiger Sicht als potentiell instabil und gefährdet einzustufen. Der Umstand, dass derartige Böschungsgeometrien offenbar über mehrere Jahre im Grenzbereich knapp stabil waren, belegt, dass nicht von einer besonderen Rutschgefahr beim vorlie-

genden Untergrund auszugehen ist. Die geplante Deponie sieht zudem keine grossen Auffüllungen und damit Zusatzbelastungen im früheren Anrissgebiet der damaligen Rutschung vor; die als Resultat von Kohleabbau und damaliger Rutschung veränderten Geländeformen bzw. Hangneigungen werden mit dem Projekt eher wieder dem ursprünglichen, natürlichen Ausgangszustand angeglichen.

Im Projektareal sind keine belasteten Standorte aktenkundig. Wie bereits unter Ziffer 3 erwähnt, konnten bei den durchgeführten Sondierungen keinerlei Hinweise auf fremdstoffhaltiges oder belastetes Material im erschlossenen Umlagerungsmaterial festgestellt werden. Aufgrund der Kenntnisse zum damaligen Abbauvorgang wurde lediglich das zur Abdeckung des Kohleflözes entfernte, gewachsene Erdmaterial an anderer Stelle wieder eingebaut. Konkrete Belastungs- oder Altlastenrisiken liegen im Deponieperimeter daher nicht vor.

6. BODENMECHANISCHE ASPEKTE

Die Setzungsempfindlichkeit ist in den Schichten A und B aufgrund der geringen Lagerungsdichte bzw. der geringen Verdichtung bei der früheren Umlagerung und dem teilweise hohen Gehalt an organischem Material relativ hoch. Zusätzliche Lasten verursachen messbare und nur relativ langsam abklingende Setzungen. Dieser Sachverhalt ist insbesondere für das in grosser Mächtigkeit vorliegende Umlagerungsmaterial zu beachten. Demgegenüber verfügen die Schichten C, D und E / F über eine geringe bis sehr geringe Setzungsempfindlichkeit; für die anstehende Schicht D gilt dies infolge glazialer Vorbelastung ebenfalls.

In stabilitätsmässiger Hinsicht gilt es vor allem zu berücksichtigen, dass sich der Porenwasserdruck in den tonhaltigen Materialien der Schicht A (umgelagertes Material der Schicht D) und der Schicht D selber bei einer zusätzlichen Belastung ohne Drainagemassnahmen nur langsam abbauen kann, was konkrete Vorgaben bezüglich der Höhe und der zeitlichen Abstände der Schüttetappen erfordert. Besondere Beachtung ist zudem dem lokal oberflächennah anstehenden Torfmaterial beizumessen; es muss im Bereich des Böschungsfusses vor dem Böschungsaufbau entfernt und anderweitig wieder eingebaut werden.

Die für erdstatische Berechnungen sowie zur Quantifizierung der Untergrundeigenschaften charakteristischen Baugrundwerte sind der folgenden Tabelle zu entnehmen. Angegeben werden, gemäss Konzept der Norm SIA 267, jeweils die charakteristischen Werte nach Ziffer 4.2.3. Die Umrechnung auf das Bemessungsniveau und die Wahl der Partialfaktoren hat, falls nicht explizit erwähnt, nach Ziffer 5.3.2 der SIA 267 zu erfolgen.

		Raumgewicht $\gamma_{e,k}$ [kN/m ³]	Scherwinkel φ'_k [°]	Kohäsion c'_k [kN/m ²]	undrainierte Scherfestigkeit $c'_{u,k}$ [kN/m ²]	Zusammen- drückungsmodul $M_{E,k}$ [MN/m ²]
A	Deckschicht / Auffüllung	17.0	30 ¹⁾	0	10*	4
B	Torf / Verlandungssedimente	13.0	12	0	3	2
C	Bachschutt	20.0	35	0	-	35
D	Feinsand / Silt / Ton (vorbelastet)	21.0	30	10	80	25
E	Grundmoräne	21.0	32	5	-	80
F	Molassefels	23.5	33	> 50	-	> 150

- 1) In überwiegend tonigen Schichten des umgelagerten Materials kann der Reibungswinkel an alten Rutschhorizonten auf 20° zurückgehen. Bei raschen Schüttvorgängen ist zumindest kurzzeitig eine Reduktion der Scherparameter auf die undrainierte Scherfestigkeit zu beachten.

7. BEURTEILUNG STANDORTKRITERIEN NACH VVEA

In der VVEA Anhang 2 Ziffer 1 sind detaillierte Anforderungen an einen potentiellen Deponiestandort formuliert. Nachfolgend werden diese Kriterien anhand der geschilderten geologischen, hydrogeologischen und geotechnischen Ausgangslage beurteilt:

- Der Deponieperimeter befindet sich nicht in einer Grundwasserschutzzone oder einem Grundwasserschutzareal (Ziff. 1.1.1)
- Der Deponiestandort liegt nicht in einem überschwemmungs-, steinschlag-, rutschungs- und besonders erosionsgefährdeten Gebiet. Die in angrenzenden Flächen vorhandenen Gefahrenhinweise der kantonalen Naturgefahrenkarte ergeben keine konkreten, diesbezüglichen Risiken für das Projektareal. Die beim Kohletagbau aufgetretene Grossrutschung ist primär auf massiv übersteile Abbau-Böschungen zurückzuführen; eine Deponie mit den vorliegenden Schüttgeometrien stellt trotz dieser Vorgeschichte kein spezielles Rutschrisiko dar (Ziff. 1.1.2).

- Das geplante B-Kompartiment liegt ausserhalb des Gewässerschutzbereichs A_u und damit nicht über einem nutzbaren unterirdischen Gewässer und nicht im zu dessen Schutz speziell bezeichneten Randgebiet (Ziff. 1.1.3).
- Der Flurabstand des Grundwasserhöchststandes beträgt im Gewässerschutzbereich A_u am Nordrand des Deponieperimeters gemäss Messungen ≥ 2 m; der erforderliche Mindestabstand von UK Deponie zum Grundwasserspiegel kann demnach eingehalten werden (Ziff. 1.1.4).
- Das geplante B-Kompartiment befindet sich ausserhalb unmittelbar am Rand des Gewässerschutzbereichs A_u bzw. des Randgebietes eines nutzbaren unterirdischen Gewässers. Damit ist formell nach unserer Beurteilung keine homogene, natürliche geologische Barriere gemäss Anh. 2 Ziff. 1.2.2 Absatz a notwendig. Gemäss Untersuchungsergebnissen und Untergrundmodell erfüllen die gewachsenen Interglazialablagerungen D diese Vorgaben klar; aus den Durchlässigkeitsprofilen der CPTU-Sondierungen ist ausserdem ersichtlich, dass auch das im Rahmen des Kohletagbaus umgelagerte Material dieser Schicht diese Vorgaben überwiegend einhält. Aufgrund dieser Ausgangslage ist nach unserer Beurteilung für das geplante B-Kompartiment keine nach den Regeln des Erdbaus lagenweise geschüttete, homogene mineralische Einbauschicht notwendig (Ziff. 1.2.2).
- Die Beurteilung von Ziff. 1.2.1 erfolgt themenspezifisch (Stabilität und Setzungen) im nachfolgenden Kapitel 8.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Standortanforderungen an eine A / B-Deponie nach VVEA unter Berücksichtigung der geotechnischen Vorgaben am vorgesehenen Standort Engelprächtigen in Ufhusen vollumfänglich erfüllt sind bzw. erfüllt werden können.

8. GEOTECHNISCHE FOLGERUNGEN

8.1 Beschrieb Vorprojekt

Der Deponiekörper wird vorwiegend auf leicht geneigtem Gelände eingerichtet. Die geplanten Schüttstärken erreichen unmittelbar beim heutigen Gefällsbruch im südlichen Drittelpunkt ihr Maximum von rund 18 bis 20 m. Vor dort nimmt die Mächtigkeit der Aufschüttung gegen Süden mit ansteigendem Gelände sehr rasch auf wenige Meter ab; in Richtung Norden verhardt die

Deponiemächtigkeit über eine grössere Fläche auf rund 10 bis 15 m um dann allseitig allmählich wieder gegen Null auszulaufen. Die Böschungsneigungen sind auf der Oberfläche mit 5° bis 8° relativ gering und erhöhen sich gegen die Deponieränder nur moderat auf 10° bis max. 15°. Gemäss historischen Profilen aus dem Kohletagbau wird mit dieser Oberflächengestaltung der Terrainverlauf wieder den ursprünglichen Geländeformen angenähert.

Es sind je ein Kompartiment für unverschmutzten Aushub VVEA-A und für inerte Bauabfälle VVEA-B vorgesehen. Das VVEA-A-Kompartiment mit einem Volumen von ca. 250'000 m³ befindet sich auf der Nordseite im dortigen Gewässerschutzbereich A_U; das VVEA-B-Kompartiment mit rund 950'000 m³ Nutzinhalt befindet sich auf der Südseite ausserhalb des gewässerschutztechnisch besonders gefährdeten Bereichs. Zwischen den beiden Kompartimenten ist die geforderte Kompartimentsabdichtung inkl. Trennung der Basisentwässerung vorgesehen. Für das VVEA-B-Kompartiment sind eine vollständige Basisentwässerung und Transportleitungen mit grosser Gefällsreserve geplant, welche am nördlichen Deponierand zusammengeführt und nach entsprechenden Kontrollmöglichkeiten ans Oberflächengewässer angeschlossen werden. Das VVEA-A-Kompartiment wird nur gemäss den Anforderungen an die Deponiestabilität (Verkürzung Drainageweg, Setzungszeit) entwässert und diese Entwässerungen separat dem Oberflächengewässer zugeführt. Im Endzustand nach abgeschlossenen Hauptsetzungen können diese Entwässerungen auch im Hinblick auf die geplanten Feuchthabitate zumindest teilweise wieder aufgehoben werden. Der Bach auf der Südostseite der Deponie wird im Rahmen des Deponieprojektes offengelegt und neu gestaltet. In der unmittelbaren Umgebung der Deponie befinden sich keine empfindlichen Bauten oder Anlagen; die südlich benachbarten Landwirtschaftsgebäude sind älter als der frühere Kohletagbau und befinden sich gemäss historischen Daten ausserhalb des entsprechenden Umlagerungsbereichs auf gewachsenem Untergrund.

8.2 Setzungsberechnungen

Gemäss durchgeführter Setzungsberechnungen (Beilage 8) führt die geplante Deponieschüttung mit Schütthöhen von rund 14 ± 5 m zu Setzungen des anstehenden Untergrundes von etwa 1.20 ± 0.20 m. Davon dürften rund 80 % des Gesamtbetrages im Bereich des umgelagerten Materials des ehemaligen Kohletagbaus, d.h. sozusagen aus der früheren Deponie stammen; der eigentlich gewachsene Untergrund in seiner ursprünglichen Form liefert trotz grosser Tiefenwirkung des Deponiekörpers aufgrund der glazialen Vorbelastung nur noch einen geringen Setzungsbetrag. Die Eigensetzungen des aufgebrachten Deponiematerials sind darin noch nicht enthalten; sie dürften bei sachgerechtem Einbau und Materialverdichtung zusätzlich den Betrag von 3 bis 5 dm kaum überschreiten.

Die Konsolidierungszeit im umgelagerten Material ist grundsätzlich schwierig abzuschätzen, weil die effektiv wirksamen Drainagewege unklar sind. Es dürften aber im Umlagerungsmaterial deutlich kürzere und besser durchlässige Drainagewege offen sein als in den gewachsenen, vorbelasteten Interglazialablagerungen. Eine Sensitivitätsanalyse mit variablen wirksamen Durchlässigkeiten hat Konsolidierungszeiten zwischen 0.5 und 4 Monaten ergeben, was für einen Deponiebetrieb bei etappenweiser Schüttung durchaus üblich und beherrschbar ist.

Zusammenfassend können die erwarteten Setzungen als bezüglich ihres Gesamtausmasses und ihres zeitlichen Verlaufes als gut abschätzbar beurteilt werden. Die massgebende Problematik stellt der relativ hohe Setzungsbetrag aus dem früher umgelagerten Material des Kohletagbaus dar; insbesondere bezüglich Entwässerung muss mit entsprechenden baulichen Massnahmen sichergestellt werden, dass diese Setzungsbeträge nicht Schäden und / oder Einschränkungen an deren Funktion zur Folge haben. Bei Beachtung dieser Aspekte sind die Vorgaben gemäss Anhang 2 Ziff. 1.2.1 VVEA bezüglich Setzungen erfüllt.

8.3 Stabilitätsberechnungen

Gemäss durchgeführter Stabilitätsberechnungen (Beilage 9) ist die Gesamtstabilität im Endzustand (drainiert) ohne die oberflächliche Torfschicht am Böschungsfuss problemlos erfüllt; die Torfschicht an der ungünstigsten Stelle am Böschungsfuss ist dementsprechend vor dem Beginn der Deponieschüttungen zu entfernen und in geotechnisch geeignete Bereiche umzulagern. Denkbar ist hier ggf. auch eine Wiederverwendung als zusätzlicher organischer Anteil im Bodenmaterial im Rahmen der Rekultivierung soweit aus Sicht Bodenschutz möglich.

Eine besondere Herausforderung stellen die Bauzustände unter Berücksichtigung der undrainierten Scherfestigkeiten dar, welche v.a. im überwiegend tonigen Bereichen des umgelagerten Materials zumindest kurzzeitig sehr gering sind. Mit im undrainierten Zustand zulässigen Etappenhöhen von rund 1 m sind theoretisch nur relativ geringe Schüttstärken möglich. Es ist allerdings nicht davon auszugehen, dass für eine ausreichende Konsolidation immer der Maximalzeitraum von 4 Monaten gemäss Kapitel 8.2 abgewartet werden muss; bei effektiv eintretender Konsolidation im unteren Bereich der abgeschätzten Bandbreite sind pro Jahr durchaus 3 bis 5 Schüttetappen möglich, was einen Deponiebetrieb im üblichen Rahmen problemlos ermöglicht. Zentral für eine optimierte und den effektiven Gegebenheiten Rechnung tragende Schüttplanung sind damit Porenwasserdruckmessungen in den obersten 10 bis 15 m des gewachsenen Untergrundes unterhalb der Deponie; sie sind für einen sicheren und wirtschaftlichen Deponiebetrieb unerlässlich.

Insgesamt kann die Problematik der Deponiestabilität generell als günstig, bezüglich der Bauzustände als durchaus anspruchsvoll mit Notwendigkeit für eine besondere Überwachung / Schüttplanung eingestuft werden. Bei Beachtung dieser Aspekte sind die Vorgaben gemäss Anhang 2 Ziff. 1.2.1 VVEA bezüglich Stabilität aber ebenfalls klar erfüllt.

8.4 Deponiebau

Bei der Ausführung der Auffüllung müssen folgende Randbedingungen berücksichtigt und eingehalten werden:

- Vor den Schütтарbeiten sind Deckschicht (Humus / Unterboden) sowie oberflächliche Torfschichten vollständig zu entfernen und fachgerecht für die spätere Rekultivierung zwischenzulagern.
- Zum Schutz der Schüttung vor innerer Erosion sind allfällige Wasseraustritte bzw. -aufstosse im Bereich des Planums beider Kompartimente zu fassen und abzuleiten (Drainage).
- Das Verhalten des Porenwasserdruckes während und nach der Schüttung ist in mehreren Bohrlöchern jeweils in mehreren Tiefen mittels Porenwasserdruckgebern zu überwachen. Primär relevanter Kontrollbereich sind die obersten 10 bis 15 m (umgelagertes Material Kohletagbau) unter der Deponie.
- Die Schüttung hat lagenweise zu erfolgen, wobei die einzelnen losen Schütthöhen maximal 1.0 m betragen dürfen. Bei entsprechend günstigen Messergebnissen er Überwachung ist eine Verdoppelung der Etappenhöhen realistisch. Die einzelnen Schüttetappen sind jeweils einwandfrei zu verdichten. Um Setzungsdifferenzen zu vermeiden sind diese möglichst flächig auszuführen.
- Provisorische Böschungen bis maximal 4 m Höhe dürfen eine Neigung von 20° nicht überschreiten. Böschungen von > 4 m dürfen nicht steiler als 15° angelegt werden.
- Um das Eindringen von Wasser zu vermindern, sind vor Schüttpausen die Schüttflächen zu glätten, insbesondere bei bevorstehenden Niederschlägen. Bei Wiederaufnahme der Arbeiten müssen die glatten Schüttflächen wieder aufgeraut werden, um eine ausreichende Verzahnung zwischen den Schüttflächen zu gewährleisten.
- Zur Gewährleistung einer einwandfreien Ausführung des Deponiebaus ist das Qualitätsprüfprogramm gemäss Kapitel 11 einzuhalten.

9. ENTWÄSSERUNG

Die geplanten Deponie-Entwässerungsanlagen dienen einerseits der Gewährleistung der Stabilität (A- und B-Kompartiment) und andererseits der kontrollierten Ableitung von allenfalls qualitativ leicht beeinträchtigtem Sickerwasser (B-Kompartiment). Letzteres hat unter dem generellen Sachziel gemäss VVEA zu erfolgen, wonach für das Sickerwasser einer B-Deponie grundsätzlich die unbehandelte Einleitung in ein Oberflächengewässer möglich sein sollte; die in der VVEA festgelegten Grenzwerte für B-Material wurden primär im Hinblick auf diese Zielsetzung festgelegt.

Für die Entwässerung des A-Kompartimentes sind in der VVEA keine besonderen Vorgaben enthalten. Die Entwässerung der Deponiesohle kann mit vollflächigen Sickerpackung aus kiesigem Material und entsprechender Leitungsführung erfolgen, welche in erster Linie beim Schüttvorgang einen raschen Abbau allfälliger Porenwasserüberdrücke und damit in stabilitätstechnischer Hinsicht Übergang / Erhalt des drainierten Zustandes gewährleistet. Ein dauerhafter Ablauf im freien Gefälle mit min. 2 % nach Abschluss der Setzungen ist nicht zwingend; nach Abschluss der Setzungen können Teile der Entwässerung A-Kompartiment ggf. wieder aufgehoben werden. Die Entwässerung des A-Kompartimentes ist bis zur Gewässereinleitung von der Entwässerung des B-Kompartimentes zu trennen; separate Kontrollmöglichkeiten sind sicherzustellen. Im vorliegenden Fall mit A-Kompartiment im Abstrom des B-Kompartimentes ist davon auszugehen, dass die Qualität des Sickerwassers aus dem A-Kompartiment ebenfalls regelmässig auf die Einhaltung der Einleitbedingungen nach GSchV zu kontrollieren ist.

Die Entwässerung des B-Kompartimentes muss dauerhaft im freien Gefälle von min. 2 % nach Abschluss der Setzungen möglich sein. Dies ist durch ausreichende Gefällereserve im Hinblick auf die Setzungsprognose von Kapitel 8.2 sicherzustellen und dürfte im vorliegenden die primäre technische Herausforderung darstellen. Es ist ausserdem zu beachten, dass die massgebenden Setzungen des Untergrundes aufgrund dessen Vorgeschichte (grossflächige Materialumlagerungen mit ggf. lokal kleinräumigen, nicht exakt vorhersehbaren Unterschieden) nicht garantiert grossflächig-gleichförmig auftreten werden und lokal über kurze Distanzen grosse Setzungsdifferenzen möglich sind. Die Entwässerung insbesondere des B-Kompartimentes muss in der Lage sein, diesem Gefährdungsbild zu begegnen (z.B. Gefällereserve, genügend Kapazitätsreserve bei Ausfall einzelner Stränge). Für die Kompartimentsabdichtung sind die Vorgaben der VVEA zu beachten; obwohl hier nicht zwingend vorgeschrieben, empfehlen wir dafür eine Orientierung an den Vorgaben für mineralische Abtrennungen von C/D/E-Kompartimenten (60 cm, k-Wert $< 1 \times 10^{-9}$ m/s), welche sich in der Praxis gut bewährt haben.

Gemäss der VVEA ist das gefasste Sickerwasser mindestens zweimal jährlich zu untersuchen. Die entsprechend einzuhaltenden Grenzwerte sind in der Gewässerschutzverordnung (GSchV) geregelt; das Kontrollprogramm hat sich an diesen Grenzwerten und den generellen Erfahrungswerten gemäss BAFU Wegleitung «Anforderungen an die Einleitung von Deponiesickerwasser» zu orientieren.

Im Bauzustand mit grossflächig nicht begrünten Oberflächen ist ausserdem die kontrollierte, chemisch und bezüglich Trübung einwandfreie Meteorwasserableitung sicherzustellen. Dafür sind ein jederzeit geführter Meteorwasserabfluss und ausreichende Verweilzeiten in entsprechenden Absetzbecken und allenfalls die Behandlung in einer Neutralisationsanlage (B-Kompartiment) vor der Gewässereinleitung notwendig; es ist davon auszugehen, dass die permanenten Basisentwässerungen für die Kompartimente diese Aufgabe nicht ohne temporäre Zusatzinstallationen erfüllen können. Das aus dem Deponiebereich im Bauzustand abgeleitete Oberflächenwasser ist ebenfalls bezüglich der Einleitbedingungen nach GSchV zu überwachen. Im Endzustand mit fertig rekultivierter Deponieoberfläche sollten diesbezüglich theoretisch eigentlich keine zusätzlichen Anlagen mehr erforderlich sein; in der Praxis haben sich oberflächlich, hochliegende Sickerleitungen entlang des Deponiefusses zur Verhinderung von punktuell verstärktem und damit erosionswirksamem Oberflächenabfluss aus dem künstlich erstellten Deponiebereich bewährt. Diese stehen im vorliegenden Fall allerdings im Widerspruch zu den dort vorgesehenen Feuchthabitaten. Diese Ausgangslage ist in der Endgestaltung insofern zu berücksichtigen, dass nur stabilitätsmässig relevante Bereiche zusätzlich entwässert werden und so die Bildung der Feuchthabitate - wo bez. Stabilität unproblematisch - dennoch möglich ist.

10. GRUND- UND QUELLWASSERÜBERWACHUNG

Die Grund- und Quellwasserüberwachung hat einerseits den unterirdischen, nicht vom Entwässerungssystem erfassten Deponieabstrom sowie sämtliche Quelfassungen im näheren Umfeld der geplanten Deponie zu erfassen. Dazu sind rechtzeitig, d.h. mindestens 1 Jahr vor dem Start der Bauarbeiten, alle relevanten Quellen zu erfassen (Quellkataster) und regelmässige Schüttungs- sowie Qualitätsmessungen zur Erfassung des Ausgangszustandes auszuführen; bestehende, alte Daten zu Qualität und Schüttung der Quellen sollen dabei berücksichtigt werden. Die bergseitig des Deponieperimeters vorhandenen Quelfassungen repräsentieren ausserdem den ungestörten Deponie-Zustrom.

Für die Erfassung des unterirdischen Deponie-Abstroms sind unmittelbar ausserhalb des talseitigen Deponierandes etwa 4 bis 6 rund 10 bis 15 m tiefe Grundwasserpegel erforderlich. Der Durchmesser muss die Beprobung des Wassers erlauben. Sie sind ebenfalls mindestens 1 Jahr vor Baubeginn zu erstellen und vor Betriebsbeginn 2- bis 3-mal zur Dokumentation des Ausgangszustandes zu untersuchen. Für die Festlegung der chemischen Untersuchungsprogramme sind die Grundsätze für die allgemeine Grundwasserüberwachung und die möglichen Kontaminanten gemäss BAFU Wegleitung «Anforderungen an die Einleitung von Deponiesickerwasser» zu berücksichtigen.

11. KONTROLL- UND ÜBERWACHUNGSPLAN

Für den Bau der Deponie wird das folgende Qualitätsprüfprogramm angewendet:

Prüfkriterium	Art der Prüfung	Intensität	Anforderungen	Massnahmen
Quergefälle der Arbeitsfläche	visuell, Neigungsmessung	täglich	6 - 10 %	auf Sollwert korrigieren
Lieferqualität des Schüttmaterials	visuell, Korngrößenverteilung, Wassergehalt	Stichprobe je nach visuellem Befund	geeignetes Schüttmaterial	Material stabilisieren, Schüttgeometrie ändern
Stabilität	Inklinometermessungen, geodätische Messungen Porenwasserdruckmessungen	systematisch automatisch / kontinuierlich	keine unzulässigen Verschiebungen kein unzulässiger Anstieg des Porenwasserdruckes	Schüttvorgang verlangsamen, Dammgometrie ändern
Sickerwasser	chemische Analyse	2x jährlich	Einleitbedingungen gemäss GSchV	Behebung der Vorkommnisse
Oberflächenwasser	Trübung, pH-Wert chemische Analyse	automatisch / kontinuierlich 2x jährlich	Einleitbedingungen gemäss GSchV	Behebung der Vorkommnisse
Grundwasser	chemische Analyse	2x jährlich	Qualitätsziele GSchV	Behebung der Vorkommnisse
Baugrund- und Bauwerksverhalten	Beobachtungen (geologische Aufnahmen, Verhalten der Schüttung)	systematisch / periodisch*)	keine besonderen Vorkommnisse	Behebung der Vorkommnisse

BK Grundbauberatung AG

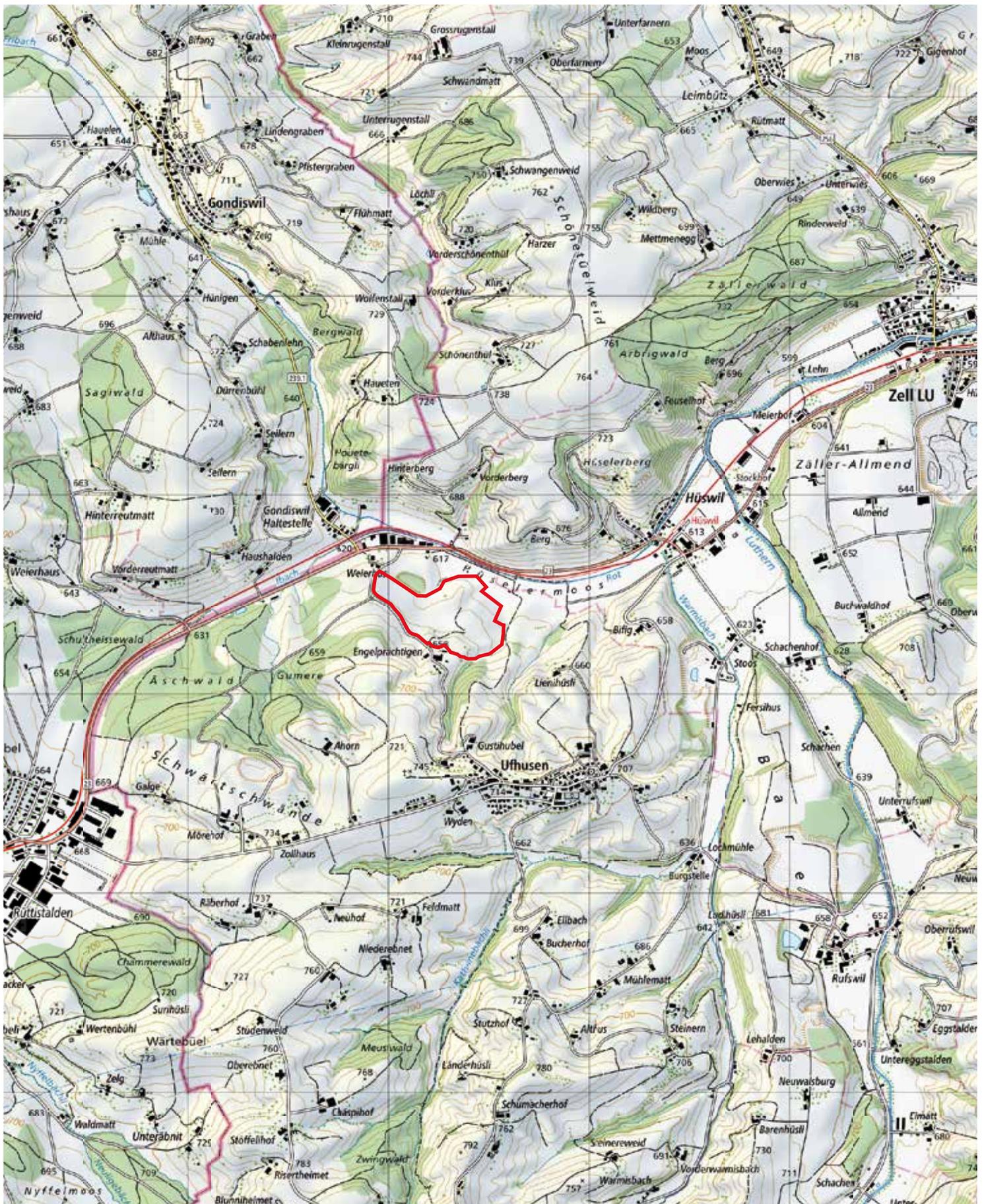


Rainer Affentranger



Carlo Affentranger

Buchrain, der 28.02.2024 RA/CA

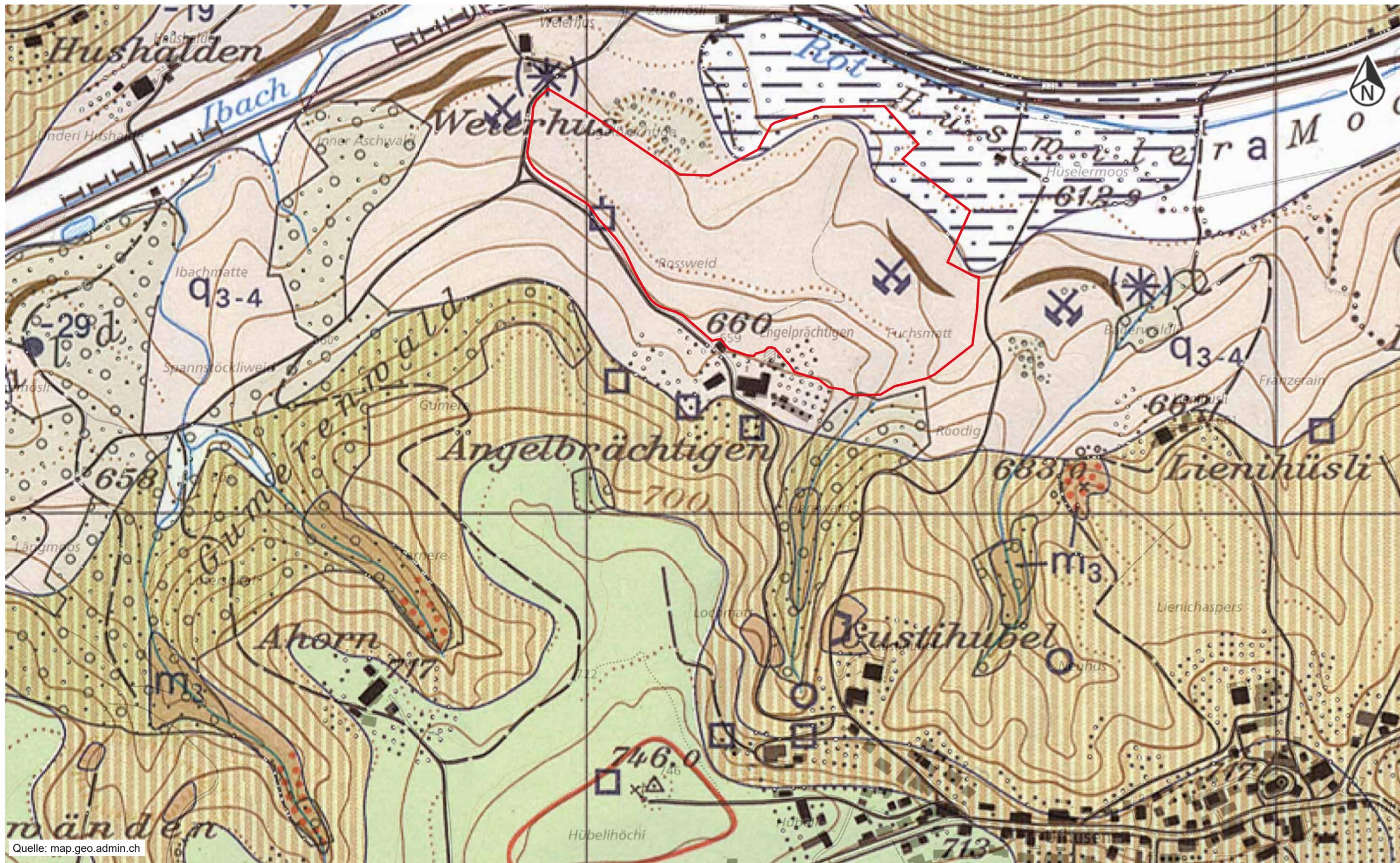


Quelle: Bundesamt für Landestopografie swisstopo

Ufhusen, Deponie Engelpächtigen

Kartenausschnitt 1 : 25'000 mit Deponieperimeter

Buchrain, 27.01.21



Quelle: map.geo.admin.ch

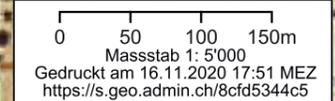
Ufhusen, Deponie Engelbrächtigen

Ausschnitt Geologischer Atlas 1 : 5'000 mit Deponieperimeter

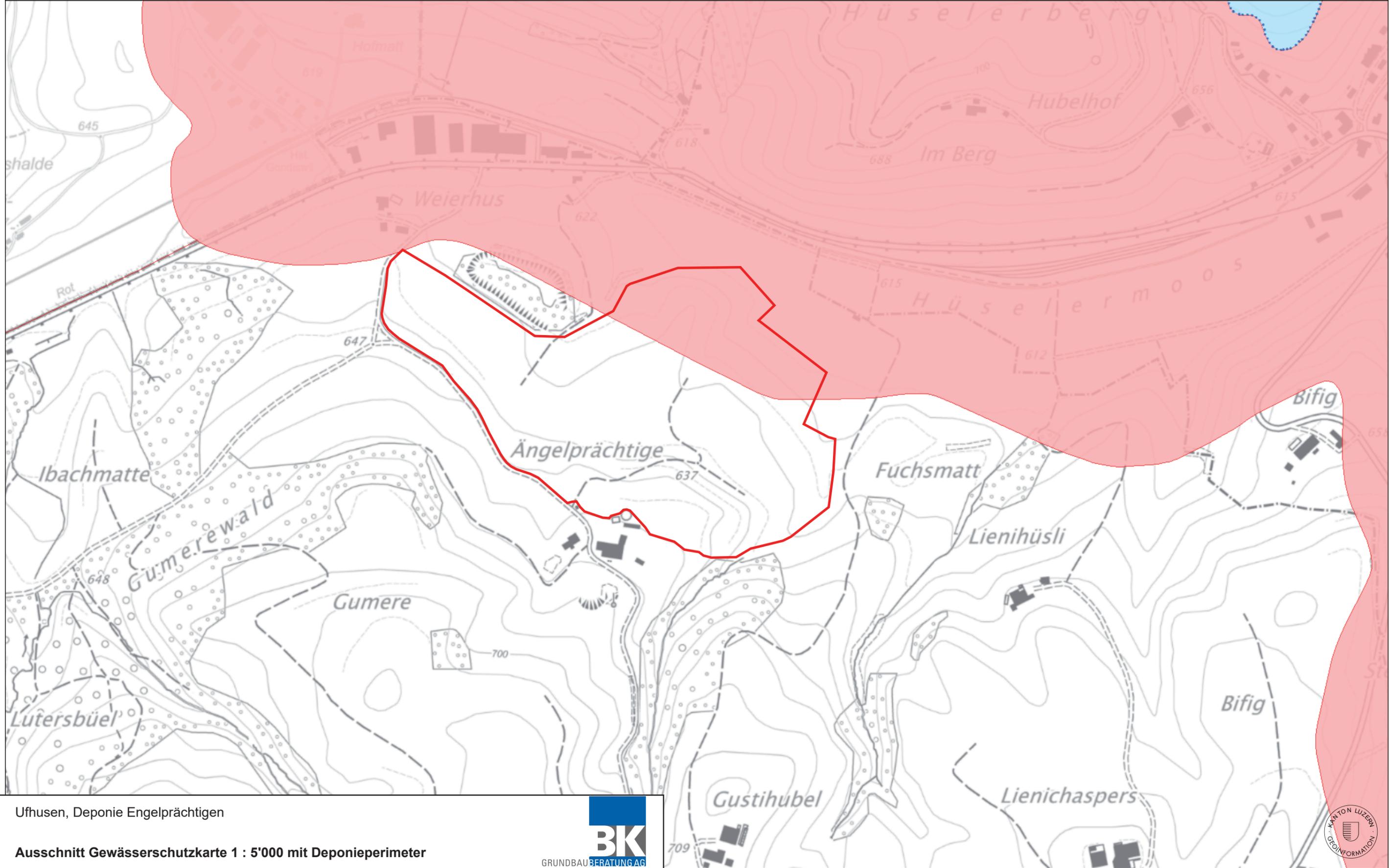
Buchrain, 16.11.20



Beilage 1.2



Informationen zur Verfügung gestellt werden
 für inhaltlichen Richtigkeit, Genauigkeit, Aktualität, Zuverlässigkeit und Vollständigkeit dieser Informationen keine Gewährleistung übernommen werden. Copyright, Bundesbehörden der



Ufhusen, Deponie Engelpächtigen

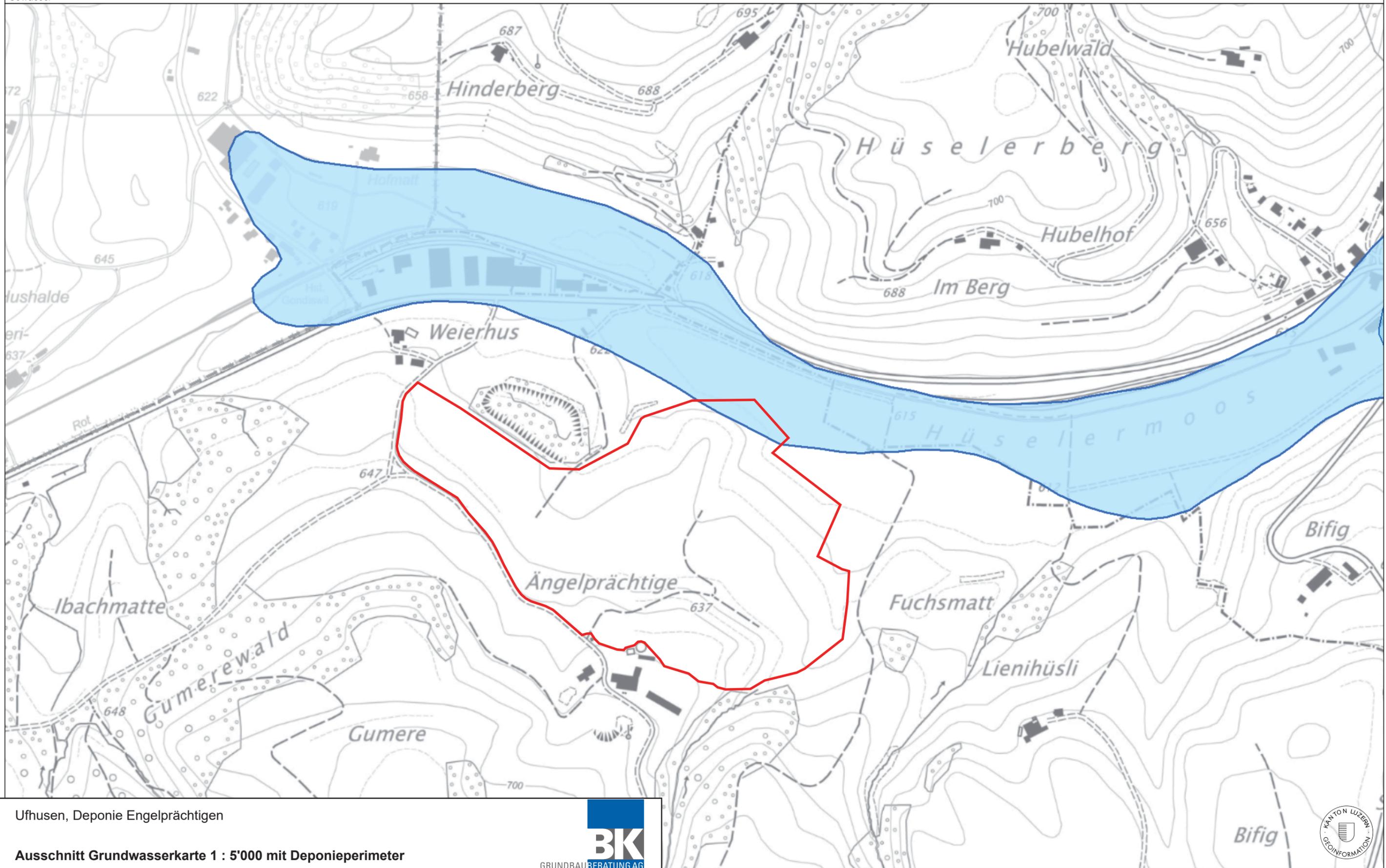
Ausschnitt Gewässerschutzkarte 1 : 5'000 mit Deponieperimeter

Buchrain, 16.11.20



Beilage 1.3





Ufhusen, Deponie Engelprächtigen

Ausschnitt Grundwasserkarte 1 : 5'000 mit Deponieperimeter

Buchrain, 16.11.20



Beilage 1.4



Signaturen

- Grundwasserfassung
- ▣ Grundwasser-Notbrunnen
- Quelle gefasst
- Quelle ungefasst
- ⊠ Seewasserfassung
- Seebrunnen

Konzessionierte Entnahmemenge aus Grundwasserfassungen oder Quellschüttung in l/min:

- ○ unbekannt
- ○ < 5
- ○ 5- 25
- ○ 26- 100
- ○ 101- 250
- ○ 251- 1000
- ○ 1001- 5000
- ○ 5001- 10000
- ○ 10001- 50000
- ○ > 50000

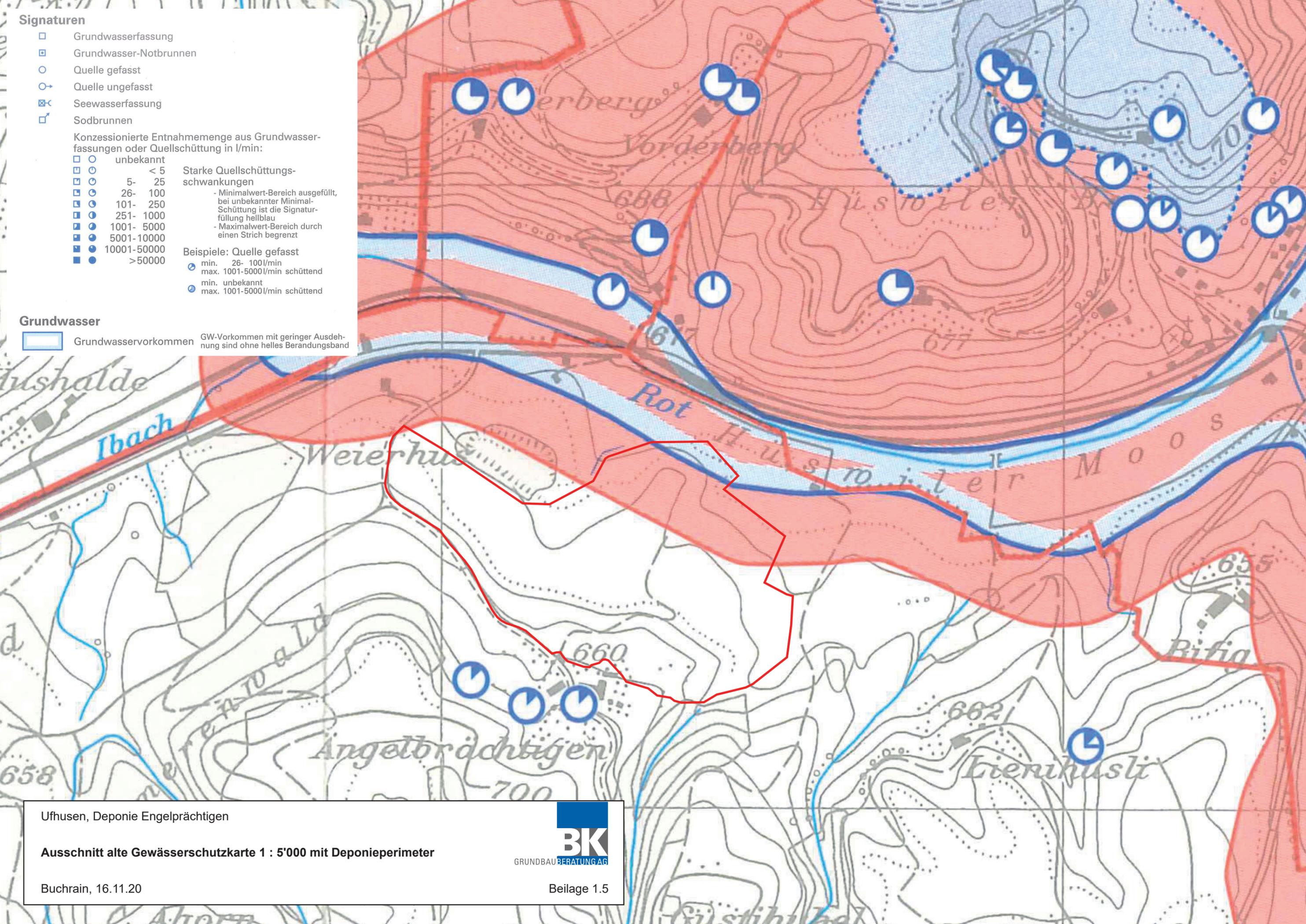
Starke Quellschüttungsschwankungen
- Minimalwert-Bereich ausgefüllt, bei unbekannter Minimal-Schüttung ist die Signaturfüllung hellblau
- Maximalwert-Bereich durch einen Strich begrenzt

Beispiele: Quelle gefasst

- min. 26- 100l/min
○ max. 1001-5000l/min schüttend
- min. unbekannt
○ max. 1001-5000l/min schüttend

Grundwasser

- Grundwasservorkommen
- GW-Vorkommen mit geringer Ausdehnung sind ohne helles Berandungsband



Ufhusen, Deponie Engelprächtigen

Ausschnitt alte Gewässerschutzkarte 1 : 5'000 mit Deponieperimeter

Buchrain, 16.11.20



Beilage 1.5



Ufhusen, Deponie Engelprächtigen

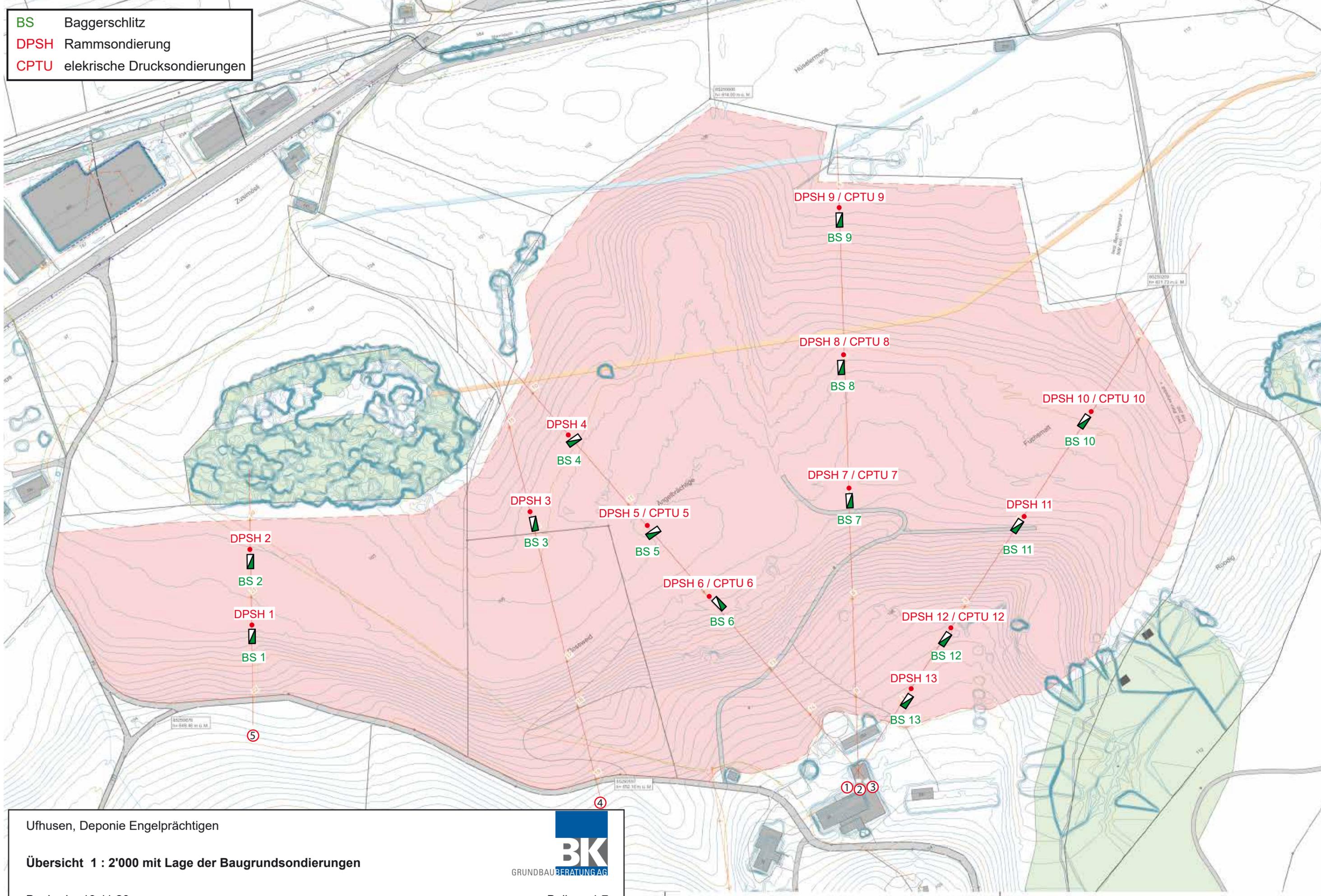
Ausschnitt Luftbild 1946

Buchrain, 16.11.20



Beilage 1.6

- BS Baggerschlitz
- DPSH Rammsondierung
- CPTU elektrische Drucksondierungen



Ufhusen, Deponie Engelprächtigen

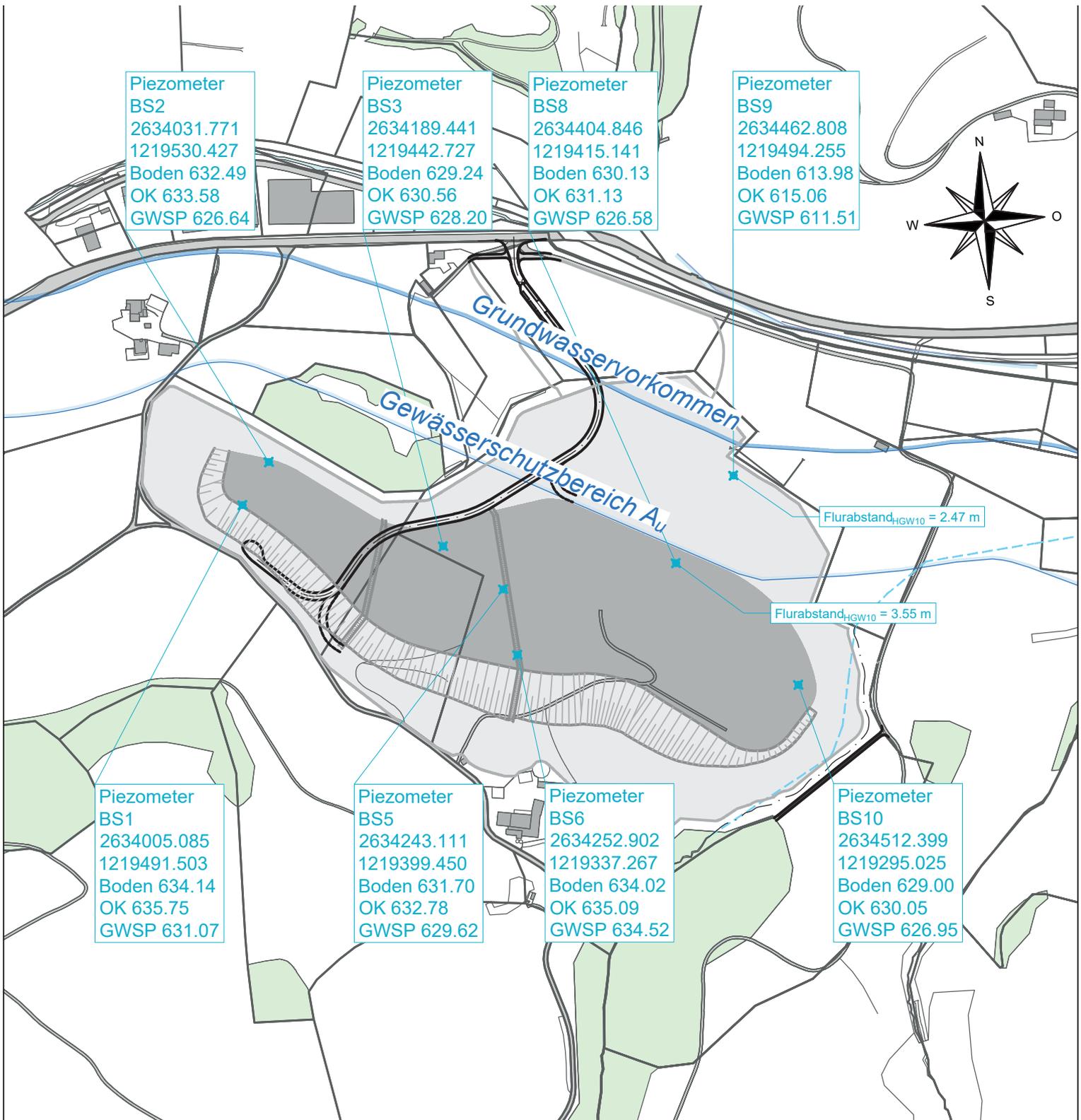
Übersicht 1 : 2'000 mit Lage der Baugrundsondierungen

Buchrain, 19.11.20



BK
GRUNDBAU BERATUNG AG

Beilage 1.7



Ufhusen, Deponie Engelprächtigen

Situation 1 : 5'000 mit Lage der Piezometer

Buchrain, 28.02.2024

Schichtverzeichnis des Baggerschlitzes BS 1

Terrainhöhe ca. 634.45 m ü.M.

0.0 m

Humus, erdig, weich, braun

0.3 m

leicht toniger, siltiger Fein- bis Mittelsand mit wenig Kies, wenig Steine (gerundet), reichlich organische Beimengungen (humose und kohlige Einlagerungen, Torf), locker, beige

0.9 m

Torf, mässig zersetzt, braun

3.0 m

toniger, feinsandiger Silt bzw. siltiger, feinsandiger Ton mit fein- bis mittelsandigen Zwischenlagen, organischen Beimengungen (Pflanzenreste), stellenweise Kies (evtl. Drainage)?, weich, grau-blau

3.8 m

Bemerkungen:

- leichte Wassereintritte feststellbar bei ca. 2.8 m u.T. aus kiesiger Rinne
- Schlitzwände stark nachbrechend nach einigen Minuten
- 22t Raupenbagger mit 1.20 m breiter Planierschaufel
- trocken, mehrtägig trocken, davor lange Nässeperiode

Geologie:

0.0 ÷ 3.8 m Deckschicht / Auffüllung

Ausgehoben am: 10.04.18

Aufgenommen durch: Dr. Natascha Torres

Schichtverzeichnis des Baggerschlitzes BS 2

Terrainhöhe ca. 632.79 m ü.M.

0.0 m

Humus, erdig, weich, braun

0.3 m

leicht siltiger Sand mit wenig organischen Beimengungen
(Kohle, Pflanzenreste), locker, beige

2.3 m

Torf, mässig zersetzt, braun

3.1 m

toniger, feinsandiger Silt mit reichlich organischen Beimengungen
(Pflanzenreste, kohlige Einlagerungen), weich, hellbeige-grau

3.3 m

Bemerkungen:

- mässige Wassereintritte feststellbar bei ca. 2.3 m u.T.
- Schlitzwände stark nachbrechend
- Endtiefe geschätzt, wegen stark einbrechender Schlitzwände

Geologie:

0.0 ÷ 3.3 m Deckschicht / Auffüllung

Ausgehoben am: 10.04.18

Aufgenommen durch: Dr. Natascha Torres

Schichtverzeichnis des Baggerschlitzes BS 3

Terrainhöhe ca. 629.35 m ü.M.

0.0 m

Humus, erdig, weich, braun

0.3 m

siltiger Sand mit wenig Kies, reichlich organische Beimengungen
(Kohle, Pflanzenreste, Holz), tlw. kiesige Rinnen
locker, beige-grau

3.4 m ca.

Bemerkungen:

- mässige Wassereintritte feststellbar bei ca. 3.0 m u.T.
- Schlitzwände stark nachbrechend
- gemäss Grundeigentümer Ferdy Schuler mind. 5 m u.T.
Auffüllung auf dem ganzen Areal
- Schlitzwände eingebrochen bevor Endtiefe bestimmt

Geologie:

0.0 ÷ 3.4 m Deckschicht / Auffüllung

Ausgehoben am: 10.04.18

Aufgenommen durch: Dr. Natascha Torres

Schichtverzeichnis des Baggerschlitzes BS 4

Terrainhöhe ca. 628.71 m ü.M.

0.0 m

Humus, erdig, weich, braun

0.3 m

leicht toniger, siltiger Sand mit wenig Kies, wenig organische Beimengungen (Holz, Kohle), locker, beige nach unten hin bläulich (vernässt)

3.0 m ca.

Bemerkungen:

- keine Wassereintritte feststellbar
- Schlitzwände stark nachbrechend
- Schlitzwände andauernd nachbrechend, Endtiefe geschätzt

Geologie:

0.0 ÷ 3.0 m Deckschicht / Auffüllung

Ausgehoben am: 10.04.18

Aufgenommen durch: Dr. Natascha Torres

Schichtverzeichnis des Baggerschlitzes BS 5

Terrainhöhe ca. 631.84 m ü.M.

0.0 m

Humus, erdig, weich, braun

0.3 m

leicht siltiger Sand mit reichlich Kies, wenig Steine (gerundet), wenig bis reichlich organische Beimengungen (Kohle, Pflanzenreste, Wurzeln), locker, nach unten hin vernässt und gräulich, sonst beige

3.4 m

Bemerkungen:

- keine Wassereintritte feststellbar
- Schlitzwände stark nachbrechend
- ständig nachbrechende Schlitzwände

Geologie:

0.0 ÷ 3.4 m Deckschicht / Auffüllung

Ausgehoben am: 10.04.18

Aufgenommen durch: Dr. Natascha Torres

Schichtverzeichnis des Baggerschlitzes BS 6

Terrainhöhe ca. 634.52 m ü.M.

0.0 m

Humus, erdig, weich, braun

0.1 m

leicht siltiger Mittelsand mit wenig Kies, wenig Steine (gerundet), wenig bis reichlich organische Beimengungen (Holz, Kohle, Pflanzenreste, Wurzeln), vernässt, locker, blau-grau-beige

1.4 m

Bemerkungen:

- keine Wassereintritte feststellbar
- Schlitzwände stark nachbrechend (Zerfliessen der Böschungen)
- kein weiterer Aushub möglich

Geologie:

0.0 ÷ 1.4 m Deckschicht / Auffüllung

Ausgehoben am: 10.04.18

Aufgenommen durch: Dr. Natascha Torres

Schichtverzeichnis des Baggerschlitzes BS 7

Terrainhöhe ca. 634.25 m ü.M.

0.0 m

Humus, erdig, weich, braun

0.3 m

leicht siltiger Sand mit wenig Kies, organischen Beimengungen (Kohle, Pflanzenreste), locker, beige-grau-blau

3.0 m

Wechselagerung aus leicht siltigen fein- bis mittelsandigen Lagen, organische Beimengungen (torfige Zwischenlagen), locker, blau-grau, leicht vernässt

3.3 m

Bemerkungen:

- keine Wassereintritte feststellbar
- Schlitzwände stark nachbrechend nach einigen Minuten
- Standdauer der Schlitzwände allgemein abhängig vom Wassergehalt; bei viel Wasser bzw. bei Wassersättigung verhält sich die Böschung breiartig

Geologie:

0.0 ÷ 3.3 m Deckschicht / Auffüllung

Ausgehoben am: 10.04.18

Aufgenommen durch: Dr. Natascha Torres

Schichtverzeichnis des Baggerschlitzes BS 8

Terrainhöhe ca. 630.26 m ü.M.

0.0 m

Humus, erdig, weich, braun

0.4 m

leicht siltiger Mittelsand mit wenig Kies, wenig Steine (gerundet), organische Beimengungen (Kohle, Holz, Pflanzenreste), locker, beige-blau

3.7 m

Bemerkungen:

- keine Wassereintritte feststellbar
- Schlitzwände stark nachbrechend nach einigen Minuten

Geologie:

0.0 ÷ 3.7 m Deckschicht / Auffüllung

Ausgehoben am: 10.04.18

Aufgenommen durch: Dr. Natascha Torres

Schichtverzeichnis des Baggerschlitzes BS 9

Terrainhöhe ca. 614.69 m ü.M.

0.0 m

Humus, erdig, weich, braun-schwarz

0.1 m

Torf, vollständig bis mässig zersetzt, schwarz

2.5 m

toniger, siltiger Fein- bis Mittelsand mit wenig organischen Beimengungen (Pflanzenreste, Holz), mitteldicht, blau-weisslich

3.8 m

stark sandiger Kies mit reichlich Steinen (gerundet), locker bis mitteldicht, grau

4.2 m

- Bemerkungen:**
- starke Wassereintritte feststellbar bei ca. 3.8 m u.T.
 - Schlitzwände standfest
 - Boden vibriert sehr stark beim Baggerbetrieb

Geologie:	0.0 ÷ 0.1 m	Deckschicht
	0.1 ÷ 3.8 m	Verlandungssedimente / Schwemmlagerungen
	3.8 ÷ 4.2 m	Schotter

Ausgehoben am: 29.11.16

Aufgenommen durch: Dr. Natascha Torres

Schichtverzeichnis des Baggerschlitzes BS 10

Terrainhöhe ca. 629.14 m ü.M.

0.0 m

Humus, erdig, weich, braun

0.2 m

leicht siltiger Sand, wenig Kies, wenig Steine (gerundet), wenig bis reichlich organische Beimengungen (Kohle, Pflanzenreste, Wurzeln), locker, beige-schwarz-rötlich

3.0 m

leicht siltiger Fein bis Mittelsand – Wechsellagen, organische Beimengungen (torfige Lagen, Holz, Kohle), locker, blau-grau

3.5 m

Bemerkungen:

- keine Wassereintritte feststellbar
- Schlitzwände stark nachbrechend nach wenigen Minuten

Geologie:

0.0 ÷ 3.5 m Deckschicht / Auffüllung

Ausgehoben am: 10.04.18

Aufgenommen durch: Dr. Natascha Torres

Schichtverzeichnis des Baggerschlitzes BS 11

Terrainhöhe ca. 635.21 m ü.M.

0.0 m

Humus, erdig, weich, braun

0.3 m

siltiger Sand mit wenig Kies, wenig Steine (gerundet), organische Beimengungen (Holz, Torf, Kohle), locker, braun-grau

3.0 m

Bemerkungen:

- leichte bis mässige Wassereintritte feststellbar bei ca. 1.0 m u.T.
- Schlitzwände stark nachbrechend (Zerfliessen der Böschungen)
- Endtiefe geschätzt aufgrund stark nachbrechender Schlitzwände

Geologie: 0.0 ÷ 3.0 m Deckschicht / Auffüllung

Ausgehoben am: 10.04.18

Aufgenommen durch: Dr. Natascha Torres

Schichtverzeichnis des Baggerschlitzes BS 12

Terrainhöhe ca. 658.42 m ü.M.

0.0 m

Humus, erdig, weich, braun

0.3 m

leicht siltiger Fein- bis Mittelsand mit wenig Kies, wenig Steine (gerundet), organische Beimengungen (humose Einlagerungen), locker, beige

1.3 m

leicht siltiger Sand mit viel Kies, viele Steine (gerundet) mit dazwischen liegenden siltigen Feinsandlagen, mitteldicht, beige

4.3 m

Bemerkungen:

- keine Wassereintritte feststellbar
- Schlitzwände standfest

Geologie:

0.0 ÷ 1.3 m	Deckschicht
1.3 ÷ 4.3 m	Schotter

Ausgehoben am: 10.04.18

Aufgenommen durch: Dr. Natascha Torres

Schichtverzeichnis des Baggerschlitzes BS 13

Terrainhöhe ca. 656.64 m ü.M.

0.0 m

Humus, erdig, weich, braun

0.2 m

leicht siltiger Sand mit reichlich Kies, reichlich Steine, wenig
Blöcke ($\varnothing_{\max.} \cong 30$ cm, gerundet), organische Beimengungen
(Wurzeln), locker, beige-braun

1.2 m

Bemerkungen:

- keine Wassereintritte feststellbar
- Schlitzwände standfest
- Abbruch wegen Einsturzgefahr des Schachts → vermutlich alter Entwässerungsschacht des Kohlewerks > 8 m u.T.

Geologie:

0.0 ÷ 1.2 m Deckschicht / Auffüllung

Ausgehoben am: 10.04.18

Aufgenommen durch: Dr. Natascha Torres

Fotodokumentation zu den Baggerschlitzten BS 1 bis BS 13



Übersicht Bauareal

Fotodokumentation zu den Baggerschlitzten BS 1 bis BS 13



BS 1



BS 2

Fotodokumentation zu den Baggerschlitzten BS 1 bis BS 13



BS 3



BS 4

Fotodokumentation zu den Baggerschlitzten BS 1 bis BS 13



BS 5



BS 6

Fotodokumentation zu den Baggerschlitzten BS 1 bis BS 13



BS 7



BS 8

Fotodokumentation zu den Baggerschlitzten BS 1 bis BS 13



BS 9



BS 10

Fotodokumentation zu den Baggerschlitzten BS 1 bis BS 13



BS 11



BS 12

Fotodokumentation zu den Baggerschlitzten BS 1 bis BS 13

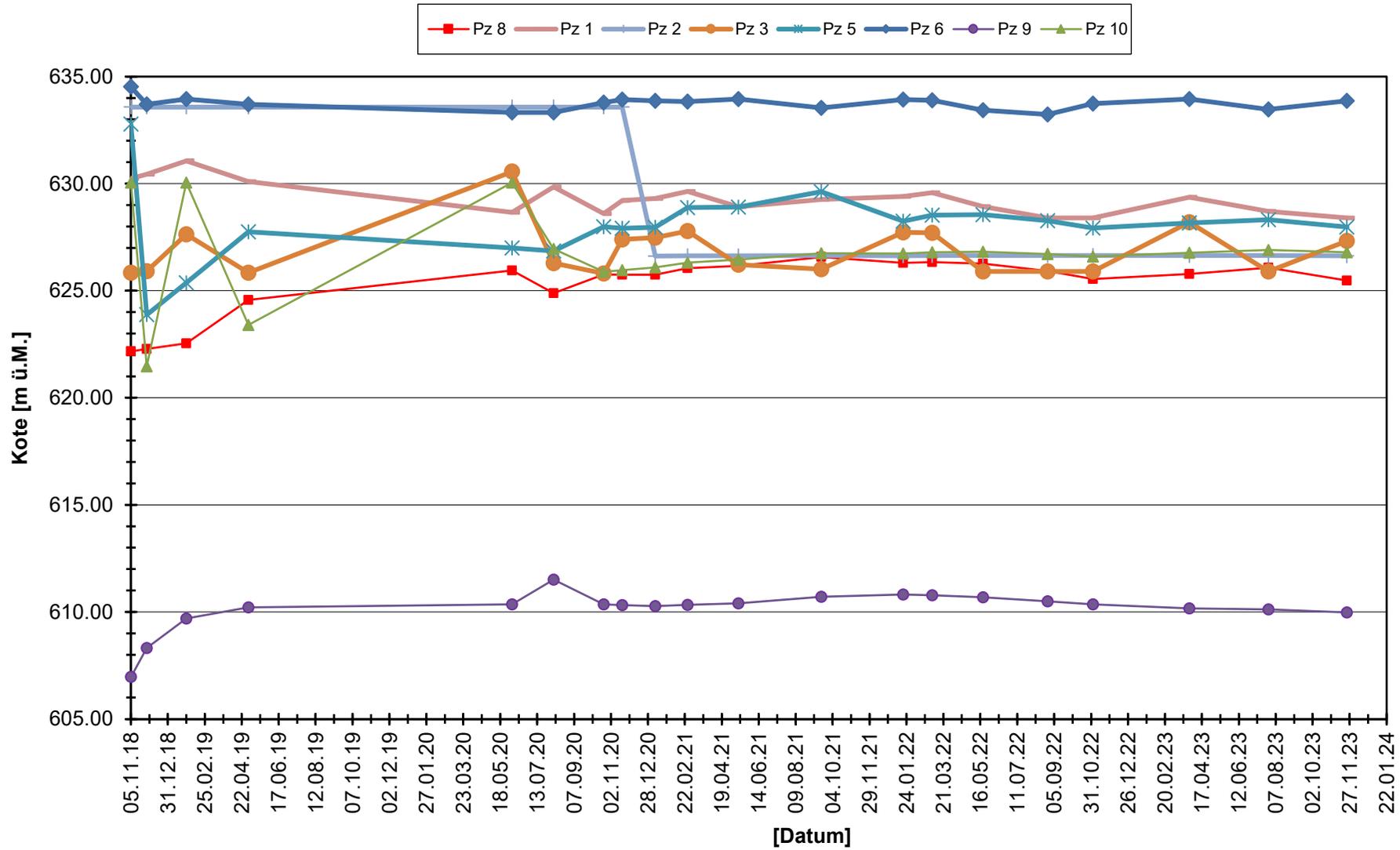


BS 13



Alter Pumpschacht bei BS 13

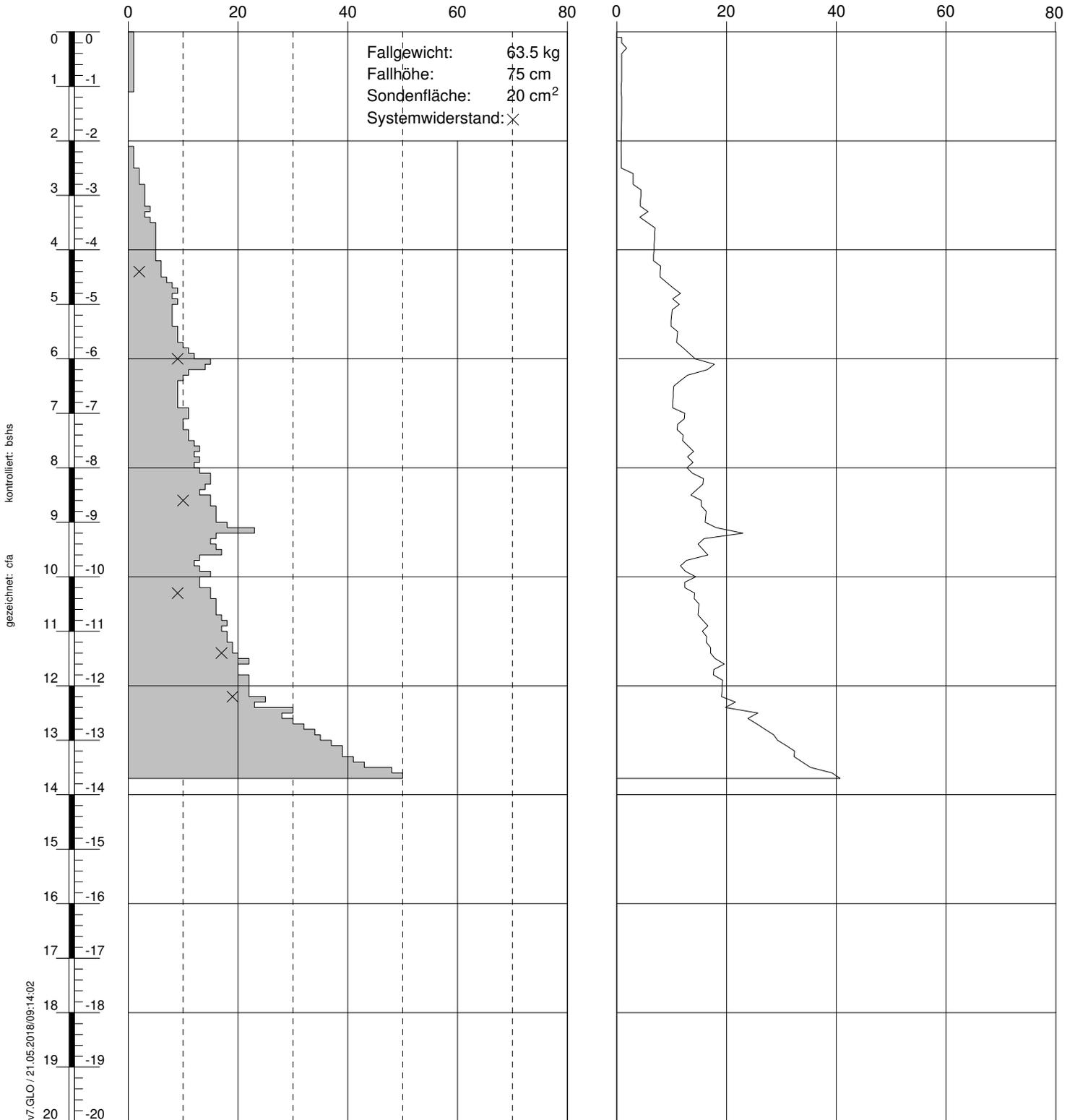
Grundwasserganglinien



Beilage 5: Protokolle der Rammsondierungen DPSH 1 bis DPSH 13

Schlagzahl pro 10 cm Eindringung [-]

dynamischer Spitzenwiderstand q_d [MN/m²]



kontrolliert: bshs

gezeichnet: cfa

GeODin-System / DPSH Messdaten v7.GLO / 21.05.2018/09:14:02

Ausführungsdatum:
Ansatzpunkt: 0.00 m ü.M.

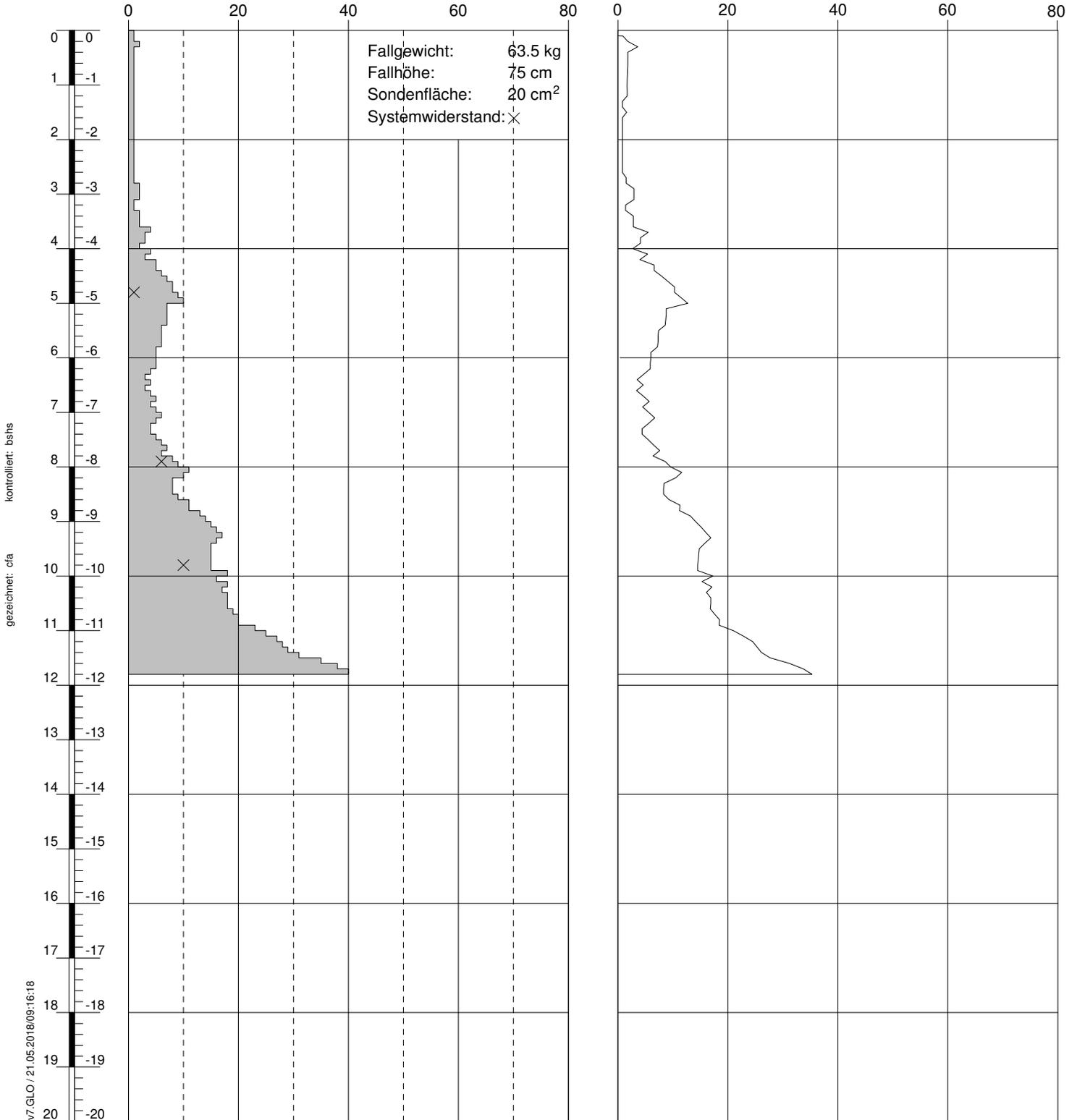
Koordinaten: 0 m O
0 m N

Sondierung: DPSH 1

RAMMPROTOKOLL
Rammsondierung gemäss EN 22476-2:2005
 Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 Ufhusen

Schlagzahl pro 10 cm Eindringung [-]

dynamischer Spitzenwiderstand q_d [MN/m²]



Ausführungsdatum:
Ansatzpunkt: 0.00 m ü.M.

Koordinaten: 0 m O
0 m N

Sondierung: DPSH 2

RAMMPROTOKOLL

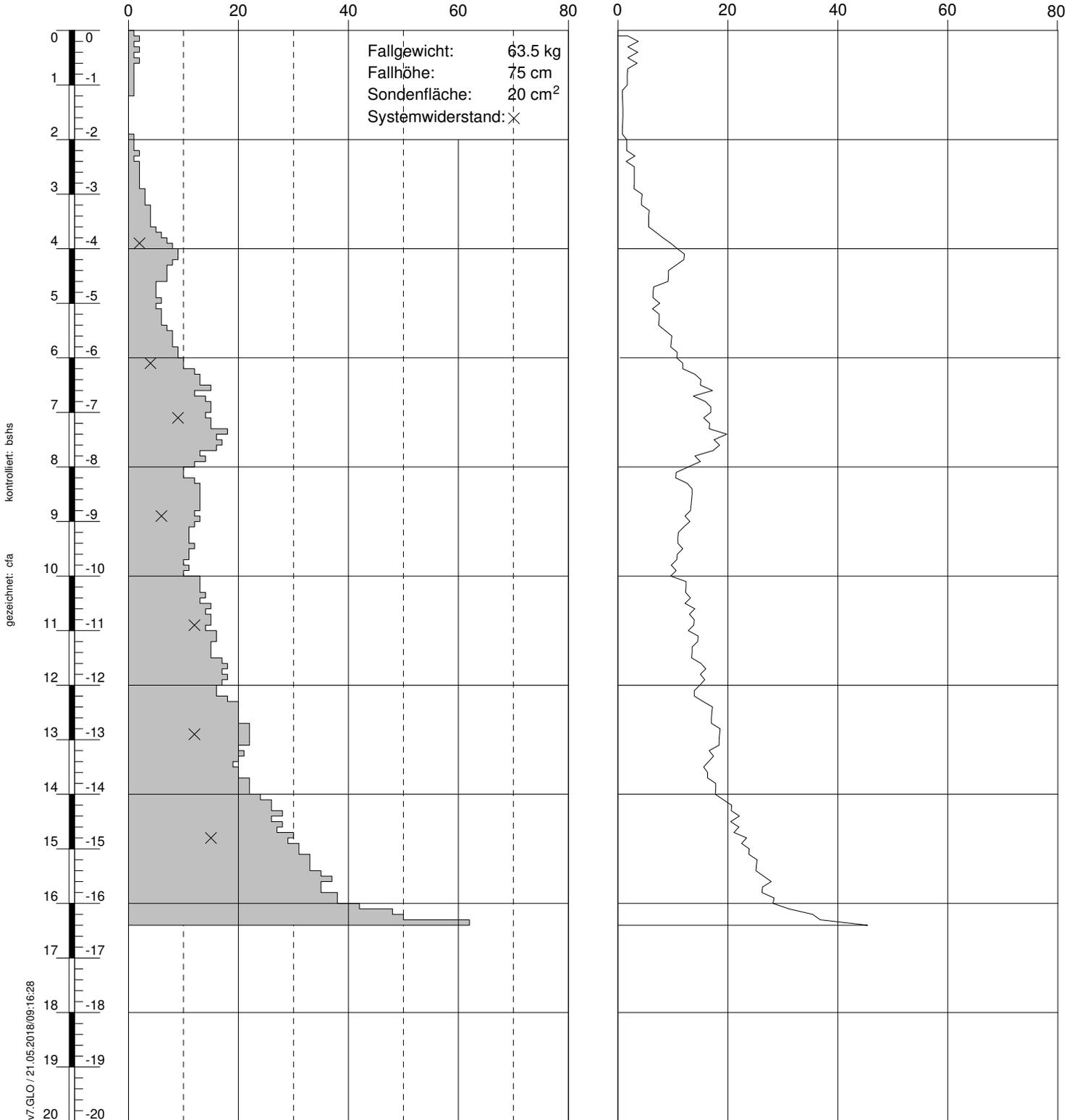
Rammsondierung gemäss EN 22476-2:2005

Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 Ufhusen

GeoDin-System / DPSH Messdaten v7.GLO / 21.05.2018/09:16:18

Schlagzahl pro 10 cm Eindringung [-]

dynamischer Spitzenwiderstand q_d [MN/m²]



Ausführungsdatum:
Ansatzpunkt: 0.00 m ü.M.

Koordinaten: 0 m O
0 m N

Sondierung: DPSH 3

RAMMPROTOKOLL

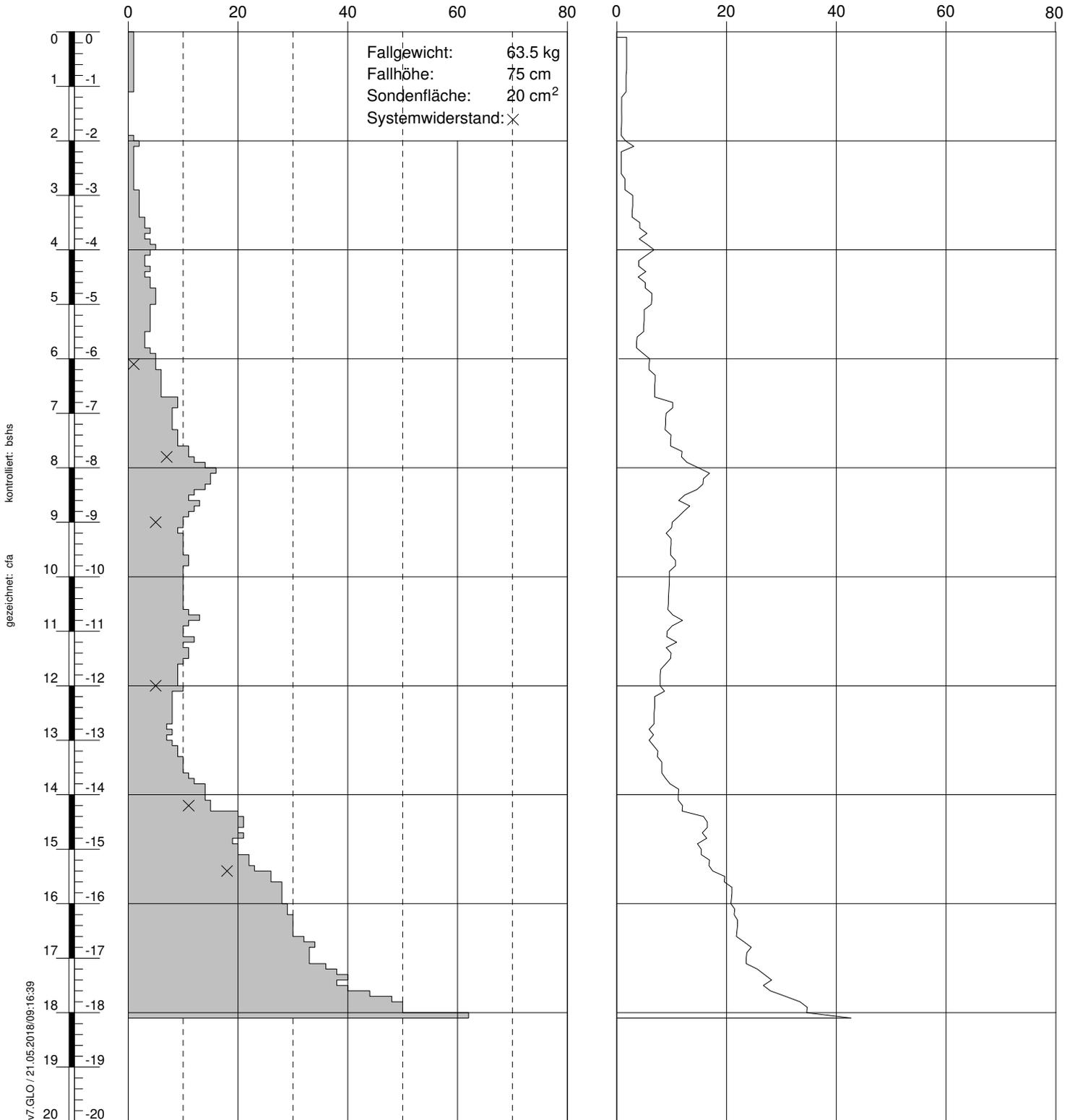
Rammsondierung gemäss EN 22476-2:2005

Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 Ufhusen

GeoDin-System / DPSH Messdaten v7.GLO / 21.05.2018/09:16:28

Schlagzahl pro 10 cm Eindringung [-]

dynamischer Spitzenwiderstand q_d [MN/m²]



Ausführungsdatum:
Ansatzpunkt: 0.00 m ü.M.

Koordinaten: 0 m O
0 m N

Sondierung: DPSH 4

RAMMPROTOKOLL

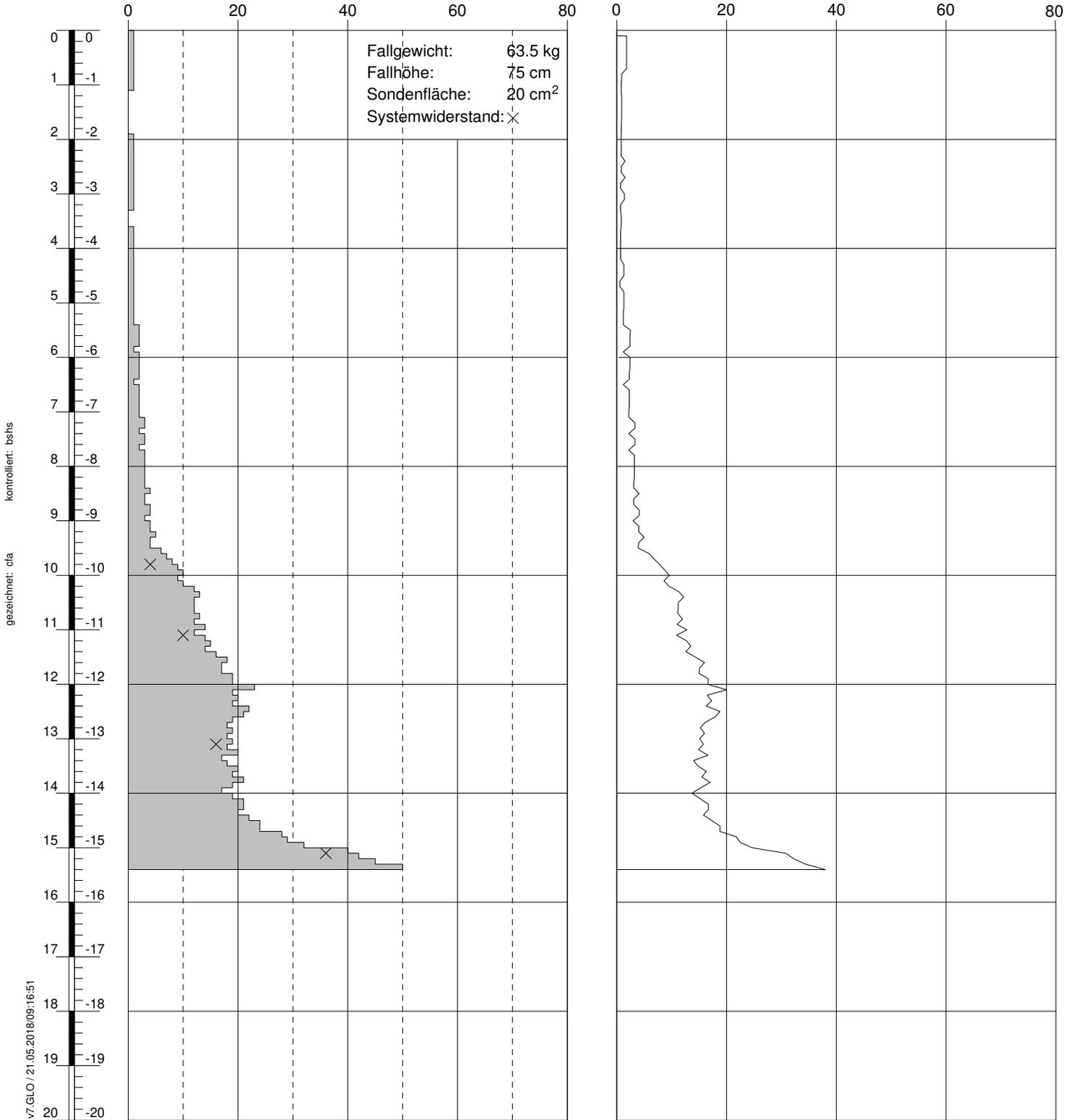
Rammsondierung gemäss EN 22476-2:2005

Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 Ufhusen

GeoDin-System / DPSH Messdaten v7.GLO / 21.05.2018/09:16:39

Schlagzahl pro 10 cm Eindringung [-]

dynamischer Spitzenwiderstand q_d [MN/m²]



Ausführungsdatum:

Koordinaten:

0 m O

Sondierung: DPSH 5

Ansatzpunkt: 0.00 m ü.M.

0 m N

RAMMPROTOKOLL

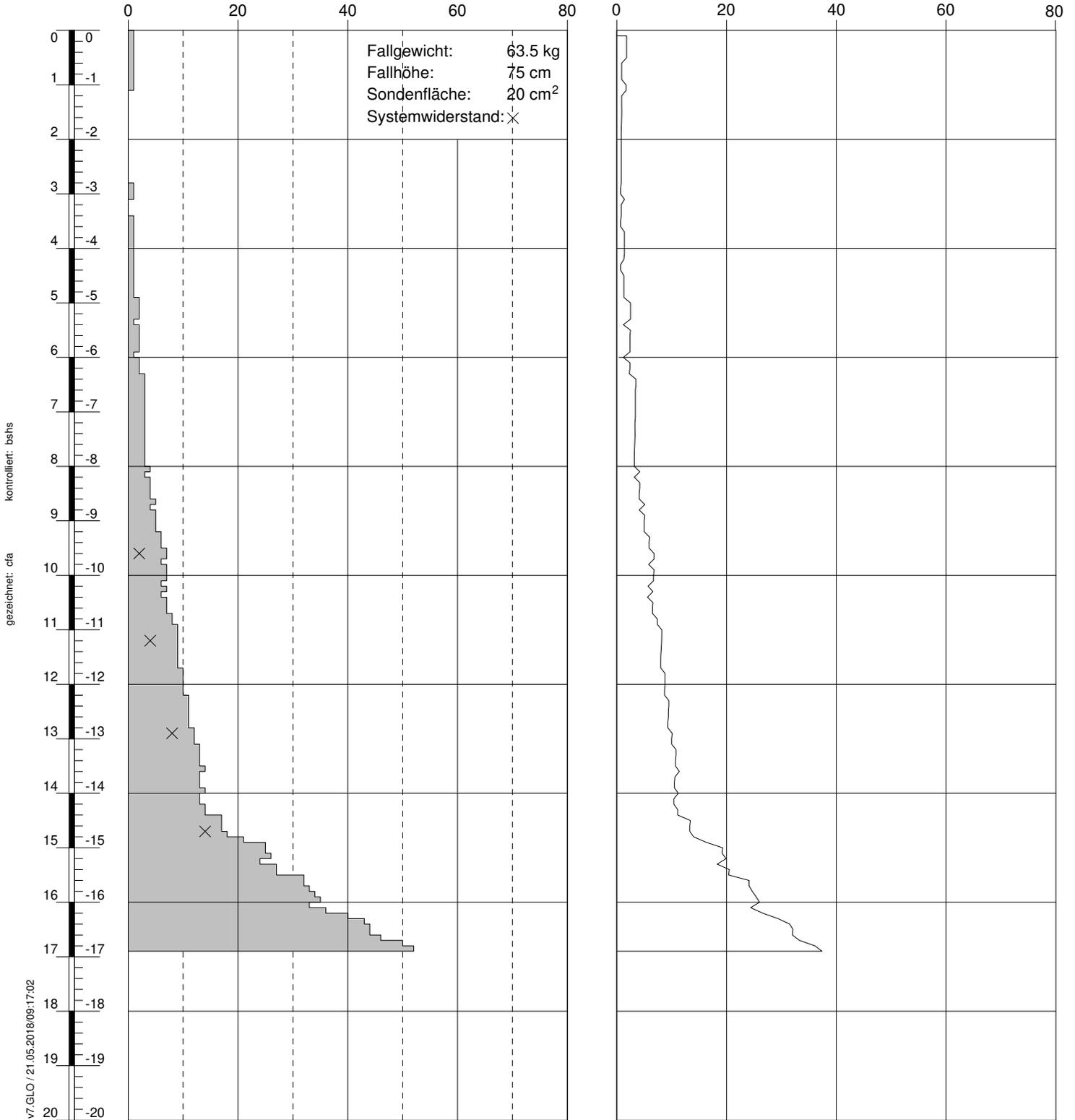
Rammsondierung gemäss EN 22476-2:2005

Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 Ufhusen

GeoDin-System / DPSH Messdaten v7.GLO / 21.05.2018/09:16:51

Schlagzahl pro 10 cm Eindringung [-]

dynamischer Spitzenwiderstand q_d [MN/m²]



Ausführungsdatum:
Ansatzpunkt: 0.00 m ü.M.

Koordinaten: 0 m O
0 m N

Sondierung: DPSH 6

RAMMPROTOKOLL

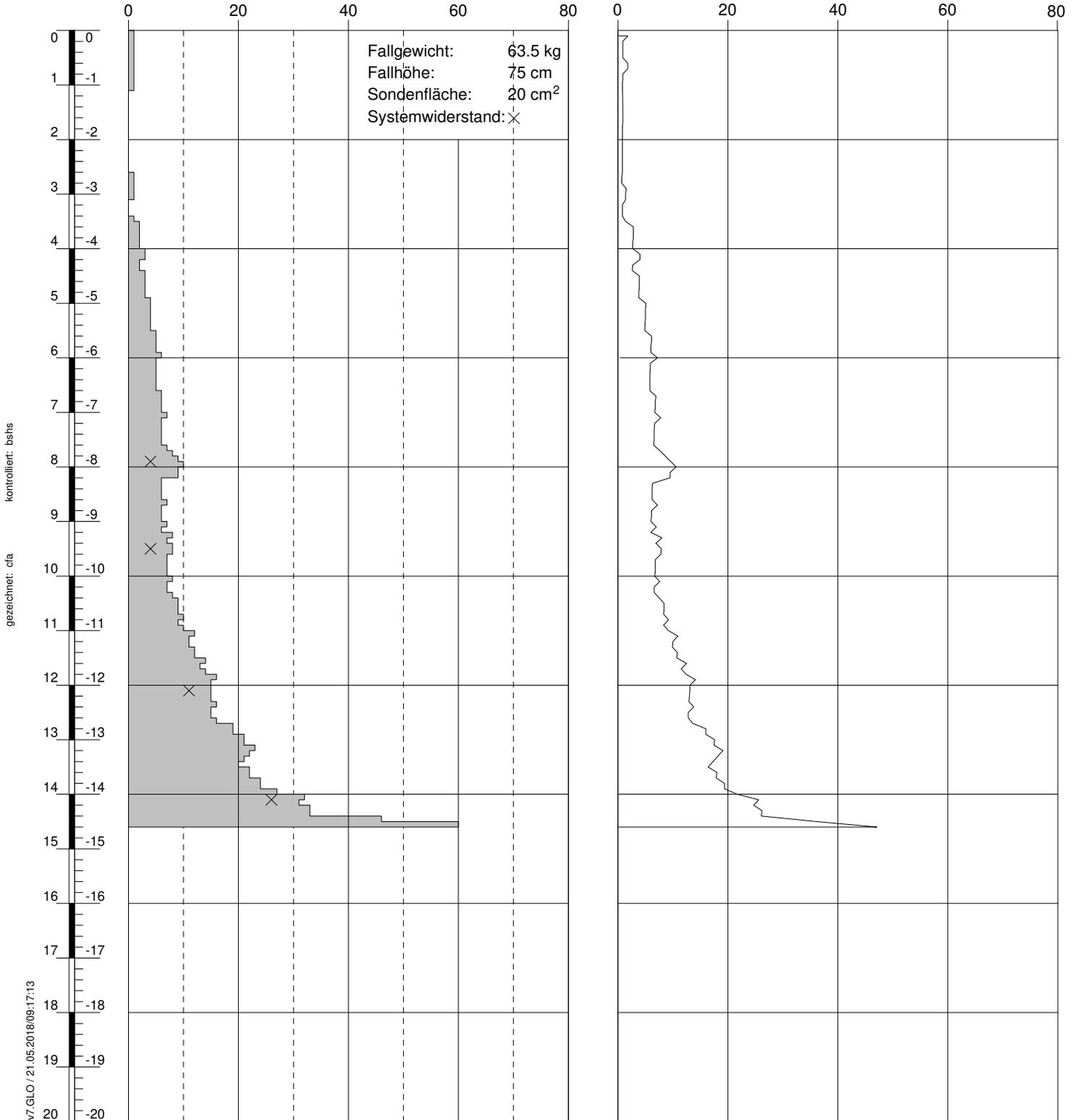
Rammsondierung gemäss EN 22476-2:2005

Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 Ufhusen

GeoDin-System / DPSH Messdaten v7.GLO / 21.05.2018/09:17:02

Schlagzahl pro 10 cm Eindringung [-]

dynamischer Spitzenwiderstand q_d [MN/m²]



kontrolliert: bs/hs

gezeichnet: cfa

GeODin-System / DPSH Messdaten v7.GLO / 21.05.2018/09:17:13

Ausführungsdatum:
Ansatzpunkt: 0.00 m ü.M.

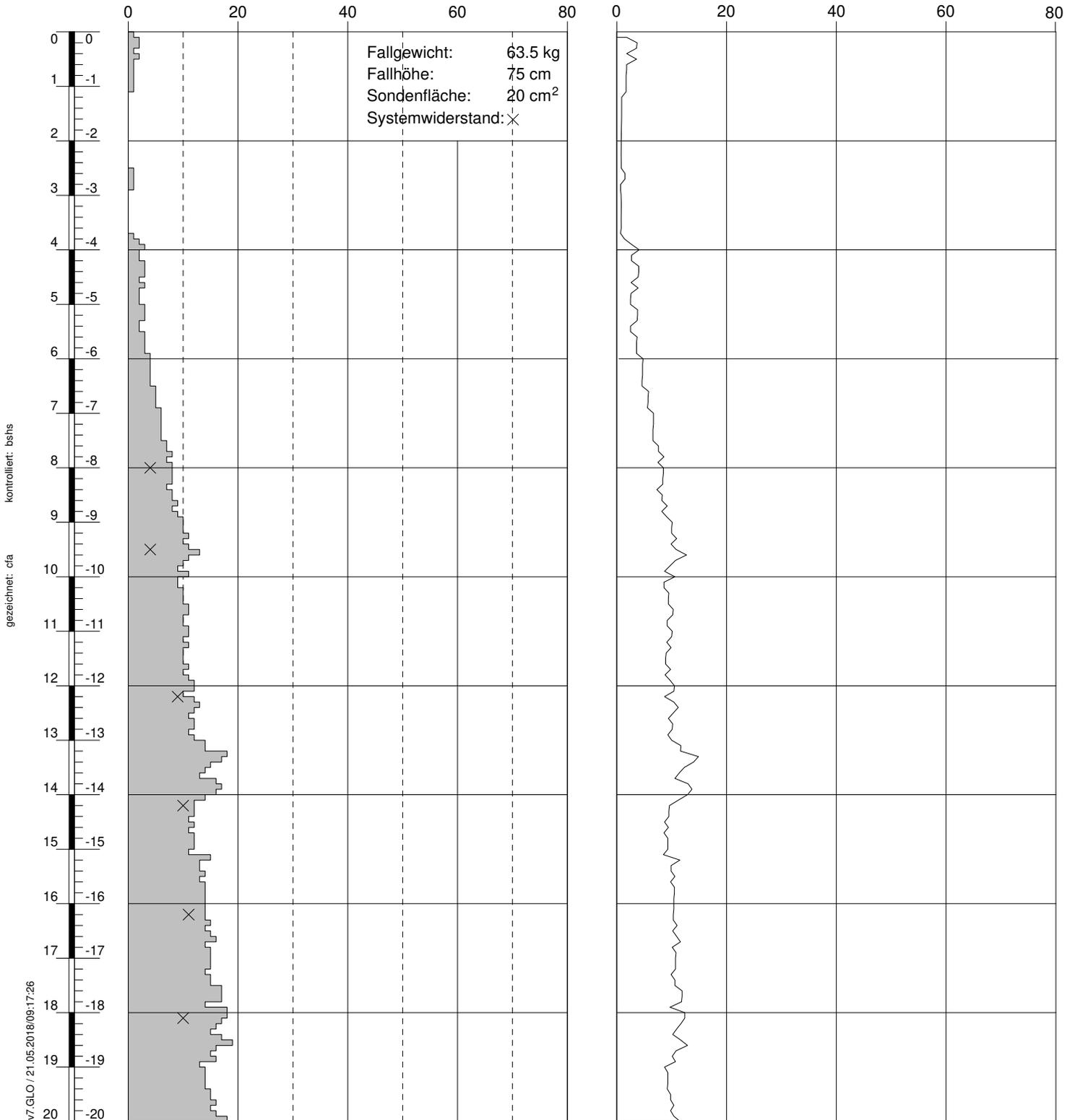
Koordinaten: 0 m O
0 m N

Sondierung: DPSH 7

RAMMPROTOKOLL
Rammsondierung gemäss EN 22476-2:2005
 Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 Ufhusen

Schlagzahl pro 10 cm Eindringung [-]

dynamischer Spitzenwiderstand q_d [MN/m²]



kontrolliert: bshs

gezeichnet: cfa

GeODin-System / DPSH Messdaten v7.GLO / 21.05.2018/09:17:26

Ausführungsdatum:
Ansatzpunkt: 0.00 m ü.M.

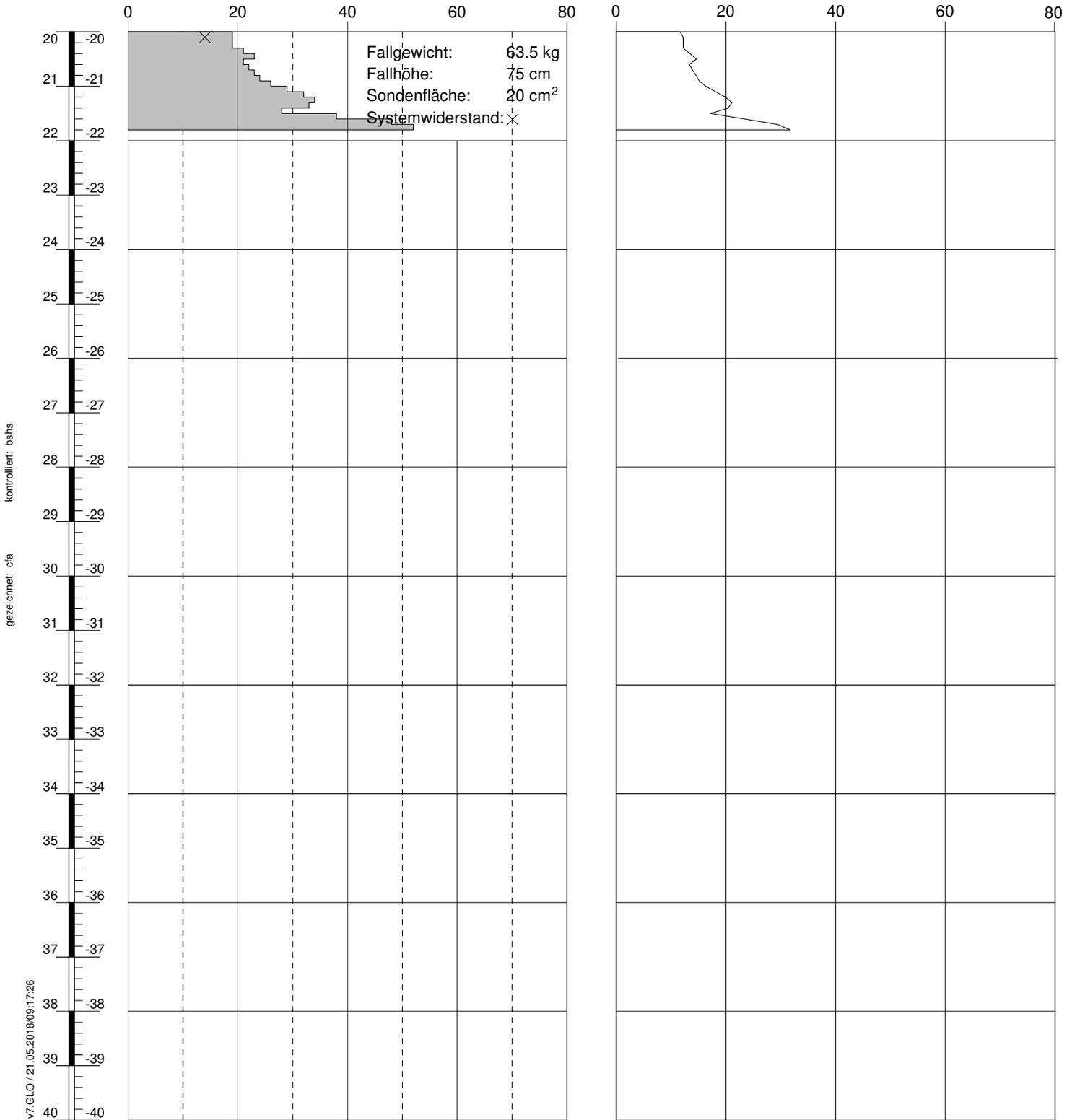
Koordinaten: 0 m O
0 m N

Sondierung: DPSH 8

RAMMPROTOKOLL
Rammsondierung gemäss EN 22476-2:2005
 Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 Ufhusen

Schlagzahl pro 10 cm Eindringung [-]

dynamischer Spitzenwiderstand q_d [MN/m²]



kontrolliert: bsh/s

gezeichnet: cfa

GeODin-System / DPSH Messdaten v7.GLO / 21.05.2018/09:17:26

Ausführungsdatum:

Koordinaten:

0 m O

Sondierung: DPSH 8

Ansatzpunkt: 0.00 m ü.M.

0 m N

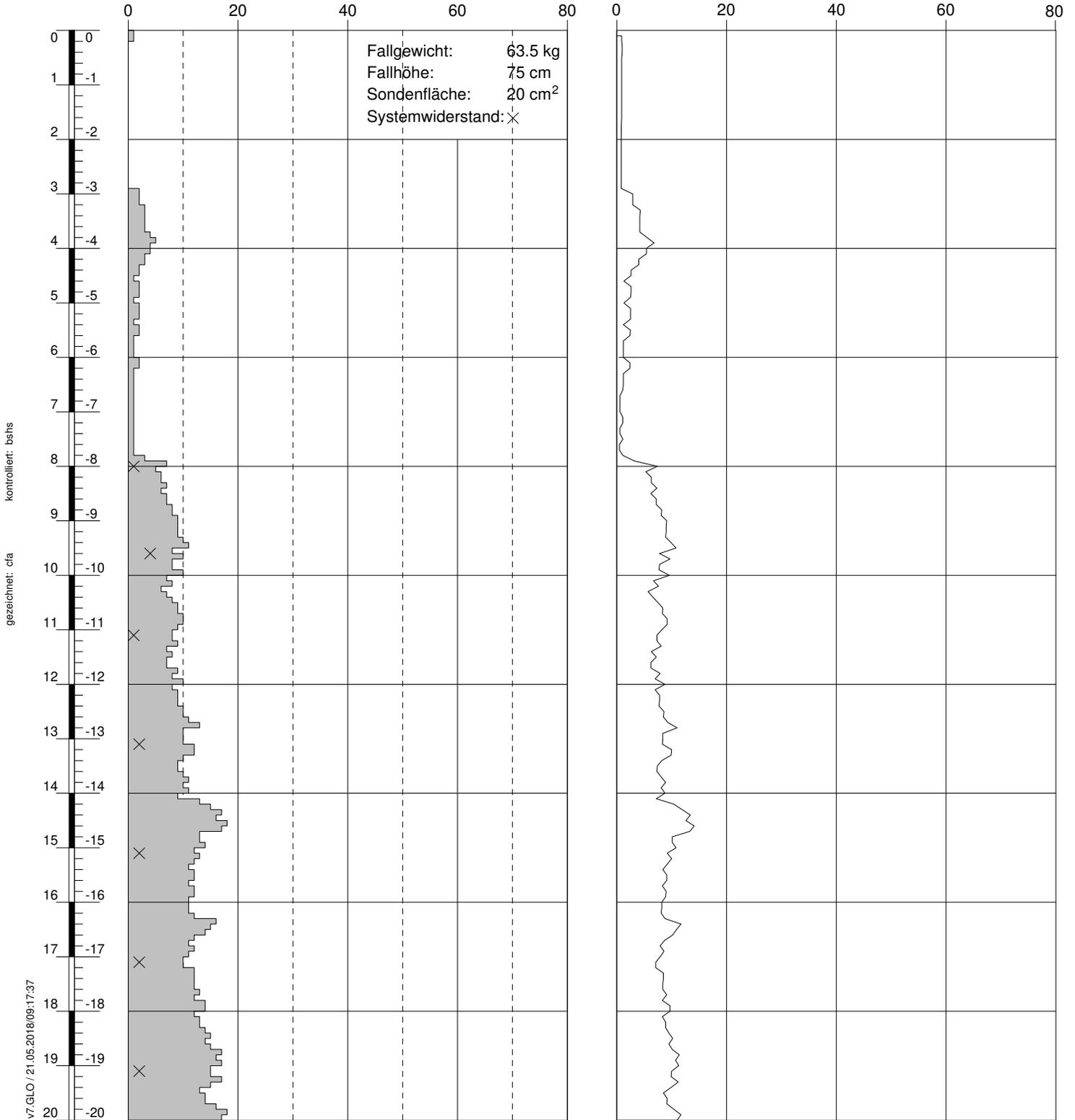
RAMMPROTOKOLL

Rammsondierung gemäss EN 22476-2:2005

Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 Ufhusen

Schlagzahl pro 10 cm Eindringung [-]

dynamischer Spitzenwiderstand q_d [MN/m²]



kontrolliert: bsh/s

gezeichnet: cfa

GeODin-System / DPSH Messdaten v7.GLO / 21.05.2018/09:17:37

Ausführungsdatum:
Ansatzpunkt: 0.00 m ü.M.

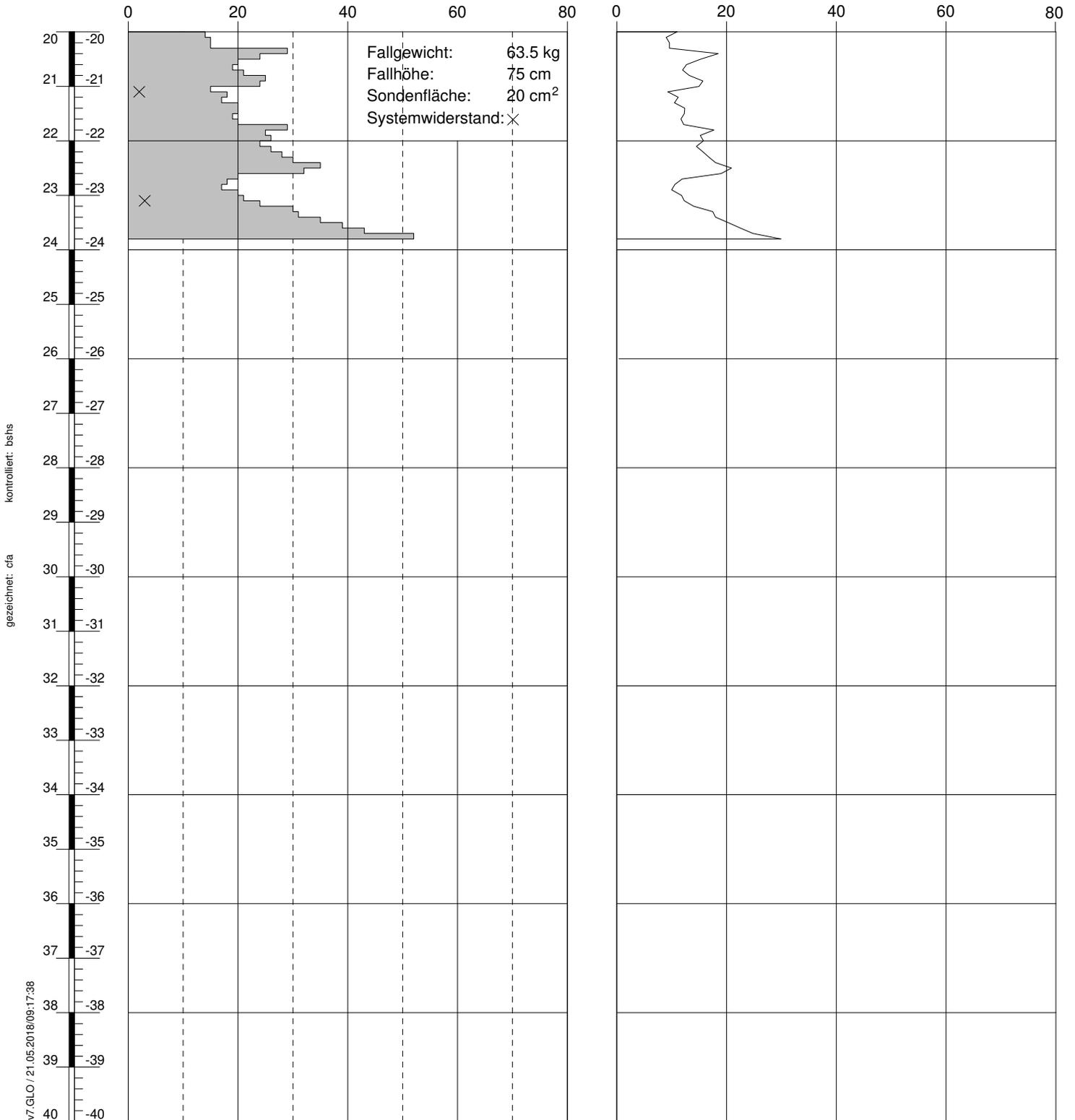
Koordinaten: 0 m O
0 m N

Sondierung: DPSH 9

RAMMPROTOKOLL
Rammsondierung gemäss EN 22476-2:2005
 Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 Ufhusen

Schlagzahl pro 10 cm Eindringung [-]

dynamischer Spitzenwiderstand q_d [MN/m²]



kontrolliert: bshs

gezeichnet: cfa

GeODin-System / DPSH Messdaten v7.GLO / 21.05.2018/09:17:38

Ausführungsdatum:
Ansatzpunkt: 0.00 m ü.M.

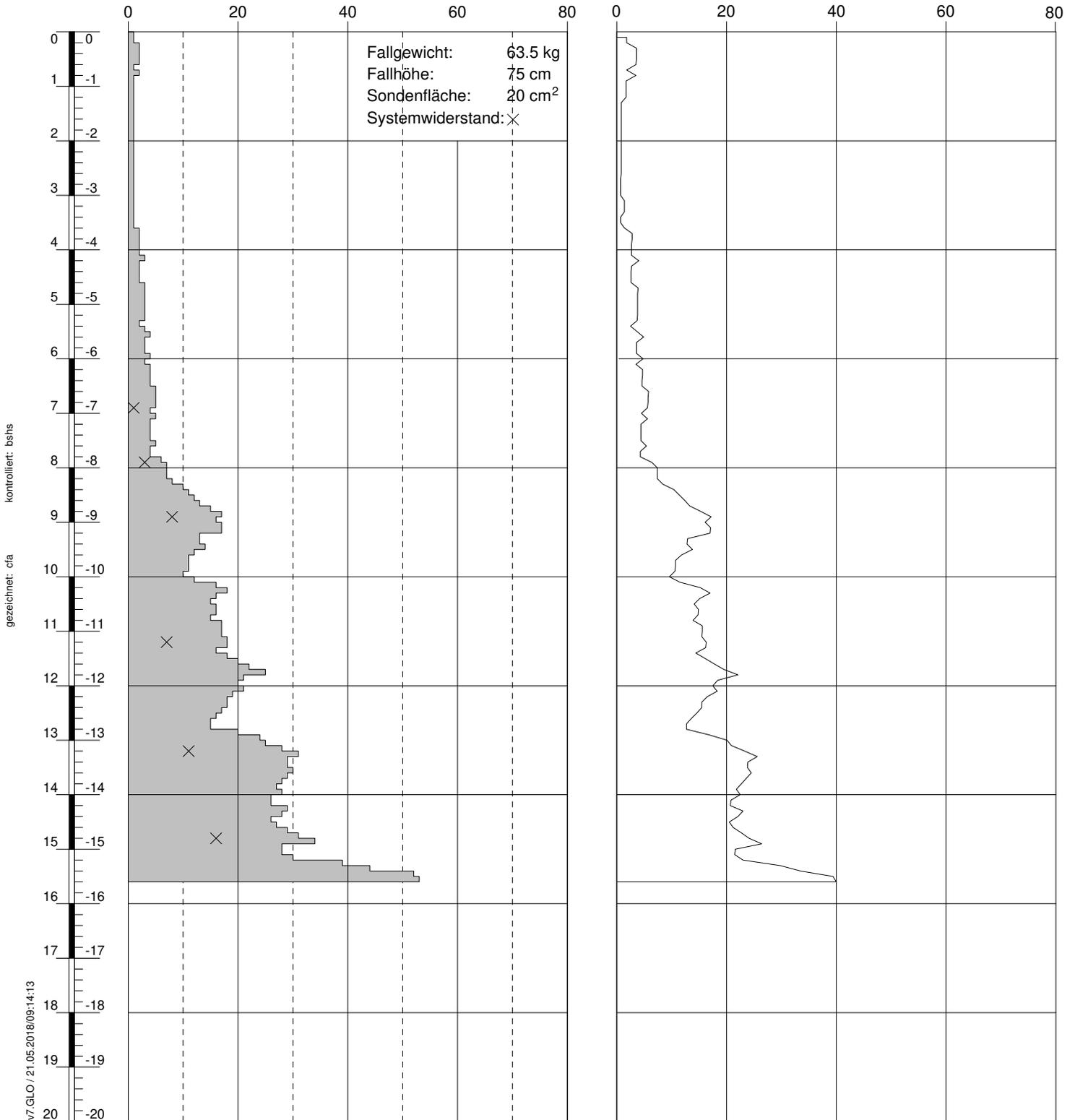
Koordinaten: 0 m O
0 m N

Sondierung: DPSH 9

RAMMPROTOKOLL
Rammsondierung gemäss EN 22476-2:2005
 Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 Ufhusen

Schlagzahl pro 10 cm Eindringung [-]

dynamischer Spitzenwiderstand q_d [MN/m²]



Ausführungsdatum:

Koordinaten:

0 m O

Sondierung: DPSH 10

Ansatzpunkt: 0.00 m ü.M.

0 m N

RAMMPROTOKOLL

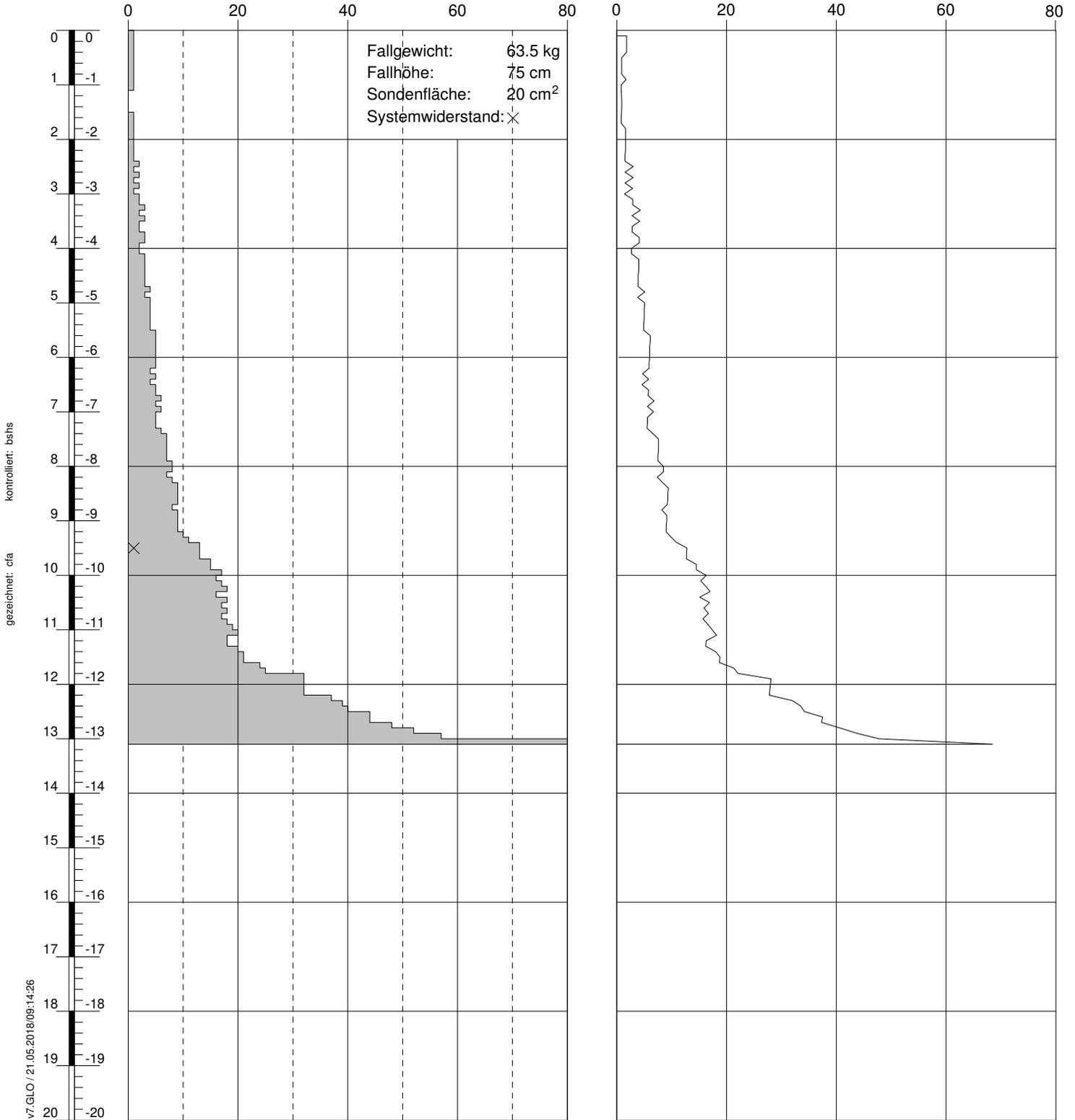
Rammsondierung gemäss EN 22476-2:2005

Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 Ufhusen

GeoDin-System / DPSH Messdaten v7.GLO / 21.05.2018/09:14:13

Schlagzahl pro 10 cm Eindringung [-]

dynamischer Spitzenwiderstand q_d [MN/m²]



kontrolliert: bsh/s

gezeichnet: cfa

GeoDin-System / DPSH Messdaten v7.GLO / 21.05.2018/09:14:26

Ausführungsdatum:

Koordinaten:

0 m O

Sondierung: DPSH 11

Ansatzpunkt: 0.00 m ü.M.

0 m N

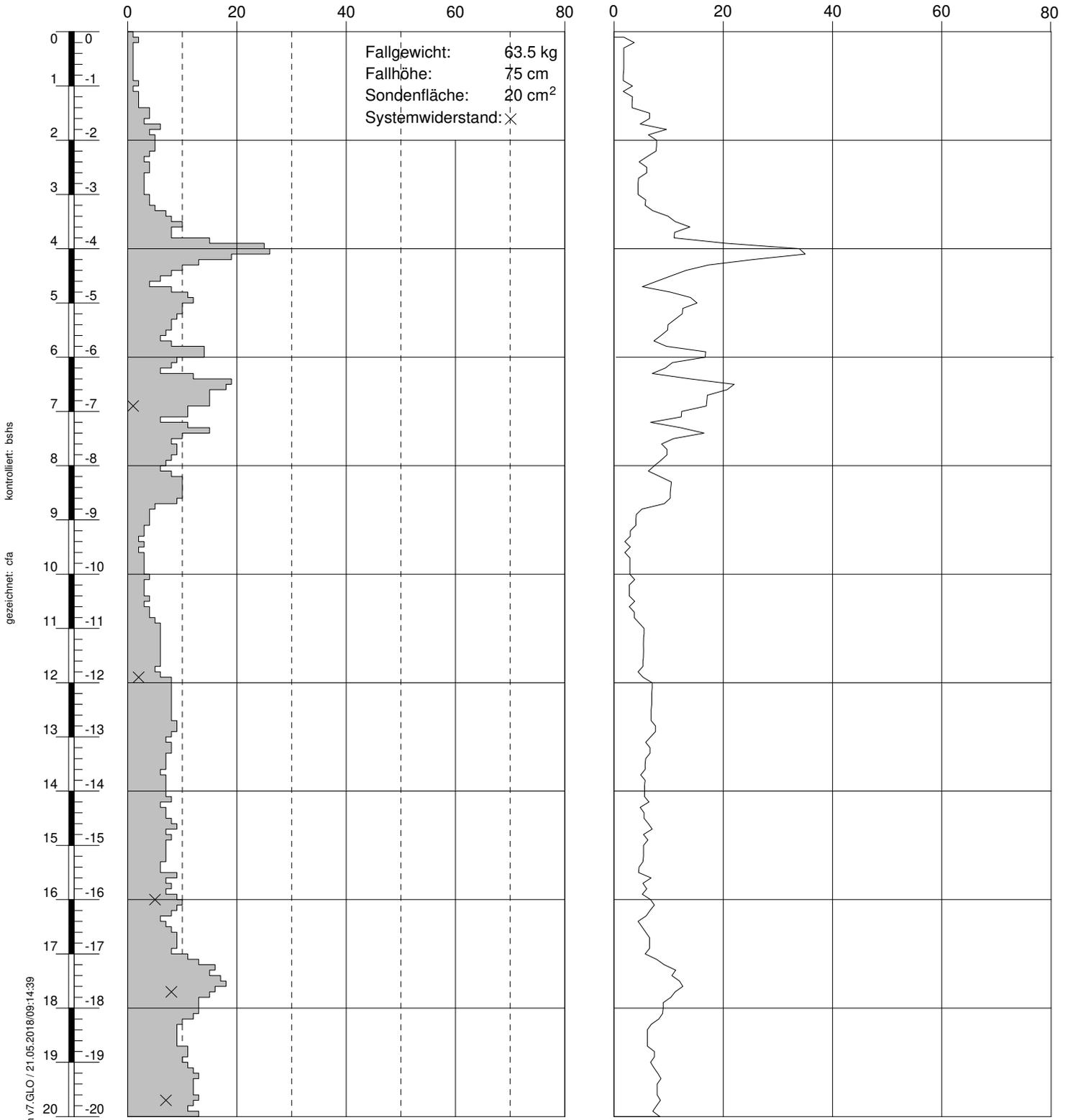
RAMMPROTOKOLL

Rammsondierung gemäss EN 22476-2:2005

Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 Ufhusen

Schlagzahl pro 10 cm Eindringung [-]

dynamischer Spitzenwiderstand q_d [MN/m²]



kontrolliert: bs/hs

gezeichnet: cfa

GeODin-System / DPSH Messdaten v7.GLO / 21.05.2018/09:14:39

Ausführungsdatum:
Ansatzpunkt: 0.00 m ü.M.

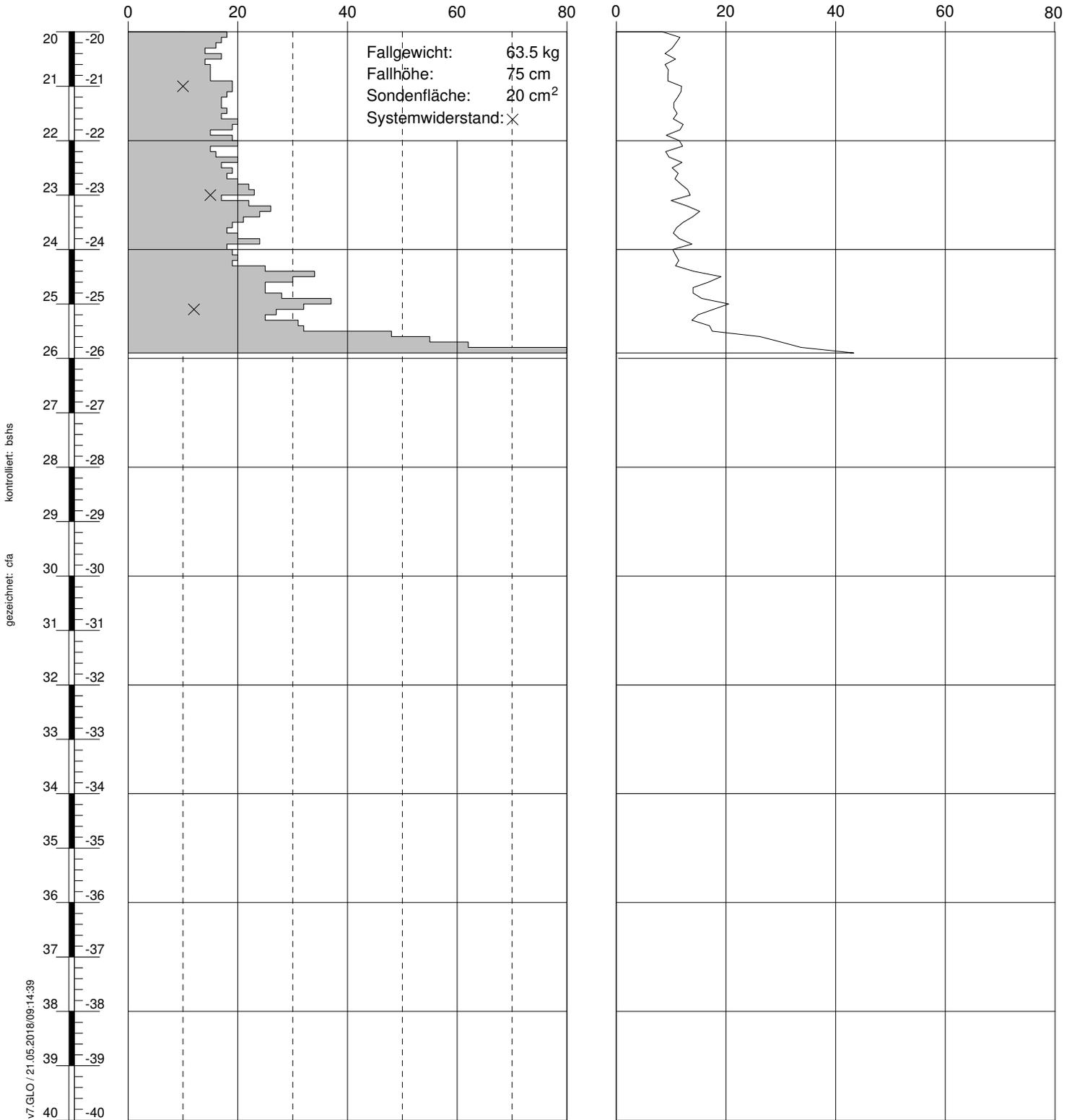
Koordinaten: 0 m O
0 m N

Sondierung: DPSH 12

RAMMPROTOKOLL
Rammsondierung gemäss EN 22476-2:2005
 Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 Ufhusen

Schlagzahl pro 10 cm Eindringung [-]

dynamischer Spitzenwiderstand q_d [MN/m²]



Ausführungsdatum:
Ansatzpunkt: 0.00 m ü.M.

Koordinaten: 0 m O
0 m N

Sondierung: DPSH 12

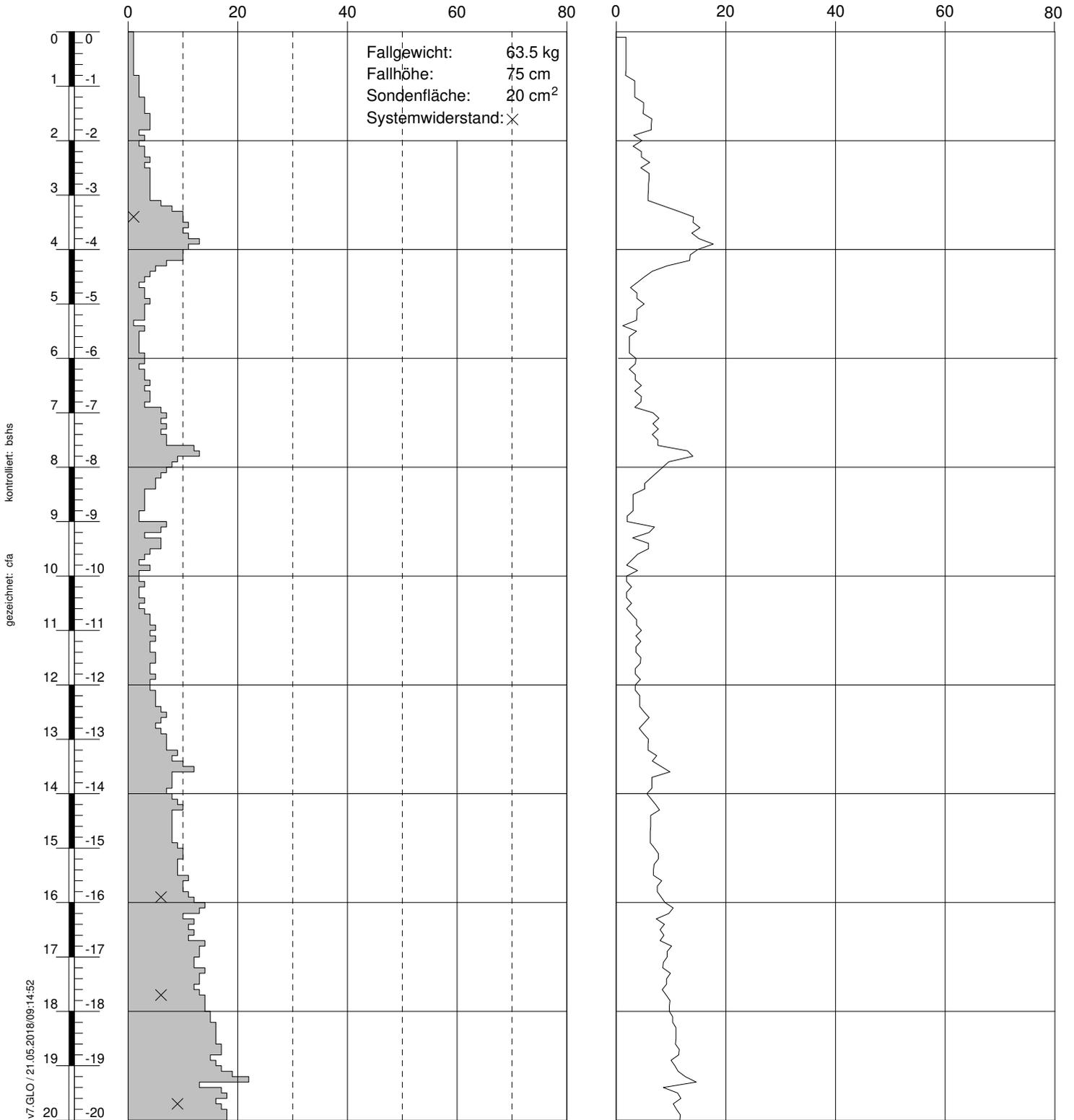
RAMMPROTOKOLL

Rammsondierung gemäss EN 22476-2:2005

Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 Ufhusen

Schlagzahl pro 10 cm Eindringung [-]

dynamischer Spitzenwiderstand q_d [MN/m²]



kontrolliert: bs/hs

gezeichnet: cfa

GeODin-System / DPSH Messdaten v7.GLO / 21.05.2018/09:14:52

Ausführungsdatum:
Ansatzpunkt: 0.00 m ü.M.

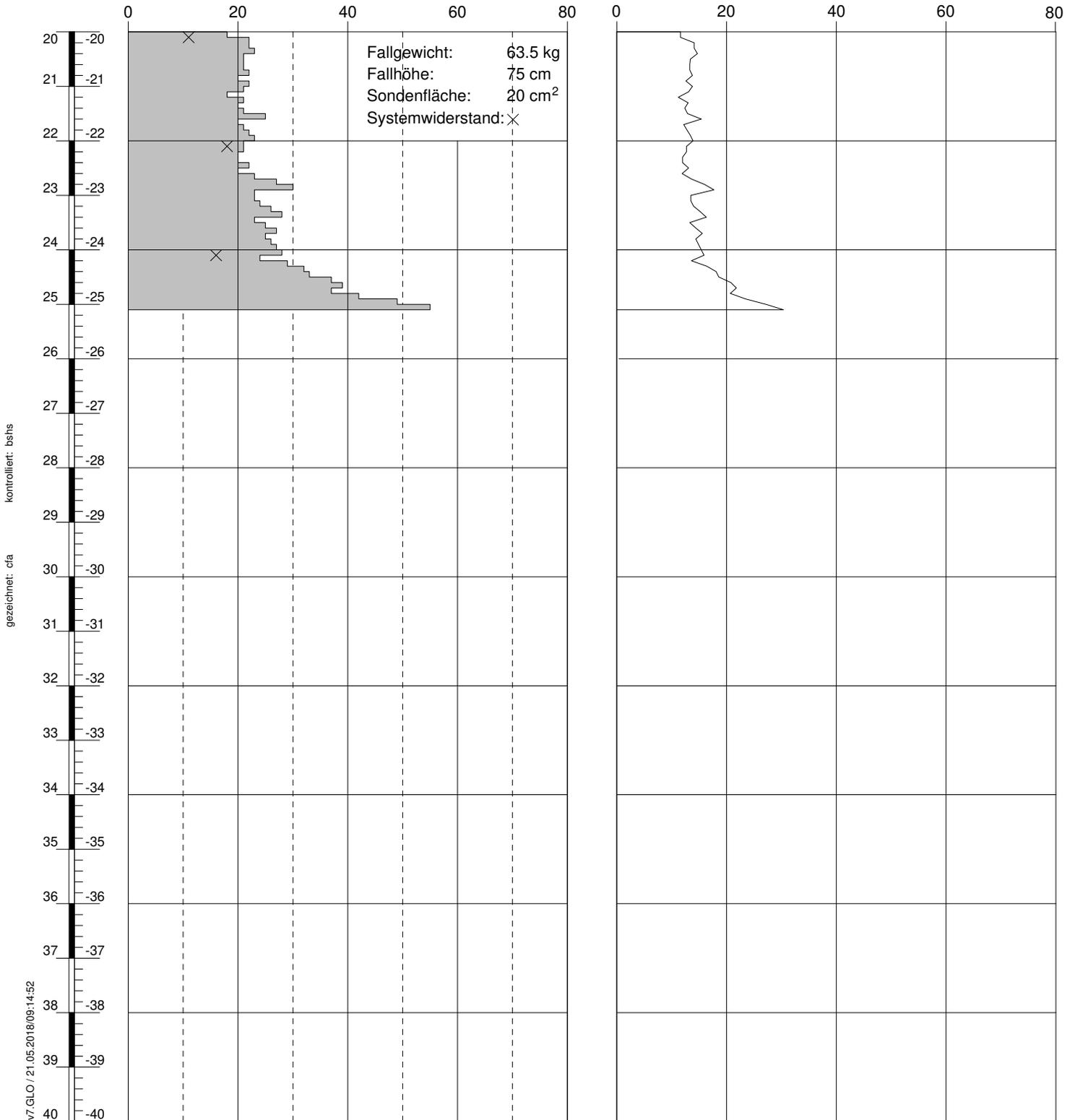
Koordinaten: 0 m O
0 m N

Sondierung: DPSH 13

RAMMPROTOKOLL
Rammsondierung gemäss EN 22476-2:2005
 Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 Ufhusen

Schlagzahl pro 10 cm Eindringung [-]

dynamischer Spitzenwiderstand q_d [MN/m²]



kontrolliert: bshs

gezeichnet: cfa

GeoDin-System / DPSH Messdaten v7.GLO / 21.05.2018/09:14:52

Ausführungsdatum:
Ansatzpunkt: 0.00 m ü.M.

Koordinaten: 0 m O
0 m N

Sondierung: DPSH 13

RAMMPROTOKOLL
Rammsondierung gemäss EN 22476-2:2005
 Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 Ufhusen

Beilage 6: Bericht zu den elektrischen Drucksondierungen (CPTU)

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNGEN

**DEPONIE ENGELPRÄCHTIGEN
ENGELPRÄCHTIGENSTRASSE
6153 UFHUSEN**

**Projekt Nr.: 60-1150
Bericht Nr.: 1185 / 1**

Geoprofile GmbH

**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNGEN
DEPONIE ENGELPRÄCHTIGEN
ENGELPRÄCHTIGENSTRASSE
6153 UFHUSEN**

Bauherrschaft	
Auftraggeber	BK Grundbauberatung AG
Adresse	Unterdorfstrasse 9 6033 Buchrain Hr. Rainer Affentranger
Referenz Nr. des Auftraggebers	-
Projekt Nr. Geoprofile GmbH	60-1150
Band	1 von 1
Vertraulichkeit	Verteilung des Berichts beschränkt auf vom Auftraggeber genehmigten Projektteilnehmer

Kurzbeschreibung

Die Bauherrschaft plant an der Engelprächtigerstrasse in 6153 Ufhusen eine neue Deponie.

Zur erweiterten Abklärung der lokalen Baugrundverhältnisse wurde Geoprofile GmbH vom Auftraggeber beauftragt, 7 elektrische Drucksondierungen bis in Tiefen von ca. 20 m abzuteufen.

Der vorliegende Bericht dokumentiert die folgenden Leistungen:

- Abteufen von 7 elektrische Drucksondierungen mit einer Länge von insgesamt 140.05 m, inklusive Messung des Porenwasserüberdrucks (CPTU 5 – CPTU 12);
- Auswertung der Messdaten;
- Geotechnische Interpretation der elektrischen Drucksondierungen und Herleitung von geotechnischen Kennwerten:

Feldarbeiten: 18. – 25. Juli 2018

Version	Datum	Beschreibung	Kontrolliert	Genehmigt
1	07.08.2018	Schlussbericht	bshs	aks

INHALTSVERZEICHNIS

Seite

Situation mit Lage der Sondierstellen

1

BEILAGEN

Beilage A: Ausführungspraxis

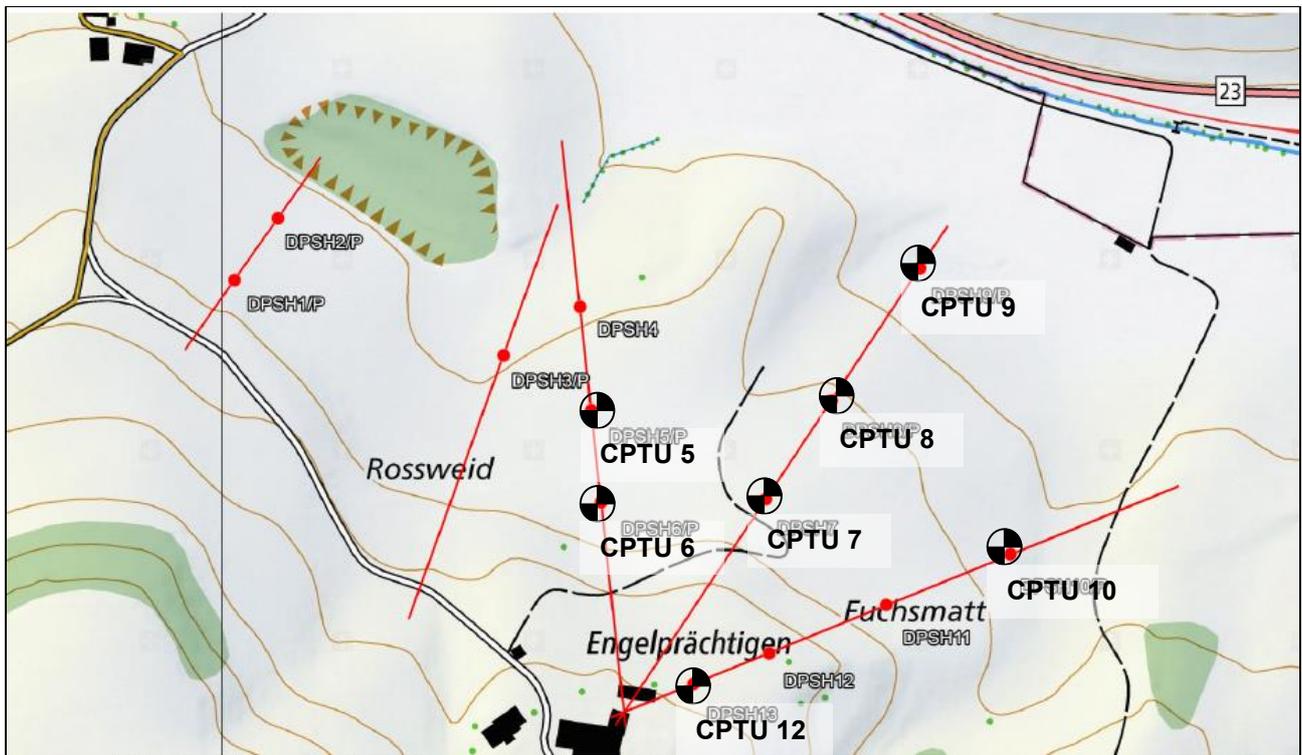
Beilage B: Elektrische Drucksondierung – Messdaten

Beilage C: Elektrische Drucksondierung – Interpretation

ANHÄNGE (allgemeine Hintergrundinformationen)

Anhang 1: Elektrische Drucksondierung (CPT)

Anhang 2: Interpretation der elektrischen Drucksondierung



M 1: 1000

SITUATION MIT UNGEFÄHRER LAGE DER SONDIERSTELLEN

Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 Ufhusen

**BEILAGE A
AUSFÜHRUNGSPRAXIS**

INHALT

Beilage

Ausführungspraxis der elektrischen Drucksondierung

A1

TESTSTEUERUNG – PENETRATION

Generelle Testablauf:	Siehe Anhang 1, "elektrische Drucksondierung (CPT)" (GEO/APP/001)
Vorbereitungsphase:	<ul style="list-style-type: none"> – Bestimmung der Sondierstandorte durch Auftraggeber – Auswahl der Messsonde durch Geoprofile GmbH – Vorherige Sättigung des Filter-Elementes durch Vakuum-Lagerung in Sonnenblumen-Öl während 24 Stunden – Nachsättigung vor Ort vor jeder Prüfung
Einmessen und Nivellement:	<ul style="list-style-type: none"> – Einmessen der Sondierstandorte durch Auftraggeber – Nivellement durch Auftraggeber
Testphase:	Keine projektspezifischen Vorkehrungen
Testabbruch:	Siehe Anhang 1, "elektrische Drucksondierung (CPT)" (GEO/APP/001)
Zusätzliche Messungen:	Keine
Vorbohren:	nein

SONDIERGERÄT

Schubvorrichtung:	Hydraulische Schubeinheit mit einem maximalen Druck von 150 kN und einem Hub von 1 m
Aufbau der Schubvorrichtung:	Allein stehend
Reaktionsmasse:	Bodenanker
Schubgestänge:	36 mm A.D.
Schutzverrohrung:	Nicht zutreffend
Reibungsminderer:	Integriert in der Messsonde
Penetrometer:	<ul style="list-style-type: none"> – Typ S15CFIIP15 – Unabhängige Messung des Spitzenwiderstands q_c, lokale Mantelreibung f_s, Porenwasserüberdruck u_2, Abweichung von der Vertikale in X- und Y-Richtung (i_x und i_y) – Spitzenquerschnitt 15 cm² – Oberfläche des Reibungsmantels 225 cm² – Netto Flächenverhältnis a: 0.85

DATENAUFZEICHNUNG UND –BEARBEITUNG

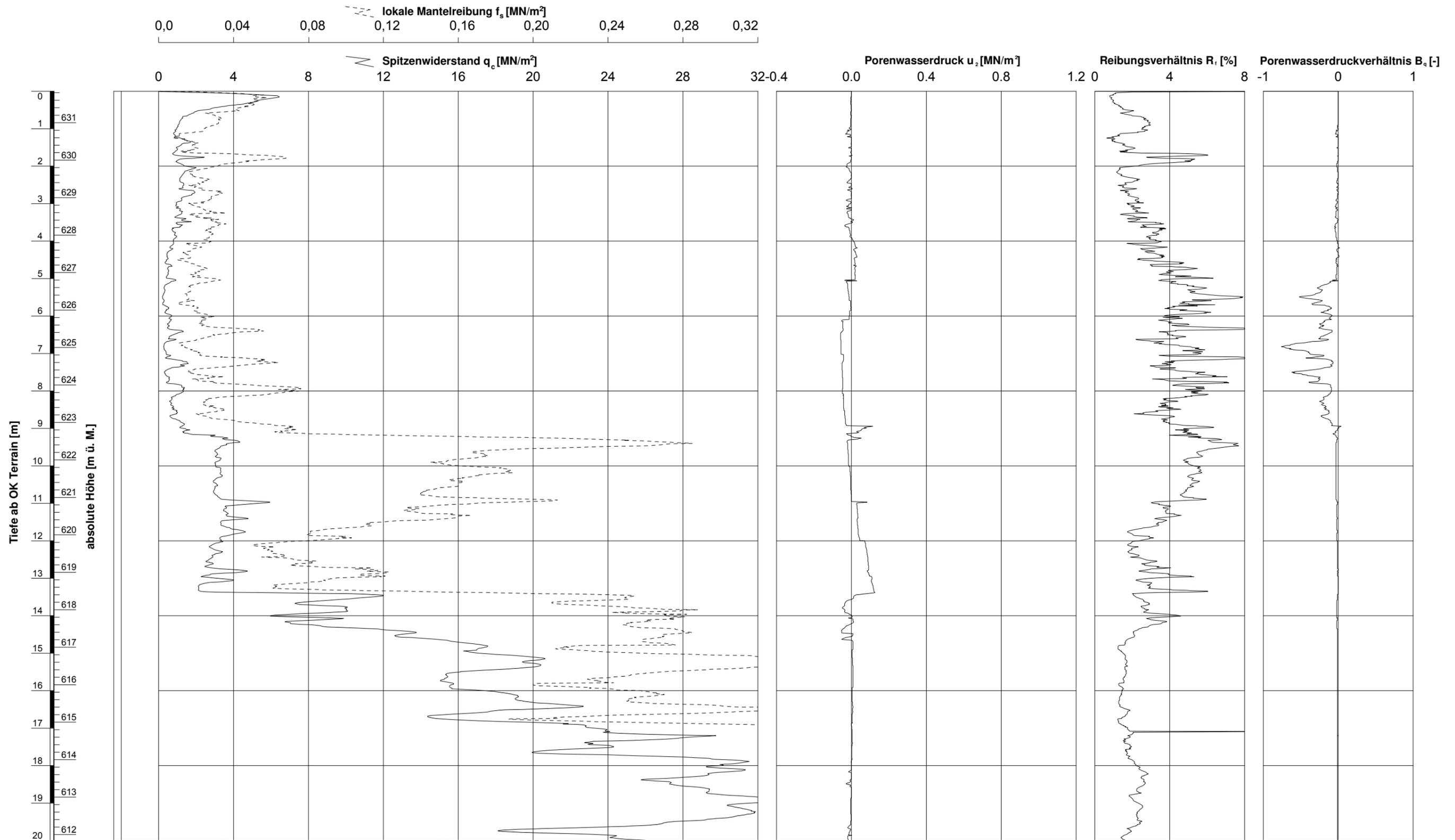
Datenaufzeichnung:	Digitale Aufzeichnung, 1 Messung pro cm Eindringung
Tiefenkorrektur:	Korrektur der Sondiertiefe für der Abweichung von der Vertikale

BEILAGE B
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG - MESSDATEN

INHALT	Beilage
Elektrische Drucksondierung CPTU 5	B1 – B2
Elektrische Drucksondierung CPTU 6	B3 – B4
Elektrische Drucksondierung CPTU 7	B5
Elektrische Drucksondierung CPTU 8	B6 – B7
Elektrische Drucksondierung CPTU 9	B8
Elektrische Drucksondierung CPTU 10	B9
Elektrische Drucksondierung CPTU 12	B10 – B11

gezeichnet: Anea Schmidlin dd: kontrolliert:

GeODin-System / CPT Daten A3 CH 1_100_v7.GLO / 07.08.2018/06:38:42

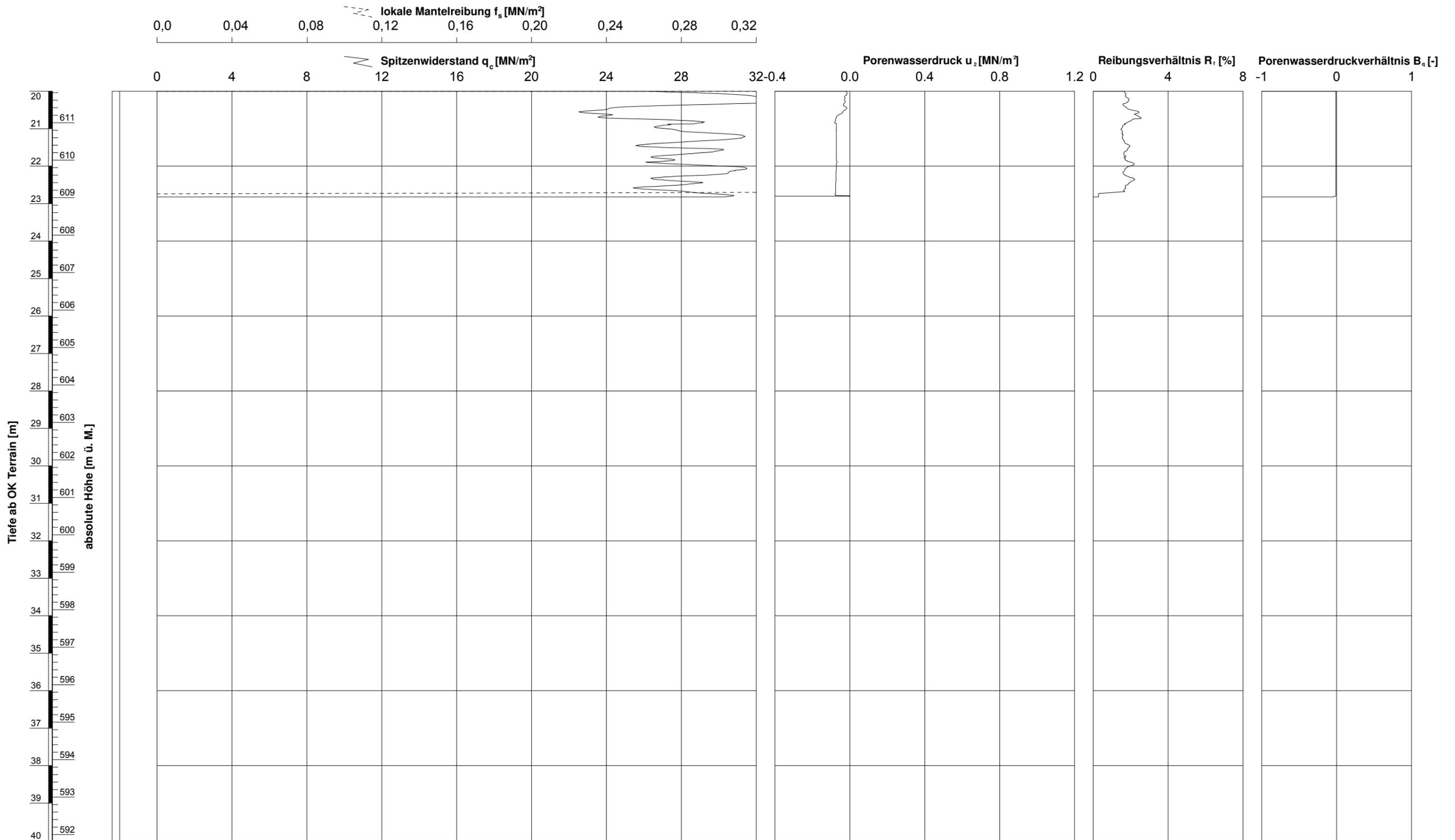


Ausführungsdatum : 20.07.2018 Koordinaten: : 634245 m O Messsonde : S15CFIIP15
 Ansatzpunkt : 631.84 m ü. M. 219401 m N Spitzenquerschnitt: 15 cm²
 Wasser : m ab OK Terrain

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten

Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 ufhusen

Sondierung: CPTU 5



Ausführungsdatum : 20.07.2018 Koordinaten: : 634245 m O Messsonde : S15CFIIP15
 Ansatzpunkt : 631.84 m ü. M. 219401 m N Spitzenquerschnitt: 15 cm²
 Wasser : m ab OK Terrain

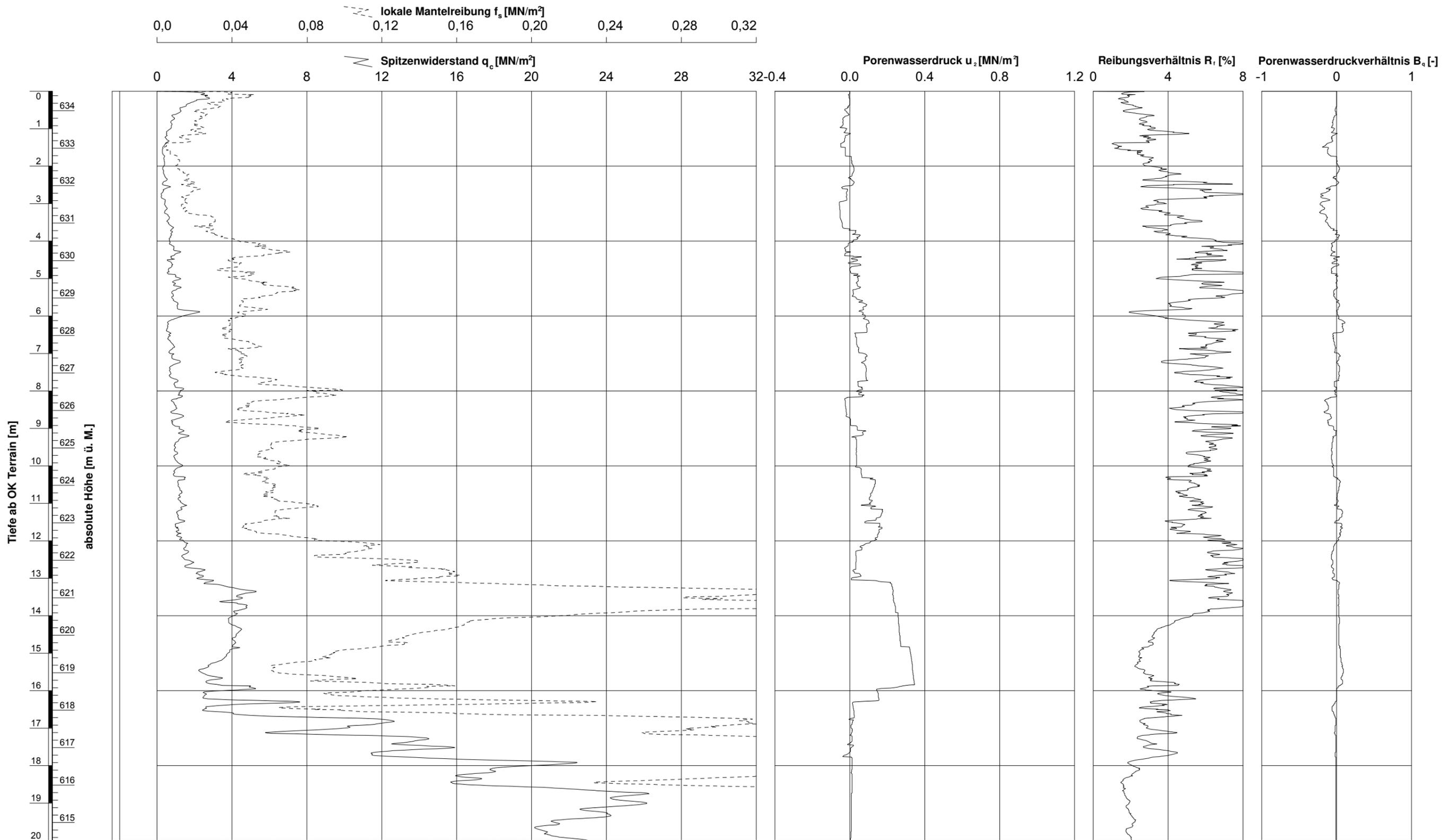
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten

Sondierung: CPTU 5

Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 ufhusen

gezeichnet: Anesa Schmidlin dd: kontrolliert:

GeODin-System / CPT Daten A3 CH 1_100_v7.GLO / 07.08.2018/06:38:54

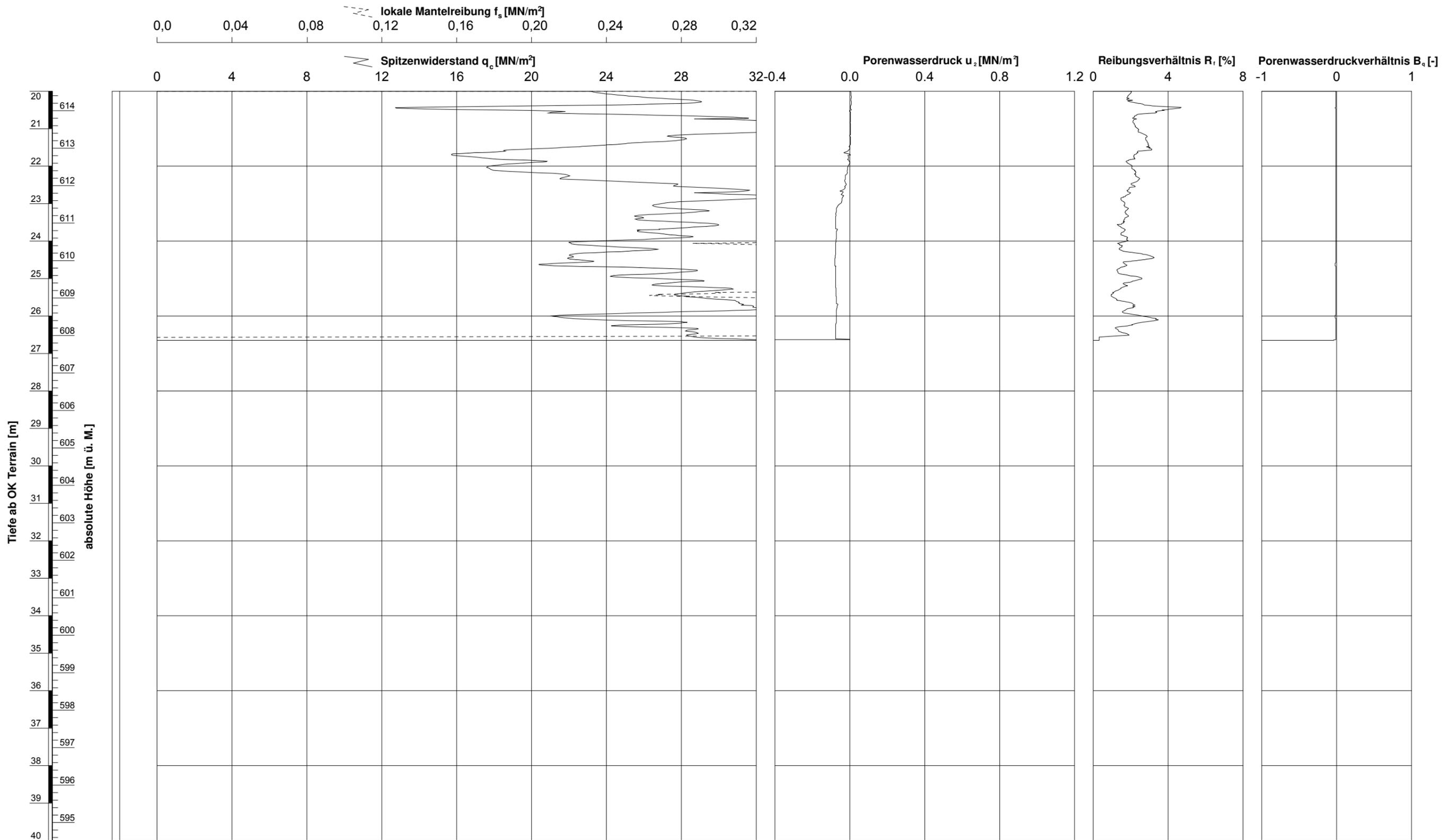


Ausführungsdatum : 19.07.2018 Koordinaten : 634252 m O Messsonde : S15CFIIP15
 Ansatzpunkt : 634.52 m ü. M. 219340 m N Spitzenquerschnitt: 15 cm²
 Wasser : m ab OK Terrain

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten

Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 ufhusen

Sondierung: CPTU 6



gezeichnet: Anea Schmidlin dd: kontrolliert:

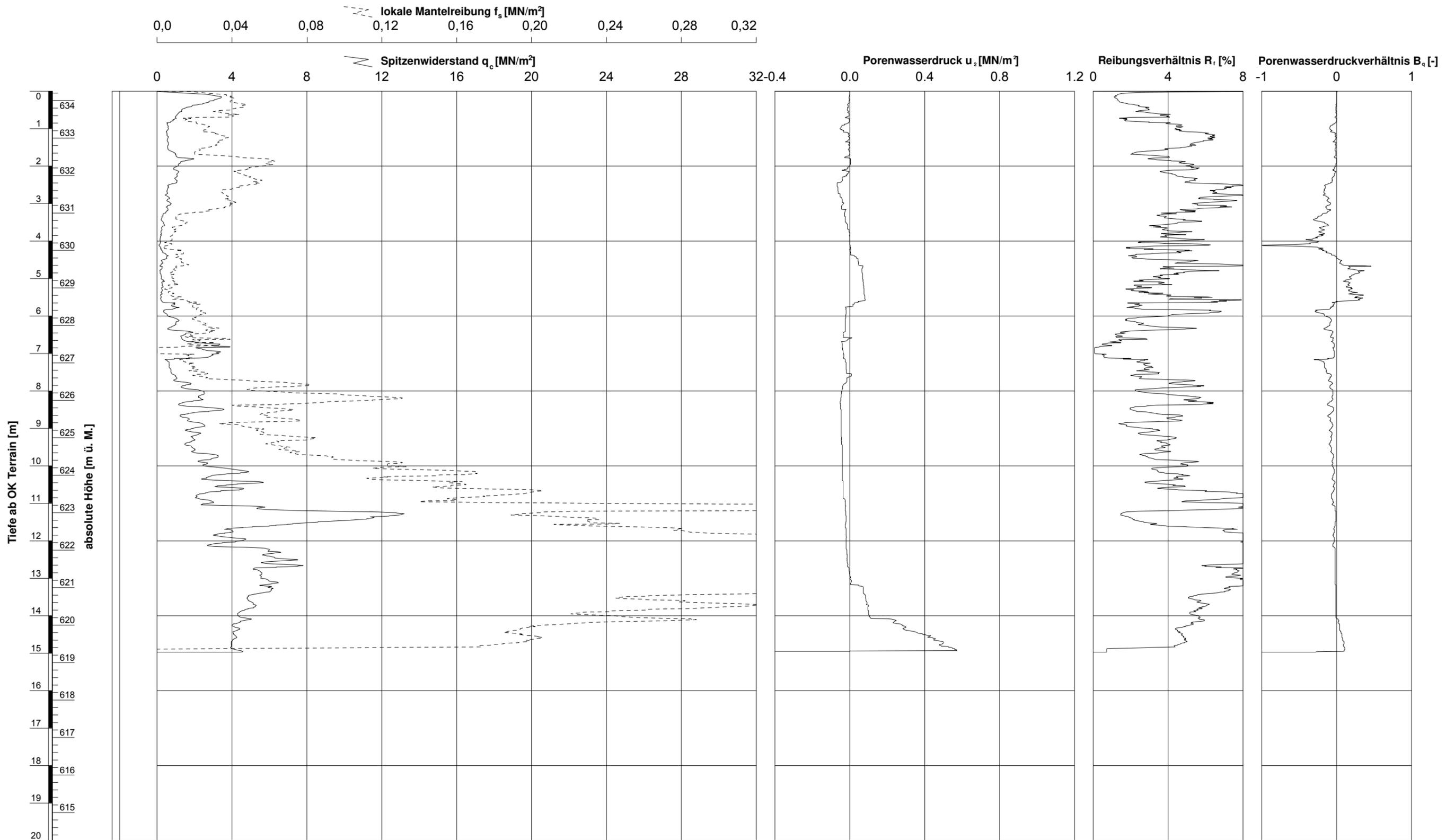
GeODin-System / CPT Daten A3 CH 1_100_v7.GLO / 07.08.2018/06:38:54

Ausführungsdatum : 19.07.2018 Koordinaten: : 634252 m O Messsonde : S15CFIIP15
 Ansatzpunkt : 634.52 m ü. M. 219340 m N Spitzenquerschnitt: 15 cm²
 Wasser : m ab OK Terrain

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten

Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 ufhusen

Sondierung: CPTU 6



Ausführungsdatum : 25.07.2018 Koordinaten: : 634362 m O Messsonde : S15CFIIP15
 Ansatzpunkt : 634.25 m ü. M. 219342 m N Spitzenquerschnitt: 15 cm²
 Wasser : m ab OK Terrain

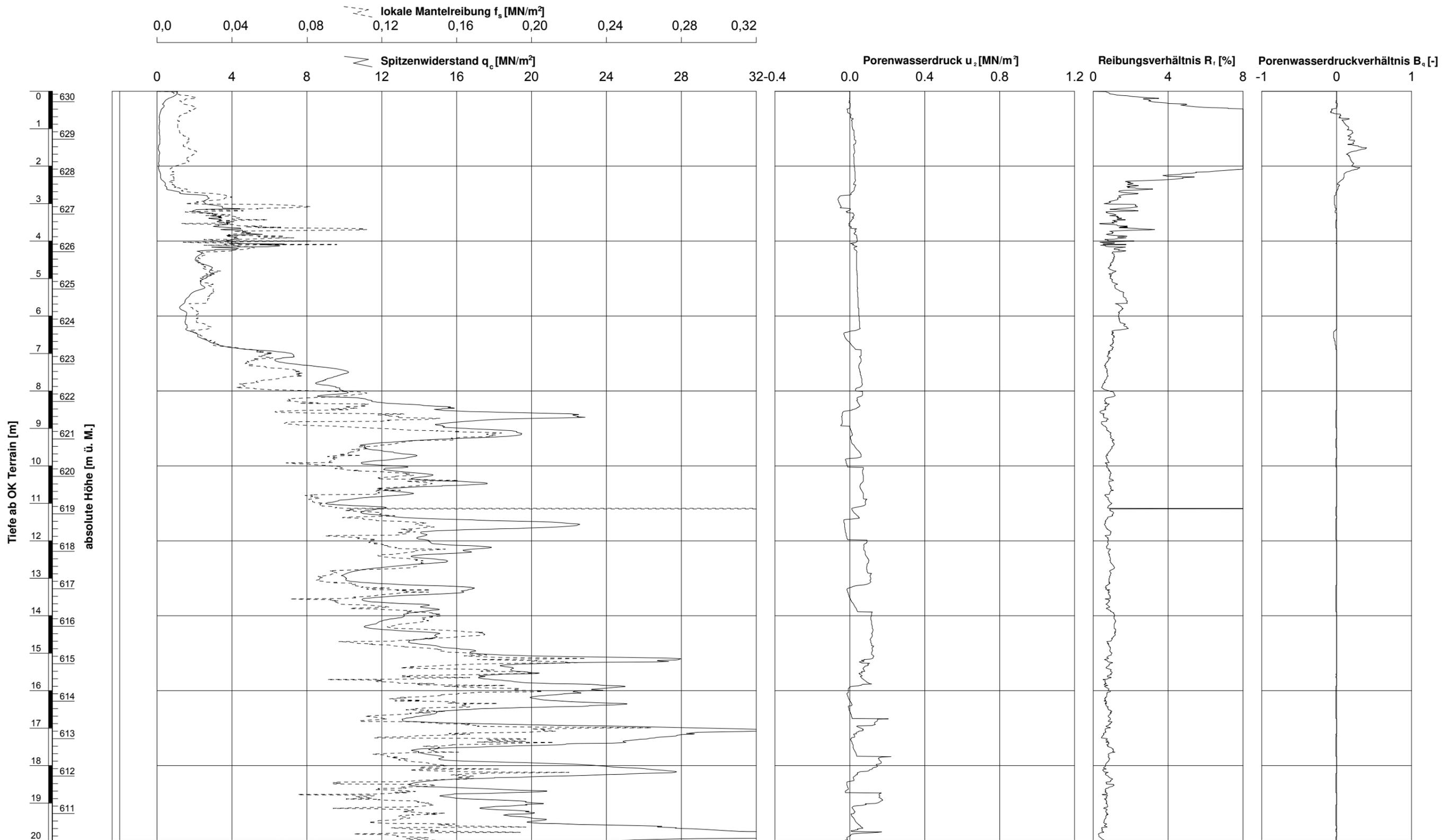
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten

Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 ufhusen

Sondierung: CPTU 7

gezeichnet: Aneta Schmidlin dd: kontrolliert:

GeODin-System / CPT Daten A3 CH 1_100_v7.GLO / 07.08.2018/06:39:50



Ausführungsdatum : 18.07.2018 Koordinaten: : 634406 m O Messsonde : S15CFIIP15
 Ansatzpunkt : 630.28 m ü. M. 219409 m N Spitzenquerschnitt: 15 cm²
 Wasser : m ab OK Terrain

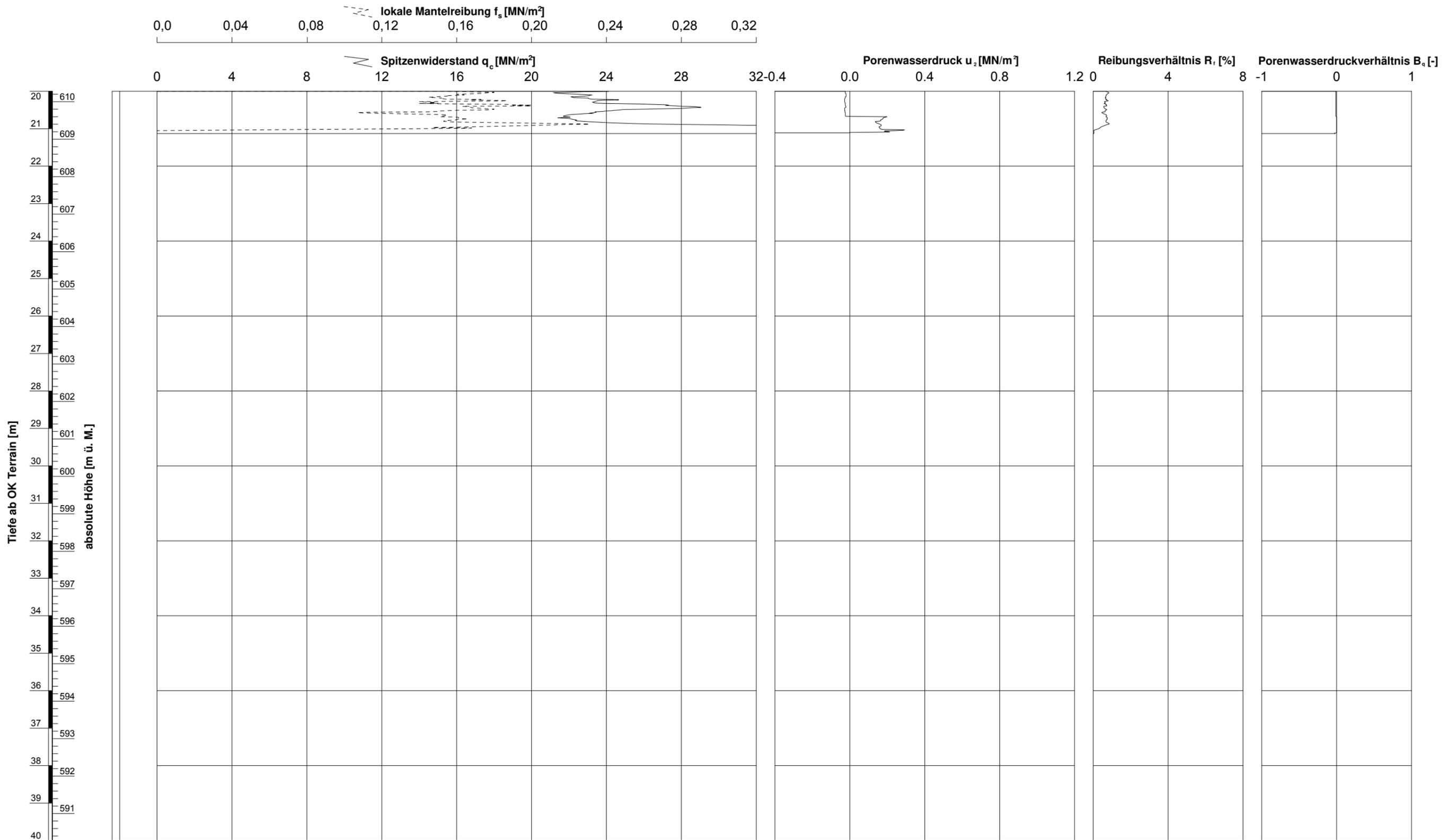
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten

Sondierung: CPTU 8

Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 ufhusen

gezeichnet: Aneta Schmidlin dd: kontrolliert:

GeODin-System / CPT Daten A3 CH 1_100_v7.GLO / 07.08.2018/08.40:07



gezeichnet: Anes Schmidlin dd: kontrolliert:

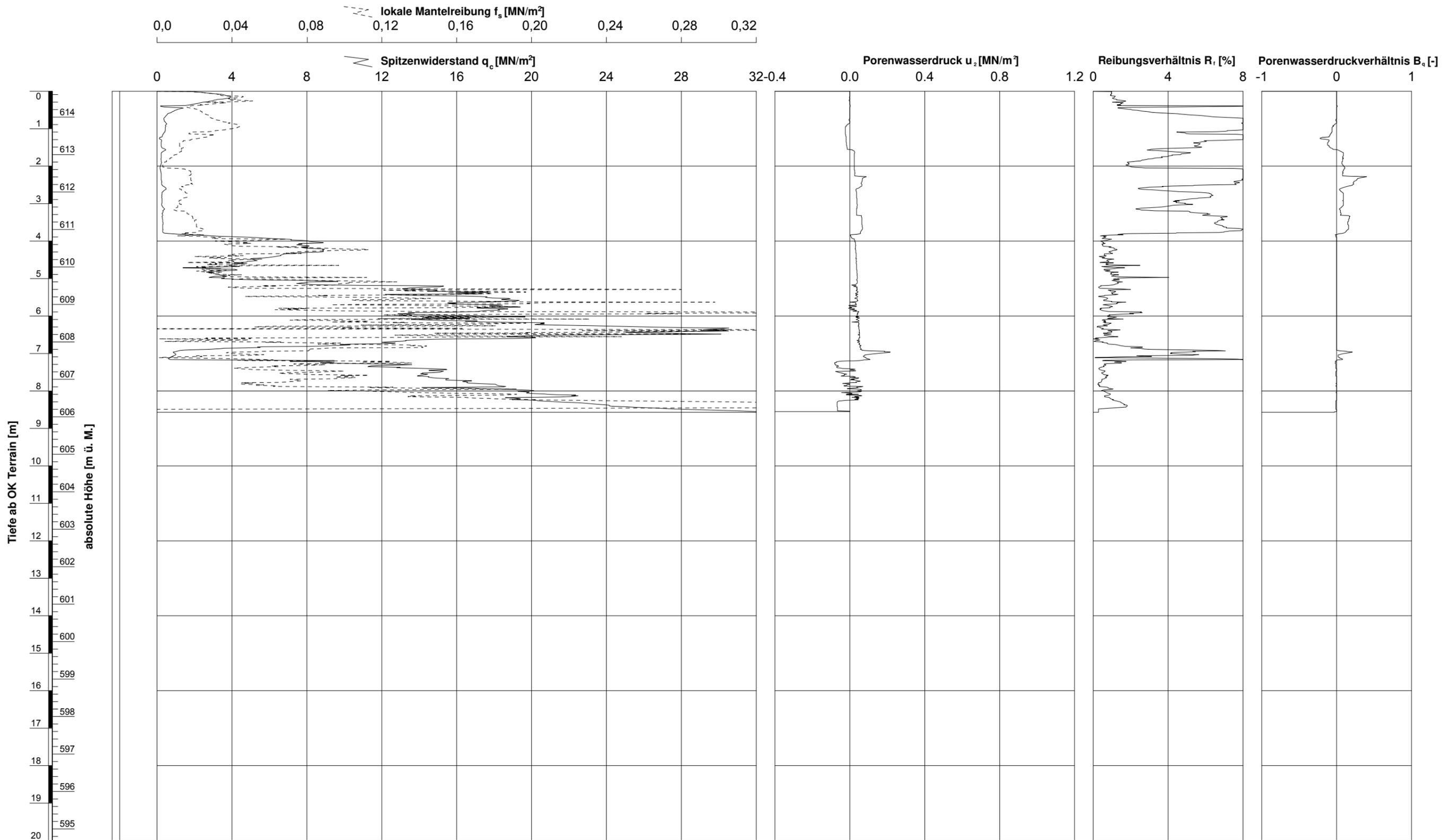
GeODin-System / CPT Daten A3 CH 1_100_v7.GLO / 07.08.2018/08.40.07

Ausführungsdatum : 18.07.2018 Koordinaten: : 634406 m O Messsonde : S15CFIIP15
 Ansatzpunkt : 630.28 m ü. M. 219409 m N Spitzenquerschnitt: 15 cm²
 Wasser : m ab OK Terrain

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten

Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 ufhusen

Sondierung: CPTU 8



Ausführungsdatum : 18.07.2018 Koordinaten: : 634465 m O Messsonde : S15CFIIP15
 Ansatzpunkt : 614.69 m ü. M. 219497 m N Spitzenquerschnitt: 15 cm²
 Wasser : m ab OK Terrain

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten

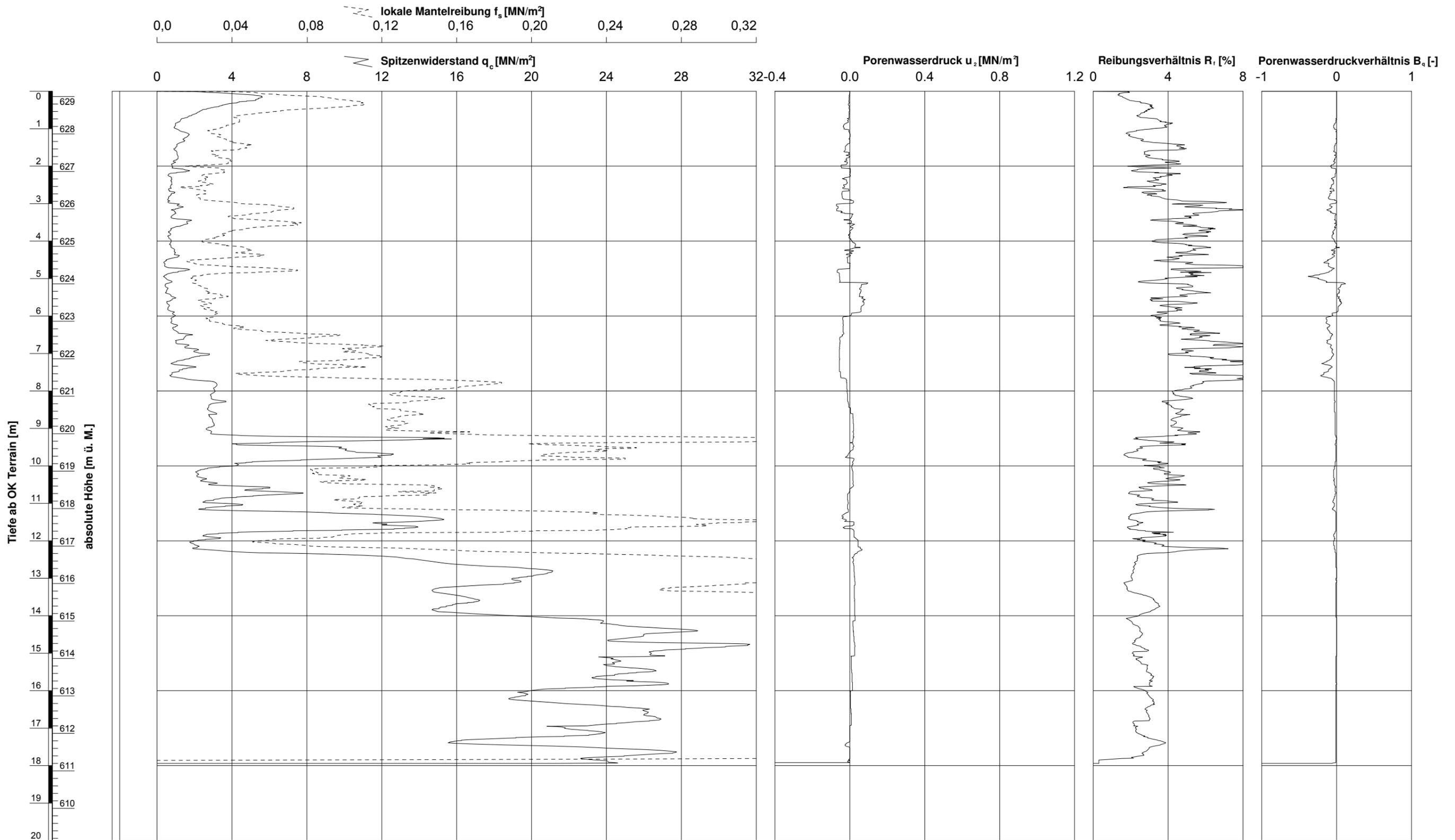
Sondierung: CPTU 9

Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 ufhusen

GeODin-System / CPT Daten A3 CH 1_100_v7.GLO / 07.08.2018/08.41.08
 gezeichnet: Aneta Schmidlin dd: kontrolliert:

gezeichnet: Aneta Schmidlin dd: kontrolliert:

GeODin-System / CPT Daten A3 CH 1_100_v7.GLO / 07.08.2018/08:37:36



Ausführungsdatum : 25.07.2018 Koordinaten: : 634525 m O Messsonde : S15CFIIP15
 Ansatzpunkt : 629.14 m ü. M. 219304 m N Spitzenquerschnitt: 15 cm²
 Wasser : m ab OK Terrain

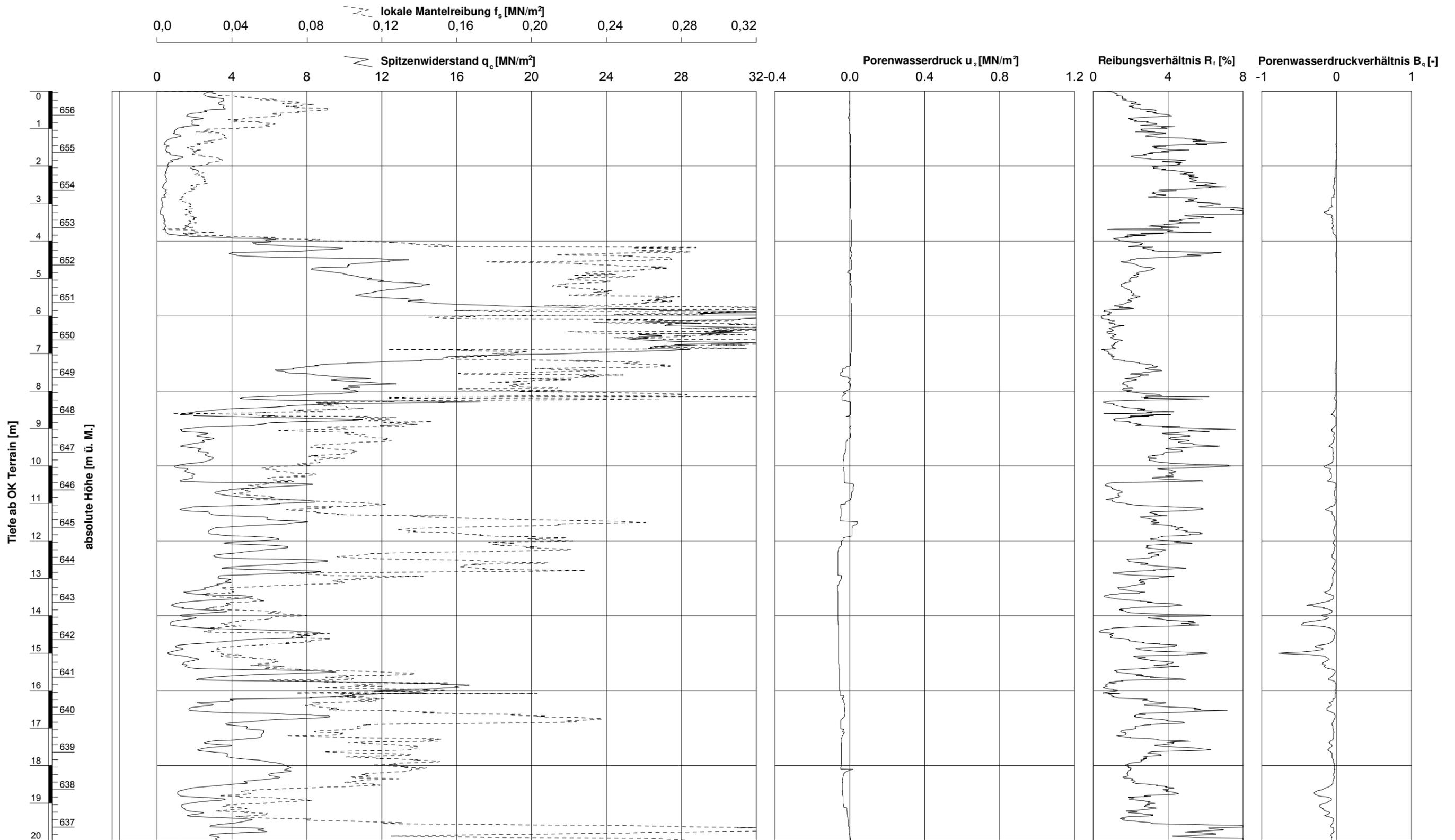
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten

Sondierung: CPTU 10

Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 ufhusen

gezeichnet: Aneta Schmidlin dd: kontrolliert:

GeODin-System / CPT Daten A3 CH 1_100_v7.GLO / 07.08.2018/08:37:50

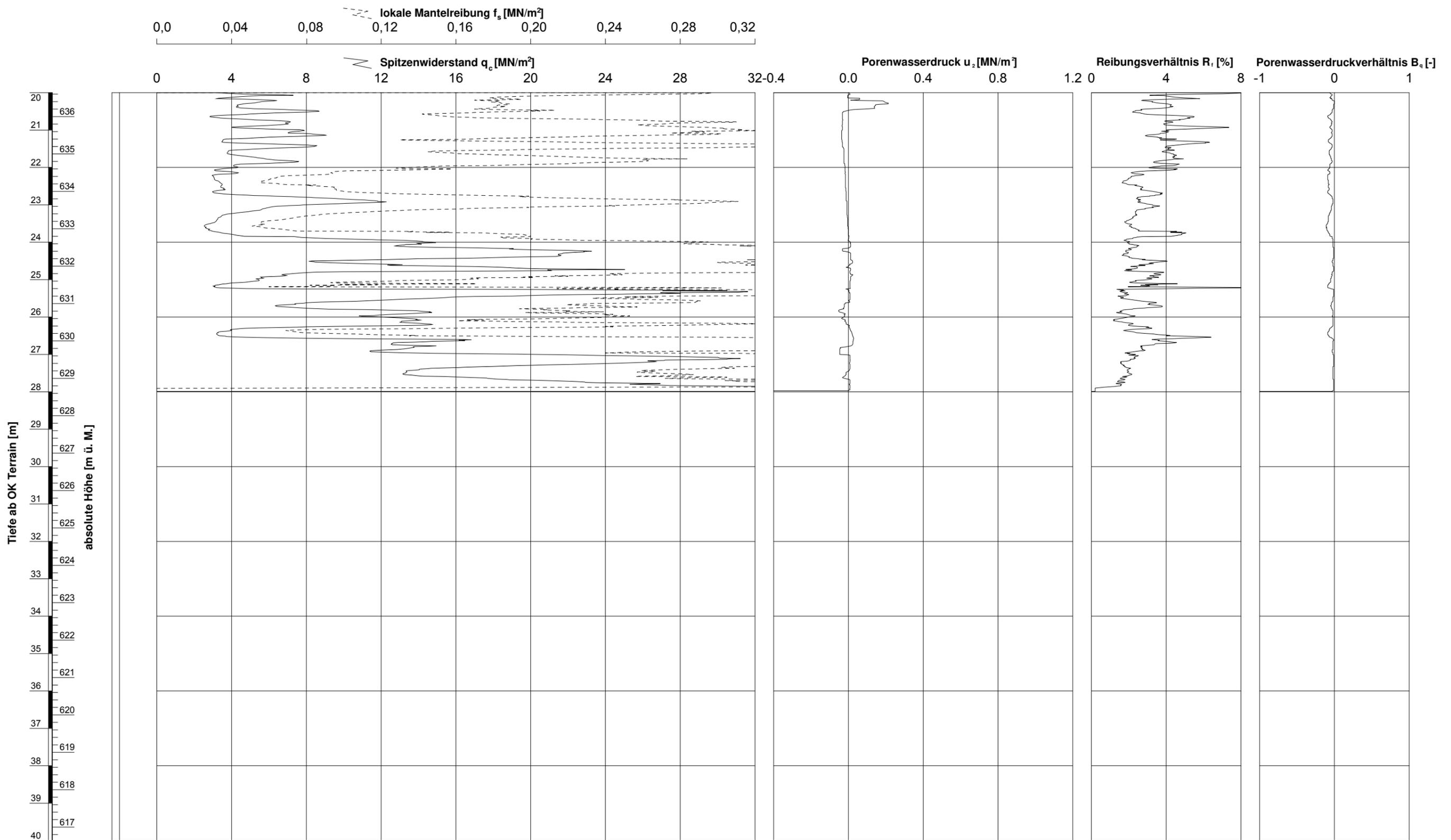


Ausführungsdatum : 24.07.2018 Koordinaten: : 634365 m O Messsonde : S15CFIIP15
 Ansatzpunkt : 656.64 m ü. M. 219239 m N Spitzenquerschnitt: 15 cm²
 Wasser : m ab OK Terrain

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten

Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 ufhusen

Sondierung: CPTU 12



gezeichnet: Anea Schmidlin dd: kontrolliert:

GeODin-System / CPT Daten A3 CH 1_100_v7.GLO / 07.08.2018/06:37:50

Ausführungsdatum : 24.07.2018 Koordinaten: : 634365 m O Messsonde : S15CFIIP15
 Ansatzpunkt : 656.64 m ü. M. 219239 m N Spitzenquerschnitt: 15 cm²
 Wasser : m ab OK Terrain

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten

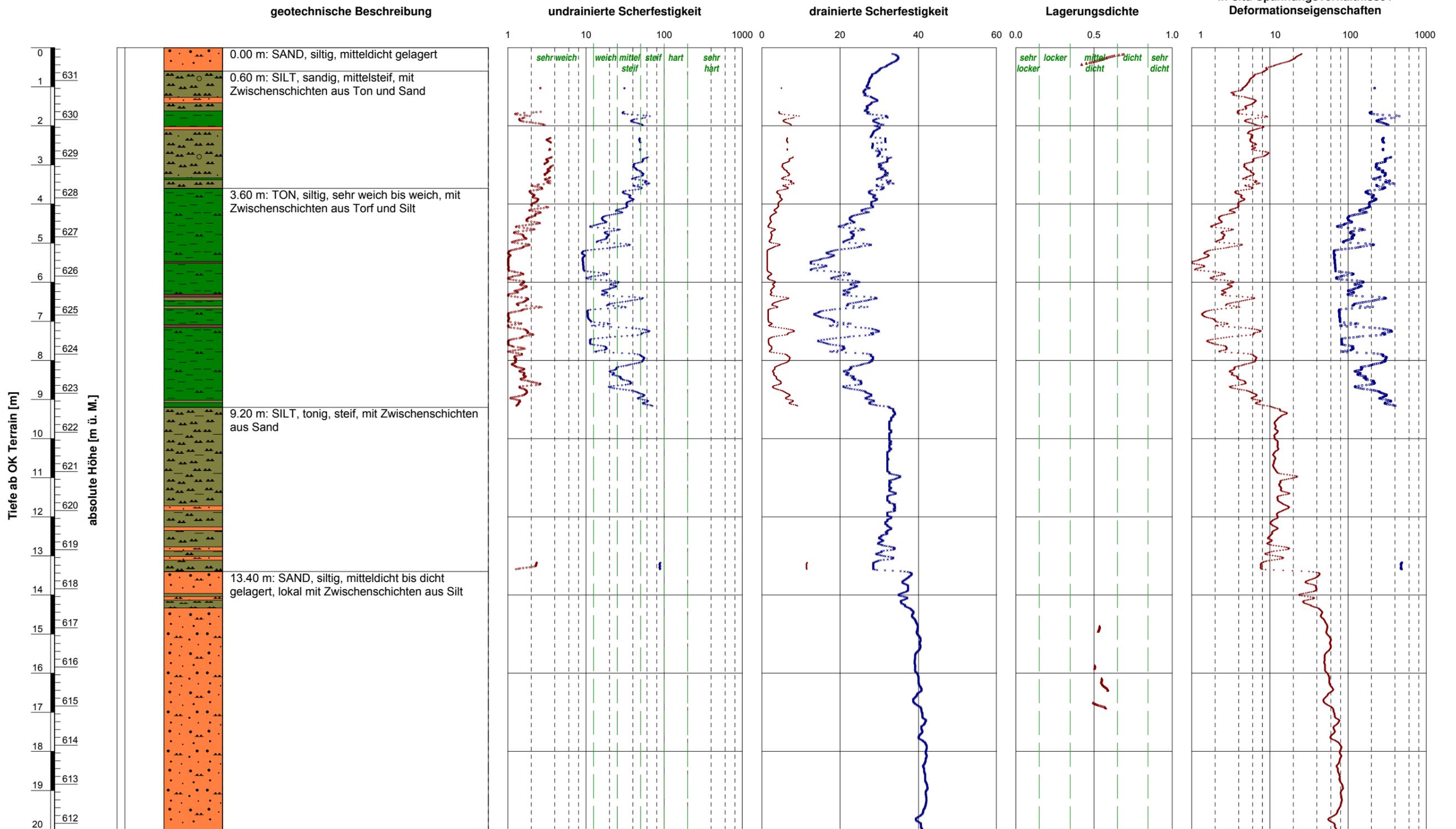
Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 ufhusen

Sondierung: CPTU 12

BEILAGE C
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG - INTERPRETATION

INHALT	Beilage
Elektrische Drucksondierung CPTU 5	C1 – C2
Elektrische Drucksondierung CPTU 6	C3 – C4
Elektrische Drucksondierung CPTU 7	C5
Elektrische Drucksondierung CPTU 8	C6 – C7
Elektrische Drucksondierung CPTU 9	C8
Elektrische Drucksondierung CPTU 10	C9
Elektrische Drucksondierung CPTU 12	C10 – C11

- + undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]
- Sensitivität S_t [-]
- × effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]
- effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △ bezogene Lagerungsdichte I_D [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ_p [kN/m²]
- + oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: $M_{E,1}$ bzw. E_s) [MN/m²]



Ausführungsdatum : 20.07.2018 Koordinaten : 634245 m O
 Ansatzpunkt : 631.84 219401 m N

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Interpretierte geotechnische Erwartungswerte
 Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 ufhusen

Sondierung: CPTU 5

- + undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]
- Sensitivität S_t [-]
- × effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]
- effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △ bezogene Lagerungsdichte I_D [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ_p [kN/m²]
- + oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: $M_{E,1}$ bzw. E_s) [MN/m²]

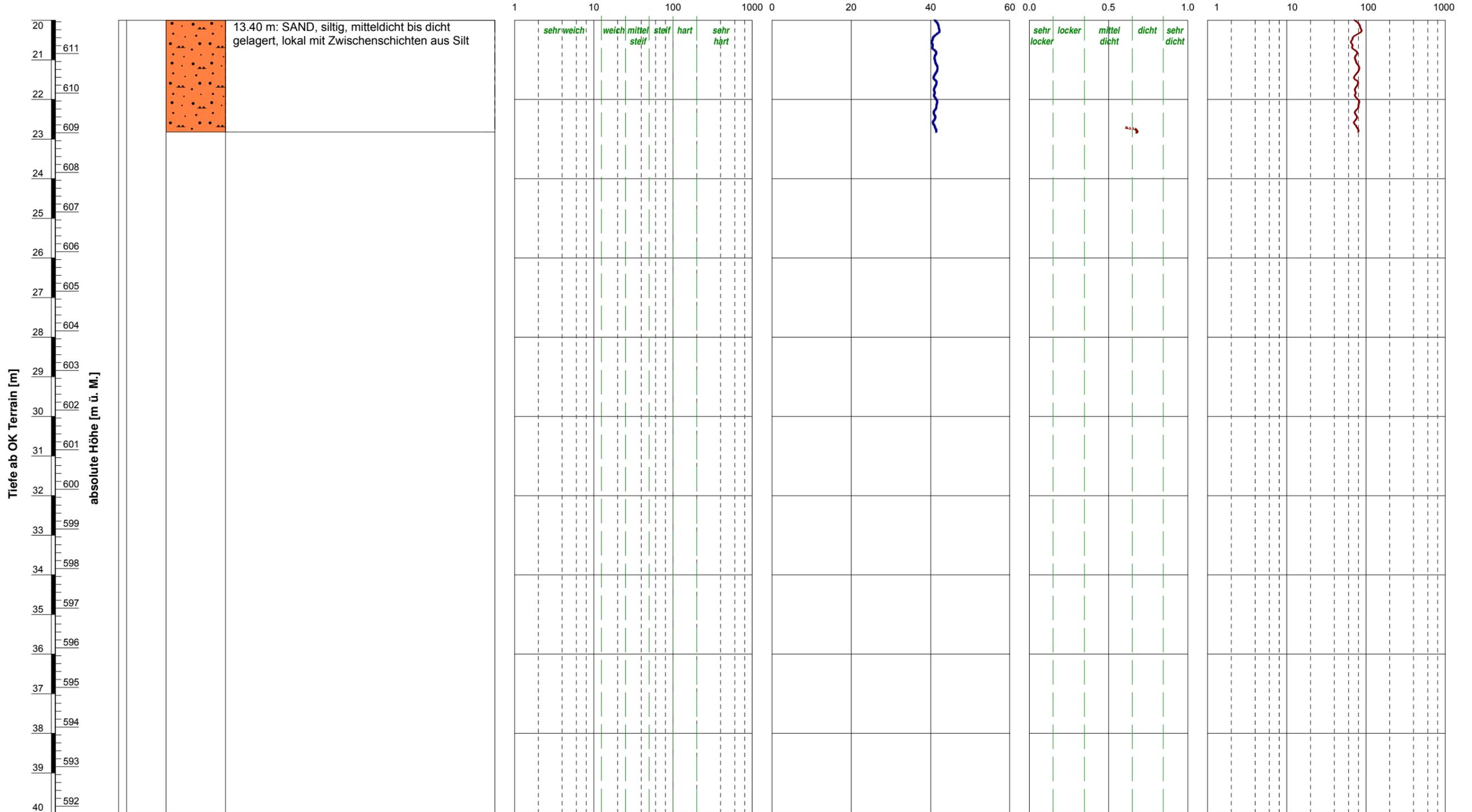
geotechnische Beschreibung

undrainierte Scherfestigkeit

drainierte Scherfestigkeit

Lagerungsdichte

In-situ Spannungsverhältnisse / Deformationseigenschaften



Ausführungsdatum : 20.07.2018 Koordinaten : 634245 m O
 Ansatzpunkt : 631.84 219401 m N

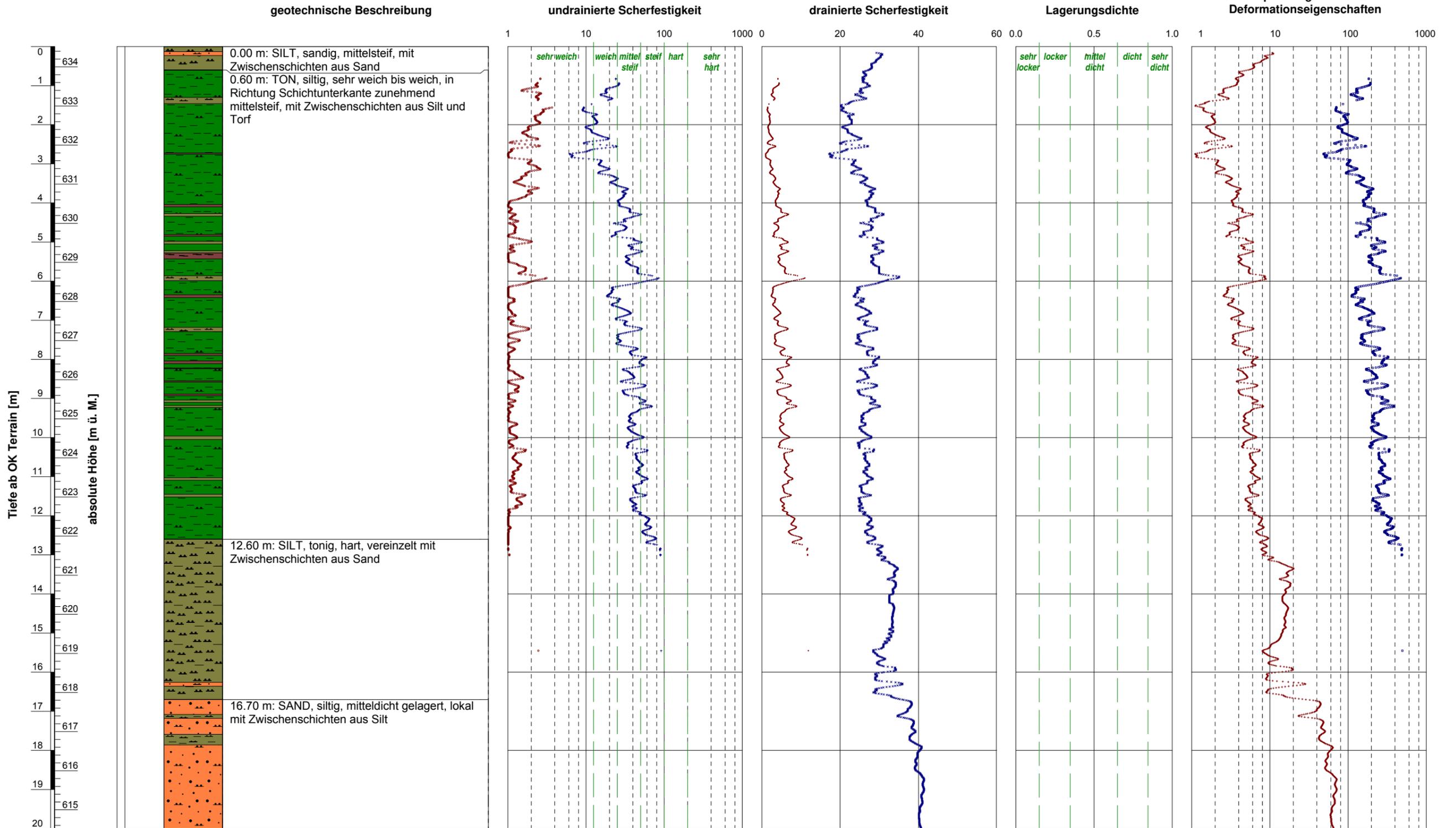
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Interpretierte geotechnische Erwartungswerte
 Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 ufhusen

Sondierung: CPTU 5

gezeichnet: aks Datum: kontrolliert: cfa

GeODin-System / CPT Interp A3 CH 1_100_v7.GLO / 07.08.2018/08:38:30

- + undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]
- Sensitivität S_t [-]
- × effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]
- effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △ bezogene Lagerungsdichte I_D [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ_p [kN/m²]
- + oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: $M_{E,1}$ bzw. E_s) [MN/m²]



Ausführungsdatum : 19.07.2018 Koordinaten : 634252 m O
 Ansatzpunkt : 634.52 219340 m N

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
 Interpretierte geotechnische Erwartungswerte
 Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 ufhusen

Sondierung: CPTU 6

gezeichnet: aks Datum: kontrolliert: cfa

GeODin-System / CPT Interp_A3 CH 1_100_v7.GLO / 07.08.2018/08:39:12

- + undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]
- Sensitivität S_t [-]
- × effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]
- effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △ bezogene Lagerungsdichte I_D [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ_p [kN/m²]
- + oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: $M_{E,1}$ bzw. E_s) [MN/m²]

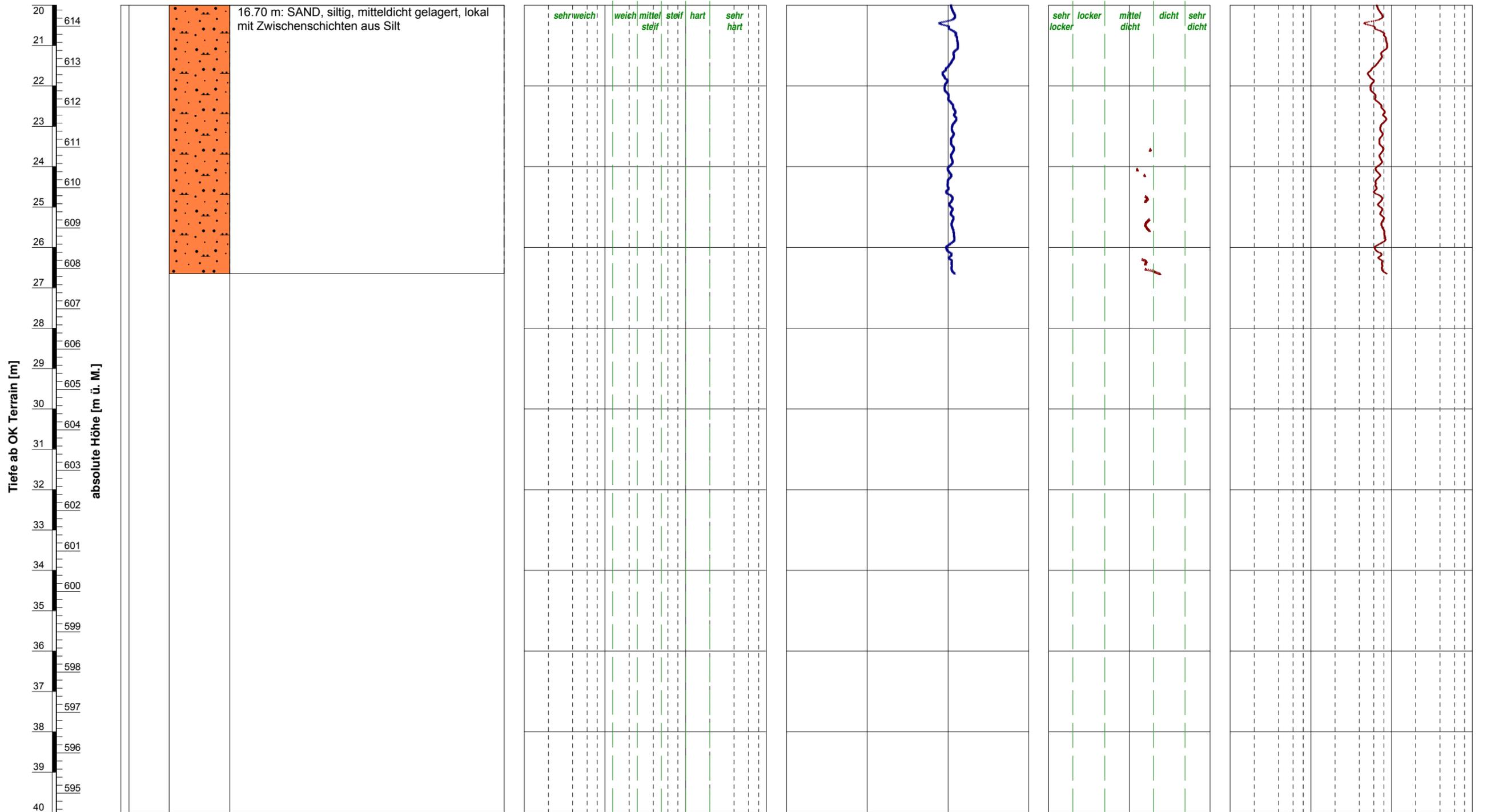
geotechnische Beschreibung

undrainierte Scherfestigkeit

drainierte Scherfestigkeit

Lagerungsdichte

In-situ Spannungsverhältnisse / Deformationseigenschaften



Ausführungsdatum : 19.07.2018 Koordinaten : 634252 m O
 Ansatzpunkt : 634.52 219340 m N

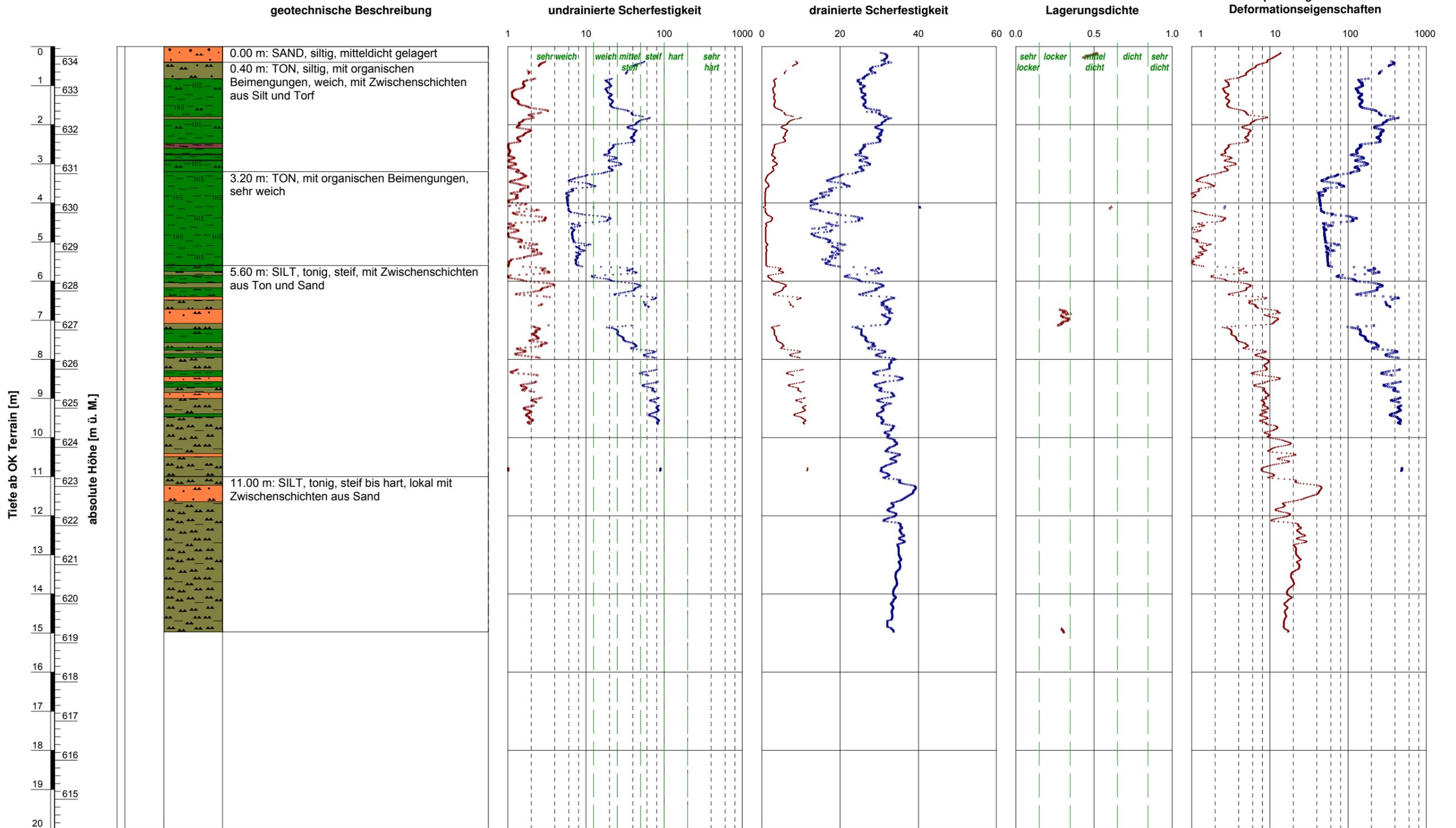
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Interpretierte geotechnische Erwartungswerte
 Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 ufhusen

Sondierung: CPTU 6

gezeichnet: aks Datum: kontrolliert: cfa

GeODin-System / CPT Interp A3 CH 1_100_v7.GLO / 07.08.2018/08:39:12

- + undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]
- Sensitivität S_t [-]
- × effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]
- effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △ bezogene Lagerungsdichte I_D [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ_p [kN/m²]
- + oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: $M_{E,1}$ bzw. E_s) [MN/m²]



Ausführungsdatum : 25.07.2018 Koordinaten : 634362 m O
 Ansatzpunkt : 634.25 219342 m N

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
 Interpretierte geotechnische Erwartungswerte
 Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 ufhusen

Sondierung: CPTU 7

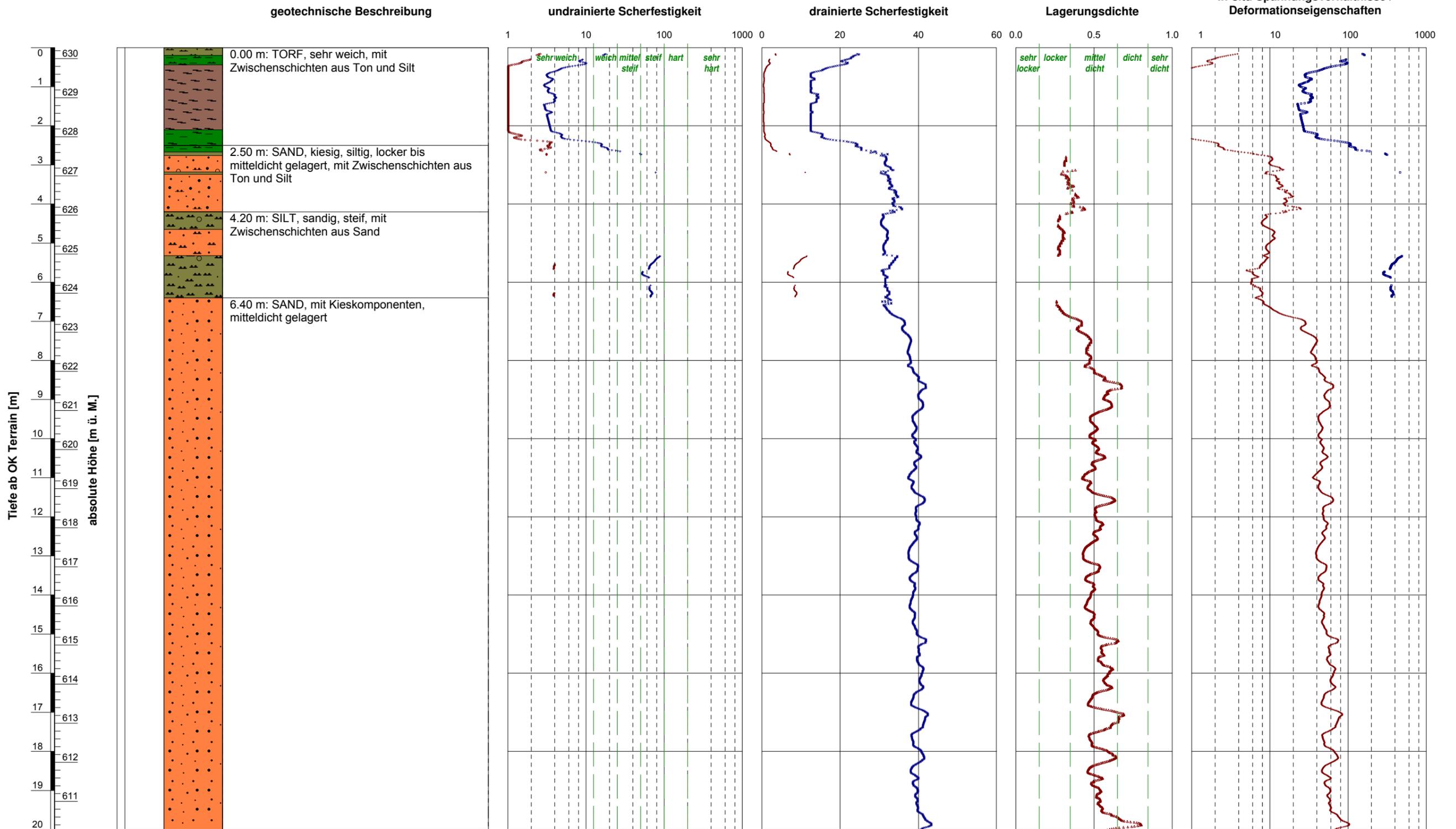
gezeichnet: aks Datum: kontrolliert: cfa

GeODin-System / CPT Interp A3 CH 1_100_v7.GLO / 07.08.2018/08:39:35

- + undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]
- Sensitivität S_t [-]
- × effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]
- effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △ bezogene Lagerungsdichte I_D [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ_p [kN/m²]
- + oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: $M_{E,1}$ bzw. E_s) [MN/m²]

gezeichnet: aks Datum: kontrolliert: cfa

GeODin-System / CPT Interp A3 CH 1_100_v7.GLO / 07.08.2018/08:40:32



Ausführungsdatum : 18.07.2018 Koordinaten : 634406 m O
 Ansatzpunkt : 630.28 219409 m N

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Interpretierte geotechnische Erwartungswerte
 Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 ufhusen

Sondierung: CPTU 8

- + undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]
- Sensitivität S_t [-]
- × effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]
- effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △ bezogene Lagerungsdichte I_D [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ_p [kN/m²]
- + oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: $M_{E,1}$ bzw. E_s) [MN/m²]

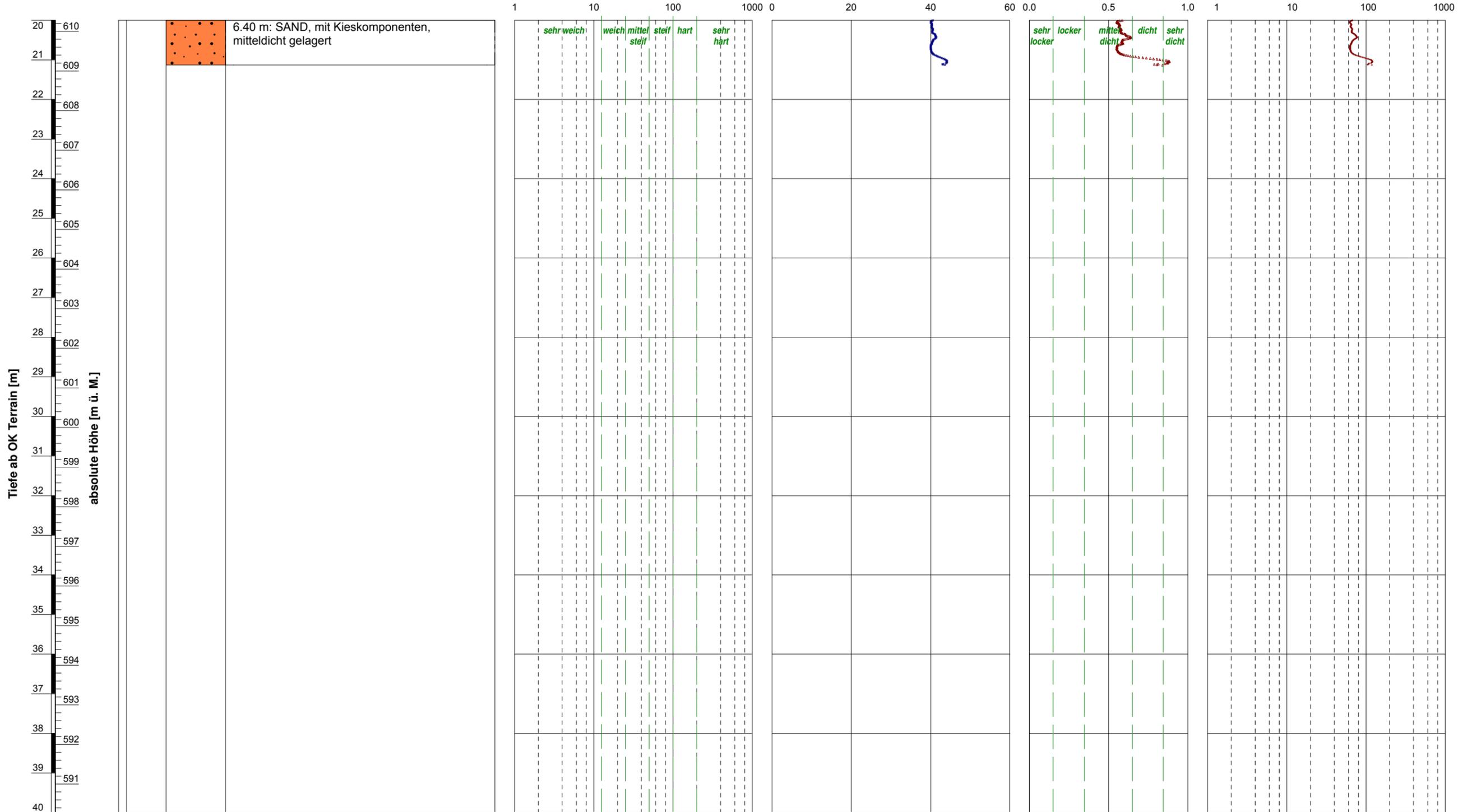
geotechnische Beschreibung

undrainierte Scherfestigkeit

drainierte Scherfestigkeit

Lagerungsdichte

In-situ Spannungsverhältnisse / Deformationseigenschaften



Ausführungsdatum : 18.07.2018 Koordinaten : 634406 m O
 Ansatzpunkt : 630.28 219409 m N

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Interpretierte geotechnische Erwartungswerte
 Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 ufhusen

Sondierung: CPTU 8

gezeichnet: aks Datum: kontrolliert: cfa

GeODin-System / CPT Interp A3 CH 1_100_v7.GLO / 07.08.2018/08:40:32

- + undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]
- Sensitivität S_t [-]
- × effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]
- effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △ bezogene Lagerungsdichte I_D [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ_p [kN/m²]
- + oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: $M_{E,1}$ bzw. E_s) [MN/m²]

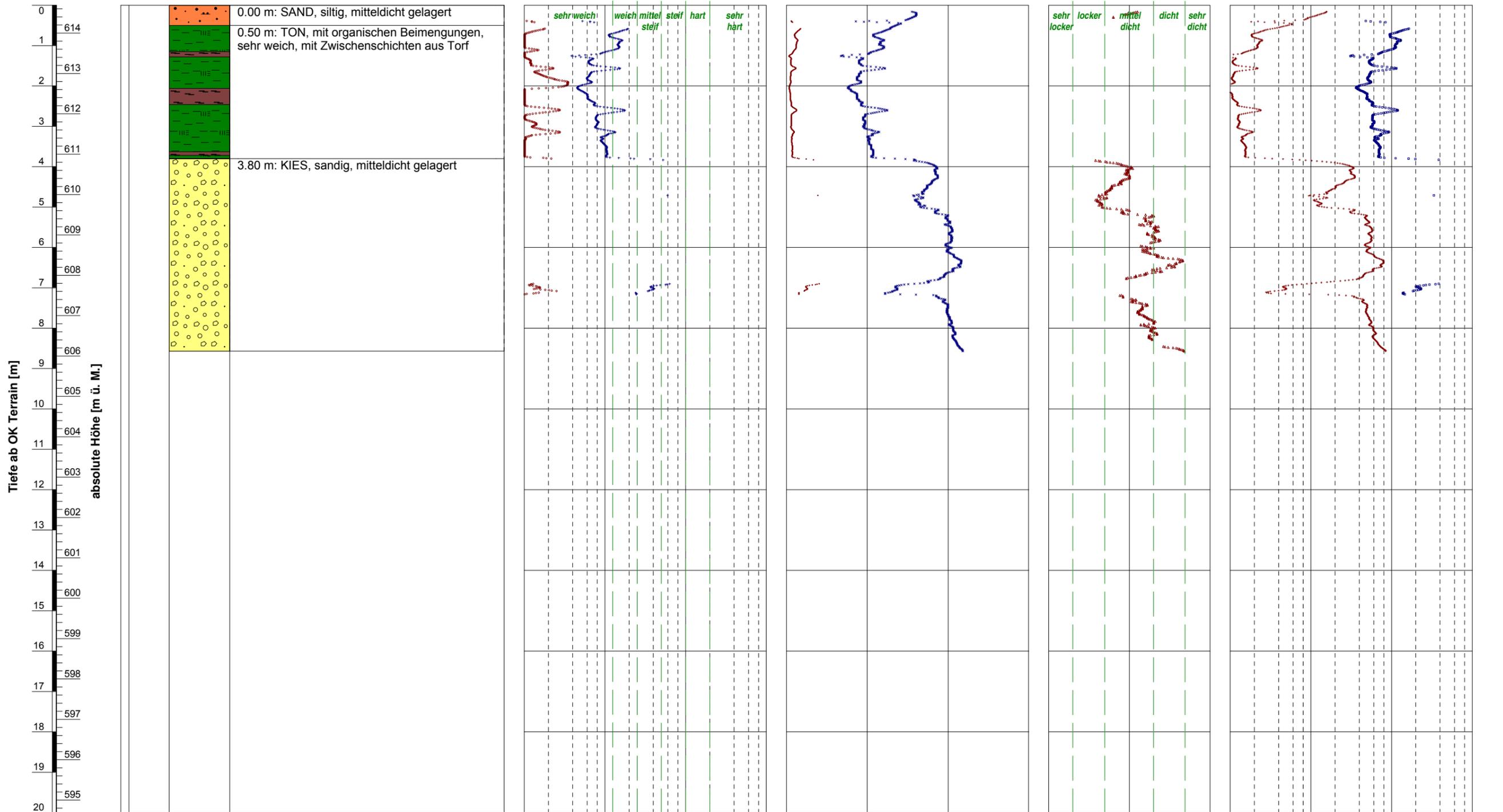
geotechnische Beschreibung

undrainierte Scherfestigkeit

drainierte Scherfestigkeit

Lagerungsdichte

In-situ Spannungsverhältnisse / Deformationseigenschaften



Ausführungsdatum : 18.07.2018 Koordinaten : 634465 m O
 Ansatzpunkt : 614.69 219497 m N

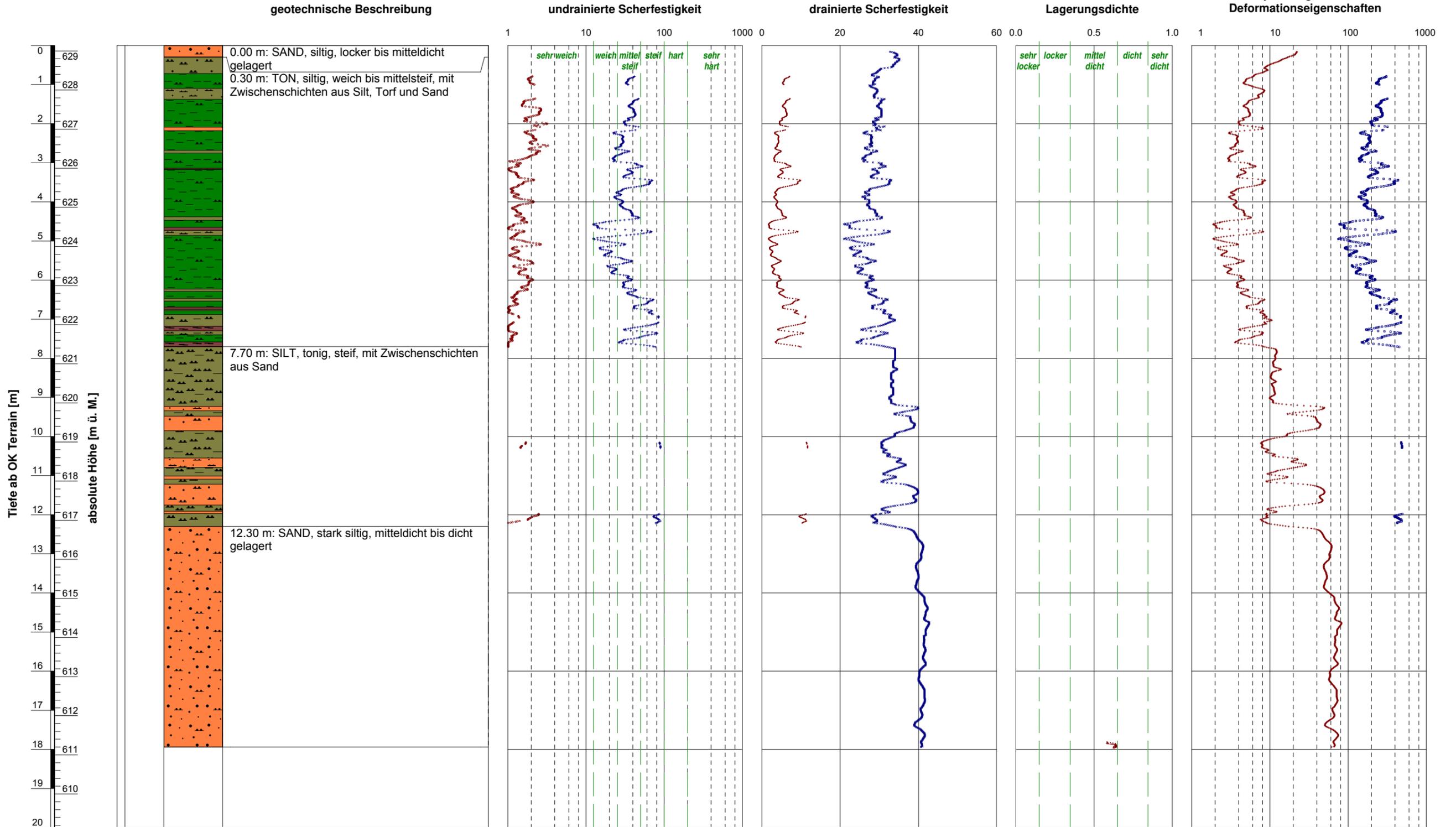
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
 Interpretierte geotechnische Erwartungswerte
 Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 ufhusen

Sondierung: CPTU 9

gezeichnet: aks Datum: kontrolliert: cfa

GeODin-System / CPT Interp A3 CH 1_100_v7.GLO / 07.08.2018/08:40:51

- + undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]
- Sensitivität S_t [-]
- × effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]
- effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △ bezogene Lagerungsdichte I_D [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ_p [kN/m²]
- + oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: $M_{E,1}$ bzw. E_s) [MN/m²]



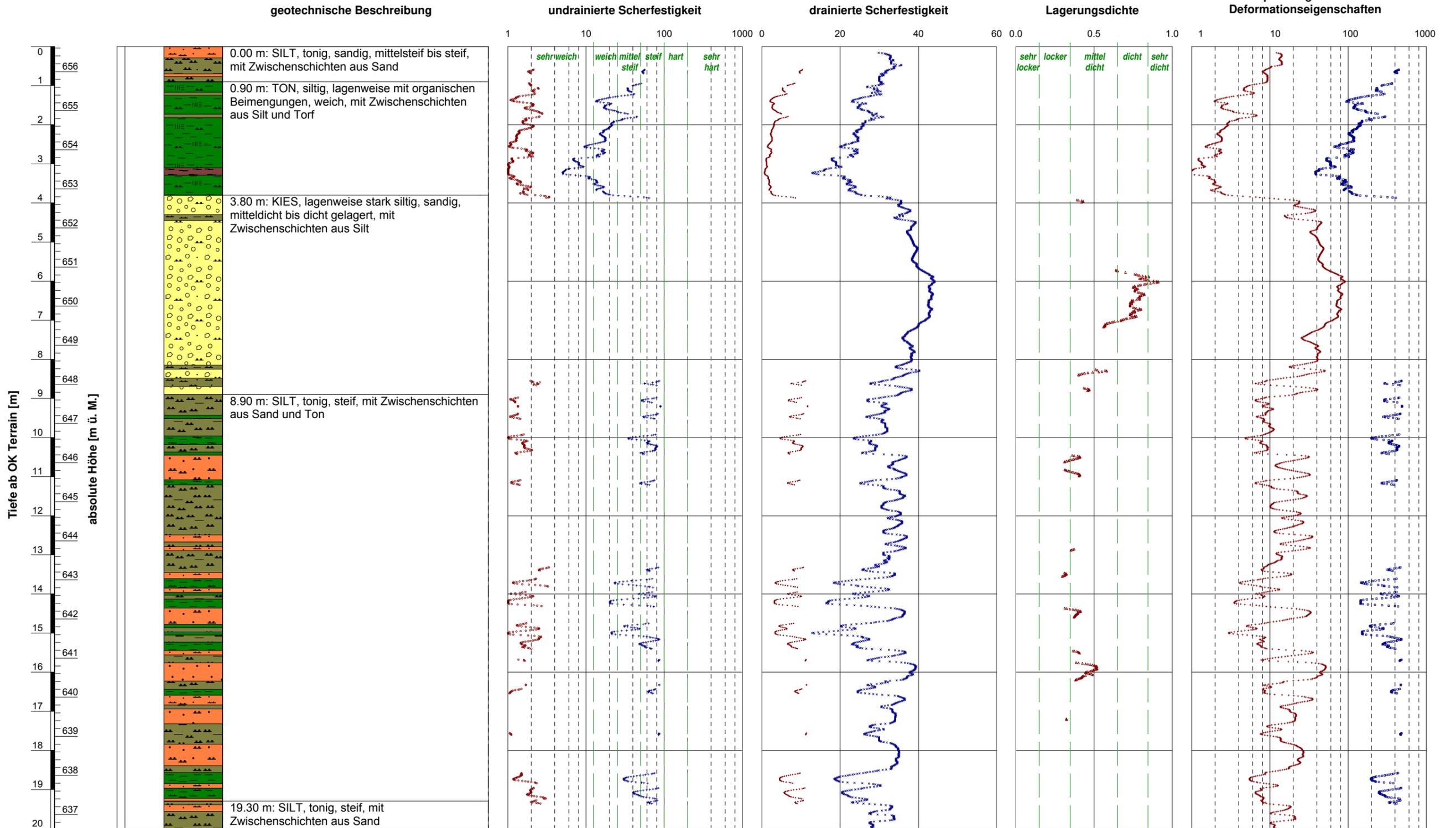
Ausführungsdatum : 25.07.2018 Koordinaten : 634525 m O
 Ansatzpunkt : 629.14 219304 m N

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
 Interpretierte geotechnische Erwartungswerte
 Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 ufhusen

gezeichnet: aks Datum: kontrolliert: cfa

GeODin-System / CPT Interp A3 CH 1_100_v7.GLO / 07.08.2018/08:37:21

- + undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]
- Sensitivität S_t [-]
- × effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]
- effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △ bezogene Lagerungsdichte I_D [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ_p [kN/m²]
- + oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: $M_{E,1}$ bzw. E_s) [MN/m²]



Ausführungsdatum : 24.07.2018 Koordinaten : 634365 m O
 Ansatzpunkt : 656.64 219239 m N

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
 Interpretierte geotechnische Erwartungswerte
 Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 ufhusen

Sondierung: CPTU 12

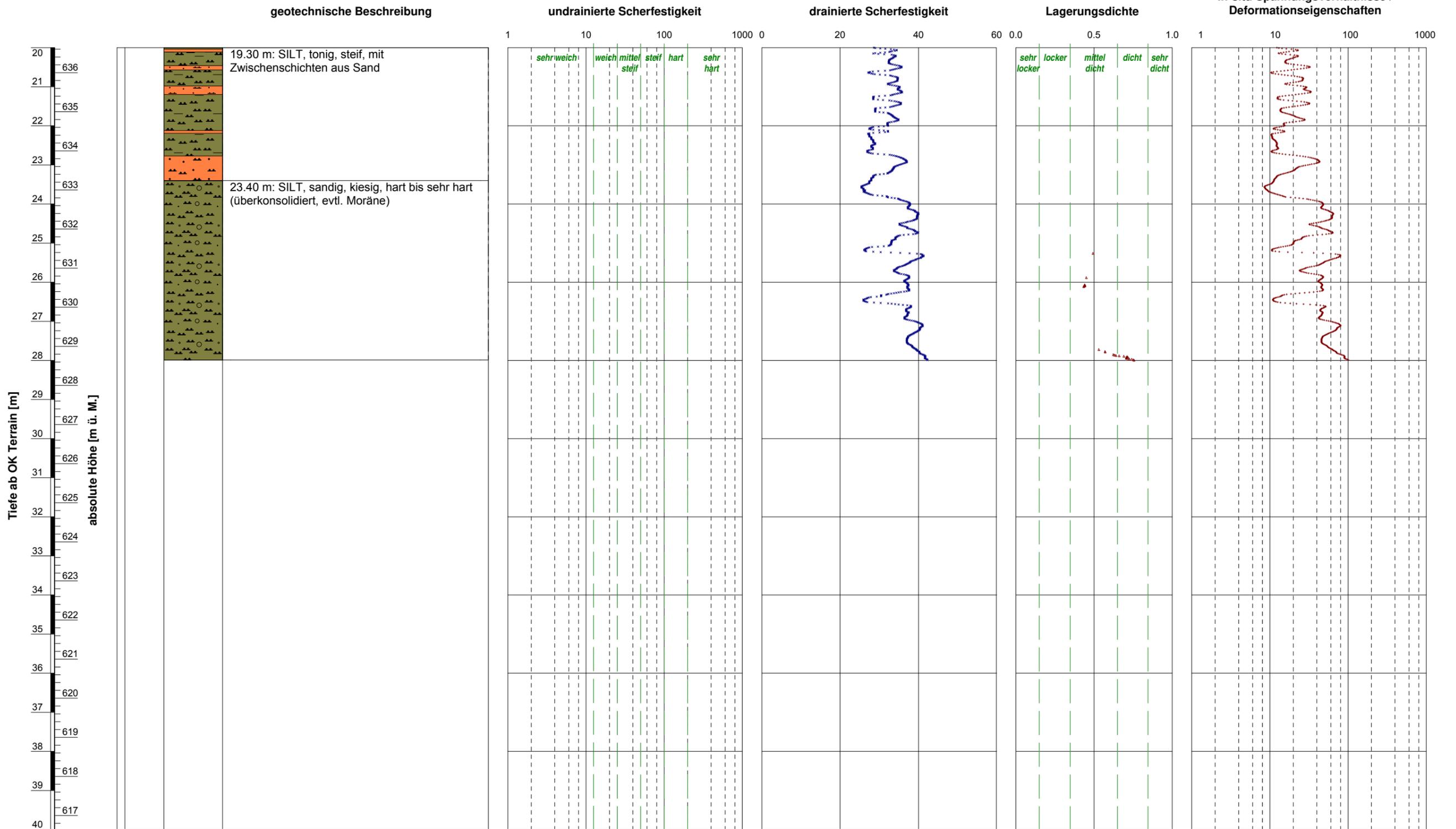
gezeichnet: aks Datum: kontrolliert: cfa

GeODin-System / CPTU Interp_A3 CH 1_100_v7.GLO / 07.08.2018/08:38:15

- + undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]
- Sensitivität S_t [-]
- × effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]
- effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △ bezogene Lagerungsdichte I_D [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ_p [kN/m²]
- + oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: $M_{E,1}$ bzw. E_s) [MN/m²]

gezeichnet: aks Datum: kontrolliert: cfa

GeODin-System / CPT Interp A3 CH 1_100_v7.GLO / 07.08.2018/08:38:16



Ausführungsdatum : 24.07.2018 Koordinaten : 634365 m O
 Ansatzpunkt : 656.64 219239 m N

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
 Interpretierte geotechnische Erwartungswerte
 Deponie Engelprächtigen, Engelprächtigenstrasse, 6153 ufhusen

Sondierung: CPTU 12

ANHÄNGE
ALLGEMEINE HINTERGRUNDINFORMATION

INHALT

Anhang 1: Elektrische Drucksondierung (CPT)

Anhang 2: Interpretation der elektrischen Drucksondierung

ALLGEMEINES

Die Drucksondierung (CPT) ist ein Verfahren, das häufig zur Untersuchung des Baugrunds verwendet wird. Hierbei wird der Widerstand des Baugrunds bei konstantem und kontinuierlichem Eindringen mit einem zylindrischen und mit internen Sensoren ausgestatteten Penetrometer bestimmt. Gemessen werden Eindringtiefe (z), Spitzenwiderstand (q_c), lokale Mantelreibung (f_s) und ggf. Porenwasserdruck (u_2) und der vertikale Neigungswinkel (i_x bzw. i_y). Die Ergebnisse ermöglichen eindeutige Rückschlüsse auf die Beschaffenheit des Baugrunds.

Die von Geoprofile für die Drucksondierung angewandten Verfahren und verwendeten Geräte richten sich nach ISO EN 22476-1 und den Regelungen der Veröffentlichung "International Reference Test Procedure" der internationalen Gesellschaft für Grundbau und Bodenmechanik (ISSMGE, 1999).

Wenn nicht anders vereinbart, gelten die folgenden Kriterien für die Beendigung des Versuchs:

- das Erreichen der gewünschten Eindringtiefe,
- die Abweichung von der Vertikale ist grösser als 15° ,
- die Abweichung von der Vertikale vergrössert sich plötzlich,
- das Erreichen der Höchstleistung des Druckgerätes, der Auflagevorrichtung, der Schubstangen und/oder der Messsensoren,
- Umstände im Ermessen des Sondiermeisters, wie z.B. das Risiko von Sach- oder Personenschaden.

ERGEBNISSE

Die Darstellung der Ergebnisse der Drucksondierungen umfasst:

- die Parameter q_c , f_s und R_f sowie u_2 in Abhängigkeit der Tiefe unter der Erdoberfläche,
- fakultativ die Parameter q_t , q_n und B_q bei Versuchen mit Porendruckmessungen,
- fakultativ den Neigungswinkel i bei Versuchen mit Winkelmessungen.

Als Bezugswert der Versuche gilt die Erdoberfläche. Die Definition der einzelnen Parameter ist wie folgt:

z = Eindringtiefe in die Erdoberfläche, bezüglich des vertikalen Neigungswinkels (i) korrigiert:

$$z = \int_0^l \cos i \cdot dl$$

dabei ist:

z = Eindringtiefe

l = Eindringlänge

i = vertikaler Neigungswinkel

q_c = Spitzenwiderstand bezüglich der Referenzwerte des Versuchs.

f_s = lokale Mantelreibung. Die Tiefe wird so korrigiert, dass die (hinter der Spitze gemessene) Mantelreibung sich auf die Tiefe der Sondierspitze bezieht.

R_f = Verhältnis der Mantelreibung zum Spitzenwiderstand (f_s/q_c).

u_2 = Porendruck direkt hinter der Sondierspitze (Position 2). Die Tiefe wird so korrigiert, dass der gemessene Porenwasserdruck sich auf die Tiefe der Sondierspitze bezieht.

Während der Versuchsdurchführung kann es u.U. zu einem Sättigungsverlust des Filterelementes kommen (Lunne et al., 1997). Zu den möglichen Gründen zählen:

- Eindringen in einen teilweise gesättigten Boden;
- Das Auftreten von negativem Porenwasserdruck, so dass es zu Kavitation kommt. Dies kann zum Beispiel beim Eindringen in einen dicht gelagerten Sand oder einen überkonsolidierten Ton auftreten.

Ein Sättigungsverlust führt normalerweise zu einem geringeren Porendruck beim Eindringen in den Boden unterhalb dieser Zone.

q_t = Totaler Spitzenwiderstand. Diese Kenngrösse beinhaltet Korrekturen für den hydrostatischen und den transienten Porendruck sowie für die Konstruktion der Sondierspitze:

$$q_t = q_c + (1-a)u_2$$

Dabei gilt:

a = Netto-Flächenverhältnis des Querschnitts der Stahlfläche in der Öffnung zwischen der Sondierspitze und der Reibungshülse. Dieses Verhältnis ist von der Art des Penetrometers abhängig.

q_n = $q_t - \sigma_{vo}$ = Netto-Spitzenwiderstand. Diese Kenngrösse beinhaltet Korrekturen für den hydrostatischen und den transienten Porendruck sowie für die Konstruktion der Sondierspitze und die In-Situ Spannung im Untergrund. Dabei gilt:

σ_{vo} = totale vertikale In-Situ Spannung im Bereich der Sondierspitze. Dieser Wert ist berechnet.

B_q = Porendruckverhältnis:

$$B_q = (u_2 - u_o) / q_n \quad \text{mit}$$

u_o = hydrostatischer Porenwasserdruck im Bereich der Sondierspitze. Es handelt sich um einen

berechneten Wert.

WEITERE MESSUNGEN

Mit der elektrischen Drucksondierung können weitere Messungen vorgenommen werden:

- Messung des hydrostatischen Wasserdrucks in einer bestimmten Tiefe;
- Dissipations-Test. Hierbei wird die Verringerung des transienten Porenwasserdrucks als Funktion der Zeit gemessen. Die Resultate erlauben Rückschlüsse auf die horizontale Durchlässigkeit von feinkörnigen Schichten und somit auf die benötigte Zeit bis zum Abklingen der primären Setzungen.
- Prüfung des Reibungs-Aufbaus. Hierbei wird die Zunahme der lokalen Mantelreibung nach einer Unterbrechung des Sondiervorgangs gemessen. Die Resultate erlauben Rückschlüsse auf die zeitlichen Entwicklung der Mantelreibung entlang eines Pfahlschafts.

Für die Durchführung dieser zusätzlichen Messungen muss der Sondiervorgang angehalten werden.

LITERATURANGABEN

CEN (2005), "Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Felduntersuchungen - Teil 1: Drucksondierungen mit elektrischen Messwertaufnehmern und Messeinrichtungen für den Porenwasserdruck (ISO EN 22476-1:2005)

ISSMGE International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (1999), "International Reference Test Procedure for the Cone Penetration Test (CPT) and the Cone Penetration Test with Pore Pressure (CPTU)", Bericht vom ISSMGE Technical Committee 16 bzgl. der Bestimmung von Baugrundeigenschaften mittels in-situ Prüfverfahren, Proceedings of the Twelfth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Amsterdam, editiert Barends et al., Vol. 3, pp. 2195-2222.

Lunne, T. (1999), "Special Workshop – Investigation Methods", Proceedings of the Twelfth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Amsterdam, editiert Barends et al., Additional Volume, pp. 51-52.

EINLEITUNG

Das vorliegende Dokument gibt einen Überblick der verwendeten Auswertungsmethoden für die Testergebnisse von Drucksondierungen. Die Eignung der einzelnen Methoden hängt unter anderem von den Anforderungen des jeweiligen Projektes ab und muss durch einen Geotechnik-Ingenieur beurteilt werden.

Die Auswertung von Drucksondierungsversuchsergebnissen hilft bei der Festlegung von Parametern für geotechnische Modelle. Die konventionellen Modelle stützen sich normalerweise auf die Plastizitätstheorie für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und auf die Elastizitäts- und Konsolidierungstheorie für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (CEN, 1994). Merkmale für solche geotechnischen Modelle sind:

- eine Analyse des Verhaltens in drainiertem oder undrainiertem Zustand für Plastizitätsmodelle
- die Analyse für den Grenzzustand der Tragfähigkeit unterscheidet sich von der für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

Die Auswertungsmethoden für Drucksondierungen basieren meist auf empirischen Korrelationen mit theoretischem Hintergrund. Die Datenintegration mit anderen, zusätzlichen Untersuchungstechniken wie Bohrungen und Laborversuchen erhöht den Grad der Zuverlässigkeit. Lunne et al. (1997) geben einen Überblick über verschiedene Auswertungsmethoden.

Die unten erläuterten Bewertungsmethoden unterliegen einigen Einschränkungen:

- Empirische Korrelationen beziehen sich auf Referenzparameter, welche in einem festgelegten Referenzverfahren gemessen wurden. So bezieht sich die mit einem N_{KT} -Faktor von Sondiererergebnissen abgeleitete undrainierte Scherfestigkeit auf denen, welche in einem einstufigen, isotrop konsolidierten, undrainierten Triaxialversuch (CIU) an einer ungestörten Bodenprobe im Labor ermittelt wurde. Der Bezugsparameter ist nicht unbedingt dem gewählten geotechnischen Modell angemessen, so dass eine Anpassung erforderlich sein könnte.
- Die meisten Bewertungsmethoden gelten meistens für einen Sand oder einen Ton. Bei Silt, Ton/Sand/Kies Mischungen, sehr dünn geschichteten Böden, zementierten Schichten und/oder Verwitterungsböden kann es zu Abweichungen kommen. Im Falle von solchen Schichten muss spezifisch vorgegangen werden (Peuchen et al., 1996; Lunne et al., 1995).
- Die Auswertungen beziehen sich auf die Bedingungen zu Beginn der geotechnischen Untersuchungen. Geologische und umwelttechnische Faktoren sowie Bauarbeiten können die vorgefundenen Baugrundverhältnisse verändern.
- Die Drucksondierung gibt nur bedingt direkte Information über den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Verformungen), da beim Eindringen der umliegende Boden stark deformiert wird. Im Vergleich zum Grenzzustand der Tragfähigkeit können genauere zusätzliche Daten erforderlich sein.

- Drainiertes oder undrainiertes Verhalten für die geotechnische Analyse kann dem jeweiligen drainierten oder undrainierten Verhalten während dem Sondiervorgang entsprechen, muss dies aber nicht. Es ist Aufgabe des Geotechnik-Ingenieurs zu beurteilen, welches Verhalten für die geotechnische Fragestellung relevant ist.

EINDRINGVERHALTEN

Während des Sondiervorgangs treten grössere Deformationen in unmittelbarer Nähe, und kleinere elastische Deformationen in grösserem Abstand des Penetrometers auf. Die Zusammensetzung der einzelnen Schichten, die Lagerungsdichte, die Struktur und die In-Situ Spannungsverhältnisse beeinflussen die Messgrössen.

Der gemessene Spitzenwiderstand q_c wird unter anderem durch den Porenwasserdruck beeinflusst. Da das Verhältnis effektiver Spannung zum Porendruck in grobkörnigen Schichten hoch ist, kann dieser Einfluss normalerweise vernachlässigt werden. Beim Eindringen in Ton ist dasselbe Verhältnis jedoch niedrig. Es kann somit wichtig sein zu wissen, wie hoch der Porendruck um das Penetrometer herum ist. Zu den Parametern, die die Auswirkungen des Porendrucks berücksichtigen, zählen der Gesamtspitzenwiderstand q_t , der Netto-Spitzenwiderstand q_n und das Porendruckverhältnis B_q . Diese Parameter können berechnet werden, wenn Daten bezüglich des Porenwasserdrucks vorliegen. Die Auswirkungen des Porendrucks auf die Mantelreibung f_s sind sehr gering und werden üblicherweise ignoriert. Die Berechnung des Reibungsverhältnisses R_f (definiert als f_s/q_c) lässt keine Rückschlüsse auf die Auswirkungen des Porendrucks zu.

Die Eindringgeschwindigkeit in Bezug auf die Durchlässigkeit des Bodens bestimmt, ob das Bodenverhalten in erster Linie undrainiert, drainiert oder teilweise drainiert ist. Normalerweise ist das Bodenverhalten bei Drucksondierungen in Sand und Kies drainiert (es gibt keinen messbaren, aufgrund des Sondiervorgangs hervorgerufenen Porenwasserüberdruck) und in Ton undrainiert (bedeutende Änderung des Porenwasserdrucks). Teilweise drainiert ist es bei Böden mit mittlerer Durchlässigkeit, wie z. B. bei Silt. Die folgenden Abschnitte gehen näher auf die Ermittlung von geotechnischen Parametern aufgrund von elektrischen Drucksondierungen ein.

KLASSIFIZIERUNG

Die Klassifizierung der verschiedenen Schichten in Bezug auf das allgemeine Bodenverhalten (und in eingeschränkter Masse die Bodenart) ist, im Vergleich mit anderen Ermittlungstechniken, ein wichtiger Teil der Drucksondierung.

Die Klassifizierung des Bodenverhaltens steht im Einklang mit der von Robertson (1990) beschriebenen Vorgehensweise. Diese betrachtet eine normalisierte Klassifizierung des Bodenverhaltens, die eine allgemeine Leitlinie zur Bestimmung der wahrscheinlichen Bodenart (z. B. Sand, siltig) gibt. Hierzu sind Daten einer Porenwasserdrucksondierung nötig. Es besteht eine vereinfachte Vorgehensweise für Ergebnisse ohne Messung des Porenwasserdrucks (Robertson et al., 1986).

IN-SITU SPANNUNGSVERHÄLTNISSE

Die Spannungsverhältnisse im Baugrund müssen bekannt sein, damit Parameter wie die bezogene Lagerungsdichte I_D und der innere Reibungswinkel φ' ermittelt werden können. Die effektive vertikale Spannung σ'_v kann berechnet werden, jedoch ist die effektive horizontale Spannung $\sigma'_{ho} = K_0 \sigma'_{vo}$ meist unbekannt und hängt primär vom Überkonsolidierungsgrad OCR [-] und dem effektiven inneren Reibungswinkel φ' [°] ab:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{\sin \varphi'} \quad [1]$$

Für eine Erklärung der verwendeten Symbole siehe Anhang „elektrische Drucksondierung (CPT)“, insofern nicht anders erwähnt. Der Zusammenhang basiert auf mechanischer Überkonsolidierung von rekonstituierten Probekörpern im Labor. Überkonsolidierung kann in der Natur durch geologische Faktoren wie z.B. glaziale Vorbelastung und Erosion, aber auch durch Grundwasserschwankungen und das Altern der Ablagerungen („ageing“) hervorgerufen werden. Normalerweise bewegen sich In-Situ Werte für K_0 für Tiefen bis zu 50 m zwischen 0.4 und 2.0. In grösseren Tiefen (> 50 m) beträgt dieser Ruhedruckkoeffizient üblicherweise weniger als 1.

Der maximale passive Erddruck stellt eine Obergrenze für die effektive horizontale Spannung dar. Der Koeffizient des passiven Erddrucks richtet sich unter Vernachlässigung einer allfälligen Kohäsion nach:

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad [2]$$

Wenn die effektive horizontale Spannung das Niveau des passiven Erddrucks erreicht, können Risse im Erdreich entstehen. In ausgetrockneten Tonen kann auch früher Rissbildung auftreten. In verkitteten Schichten kann aufgrund der vorhandenen Kohäsion ein horizontaler Erddruck vorhanden sein, welcher grösser ist als oben beschrieben. Die Kombination der Beziehung für K_0 und K_p ergibt eine Obergrenze für die Überkonsolidierung:

$$OCR_{\max} = \left[\frac{1 + \sin \varphi'}{(1 - \sin \varphi')^2} \right]^{\frac{1}{\sin \varphi'}} \quad [3]$$

Für einen Ton kann der maximale Überkonsolidierungsgrad OCR_{\max} somit weniger als 4, für einen Sand jedoch mehr als 50 betragen.

Der Überkonsolidierungsgrad von feinkörnigen Sedimenten kann direkt aus den Sondierergebnissen abgeleitet werden (Kulhawy und Mayne, 1990):

$$OCR = \alpha \cdot (q_T - \sigma_v) \quad [4]$$

Kulhawy und Mayne schlagen einen α -Wert von 0.3 [-] vor. Die Korrelation von elektrischen Drucksondierungen mit ausgewerteten Oedometer-Versuchen für Tone und Silte in der Schweiz suggeriert, dass ein Wert von 0.25 den Schweizer Verhältnissen besser angemessen sein dürfte. Geoprofile GmbH legt der Abschätzung des Überkonsolidierungsgrades (OCR) einen α -Wert von 0.25 zugrunde, was im Vergleich zu Kulhawy und Mayne zu einem etwas tieferen Überkonsolidierungsgrad führt.

Für Sande und Kiessande kann der Überkonsolidierungsgrad wie folgt abgeschätzt werden:

$$OCR = \left[\frac{0.192 \cdot (q_t / p_{atm})^{0.22}}{(1 - \sin \varphi')(\sigma'_{vo} / p_{atm})^{0.31}} \right]^{\frac{1}{\sin \varphi' - 0.27}}$$

wobei p_{atm} den atmosphärischen Druck bezeichnet.

Der maximale Vorkonsolidierungsdruck σ'_p ergibt sich aus der Multiplikation mit der effektiven vertikalen Spannung In-Situ:

$$\sigma'_p = \sigma'_{vo} \cdot OCR \quad [5]$$

Wird zudem der effektive innere Reibungswinkel φ' ermittelt, ist gemäss [1] auch der horizontale Erdruchdruck bekannt.

EFFEKTIVE SCHEREIGENSCHAFTEN

Der effektive innere Reibungswinkel φ' ist keine Konstante. Er hängt neben der Zusammensetzung (Mineralogie, Kornform und -rauheit) und der Lagerungsdichte zudem von den Spannungsverhältnissen im Erdreich und dem Abschermodus ab. Es gibt Hinweise dafür, dass Faktoren wie der Sedimentationsmodus oder die In-Situ Spannungsanisotropie weniger von Bedeutung sind.

Die ermittelten Werte der effektiven Reibungswinkel beziehen sich auf das In-Situ Spannungsniveau während der Sondierung. Dies dürfte z.B. für die Berechnung der Stabilität einer Böschung angemessen sein. Im Falle einer signifikanten Erhöhung der Spannungsverhältnisse, wie z.B. bei einer Aufschüttung oder einer Pfahlgründung, muss der effektive Reibungswinkel für Sand und Kiessand den neuen Verhältnissen angepasst werden, was meistens eine Verringerung der Scherparameter bedeutet. Das Verfahren nach Bolton (1986, 1987) stellt dazu eine breit akzeptierte Methode dar. Da der kritische Reibungswinkel φ'_{krit} im Falle von feinkörnigen Böden bereits bei einem geringen Spannungsniveau erreicht wird, ist die Abstufung von effektiven Scherparametern für Ton und Silt weniger üblich.

Das Verhältnis des inneren Reibungswinkels φ' zum Spitzenwiderstand q_c kann auf mehr oder weniger aufwendige Art und Weise ermittelt werden. Einfache Vorgehensweisen stützen sich auf eine konservative Klassifizierung des Bodenverhaltens. Eine aufwendigere empirische Untersuchung berücksichtigt zudem die In-Situ Spannungsverhältnisse σ'_{vo} und σ'_{ho} (siehe Abschnitt „In-Situ Spannungsverhältnisse“). Zudem kann die Lagerungsdichte explizit miteinbezogen werden. Neuere Ansätze verzichten jedoch darauf und berücksichtigen die Lagerungsdichte mit dem Einbezug von q_c nur implizit, da bei der Abschätzung der Lagerungsdichte zusätzliche Unsicherheiten eingebracht werden.

Eine Überprüfung der Ergebnisse von Drucksondierungen in mit Sand gefüllten Kalibrationskammern erlaubt die Abschätzung des effektiven inneren Reibungswinkels φ' für dieses Material (Kulhawy und Mayne, 1990):

$$\varphi' = 17.6 + 11 \cdot \log(q_{t1}) \tag{6}$$

$$q_{t1} = \frac{q_t / p_{atm}}{\sqrt{\sigma'_{vo} / p_{atm}}} \quad [p_{atm} = \text{atmosphärischer Druck} \approx 100 \text{ kPa}] \tag{7}$$

Als Referenzverfahren gelten axial belastete Triaxialprüfungen von isotrop und anisotrop konsolidierten Sandproben (CID und CAD). Die Korrelation enthält im Vergleich zu früheren Gleichungen (z.B. Robertson und Campanella, 1983) eine Korrektur für die Grösse der Kalibrationskammer im Vergleich zur Sondierspitze.

Die Abschätzung der effektiven Scherparameter für fein- und gemischtkörnige Ablagerungen beruht auf einer Form der Tragfähigkeitsformel (Senneset et al., 1988, 1989):

$$q_n = N_m (\sigma'_{vo} + a) \quad [9]$$

wobei:

$$N_m = \frac{N_q - 1}{1 + N_u B_q} \quad [10]$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{1}{2} \varphi' \right) e^{(\pi - 2\beta) \tan \varphi'} \quad [11]$$

$$N_u = 6 \tan \varphi' (1 - \varphi') \quad [12]$$

β = Plastifizierungswinkel

a = Anziehung

Dazu muss der Plastifizierungswinkel und die Anziehung („attraction“) abgeschätzt werden. Senneset et al. geben Richtwerte für verschiedenen Materialien als Funktion der Konsistenz bzw. der Lagerungsdichte. Die Abschätzung des effektiven inneren Reibungswinkels ist relativ unabhängig von den gewählten Werten für β und a. Die von Geoprofile gewählte Vorgehensweise basiert auf einer vorsichtigen Schätzung der beiden Parameter.

Die Abschätzung der effektiven Kohäsion für feinkörnige Schichten richtet sich nach dem maximalen Vorkonsolidierungsdruck σ'_p (Mesri und El-Ghaffar, 1993):

$$c' = 0.024 \cdot \sigma'_p \quad [13]$$

Für die Bestimmung des maximalen Vorkonsolidierungsdrucks σ'_p siehe den Abschnitt „In-Situ Spannungsverhältnisse“. Die Integration von weiteren geotechnischen Datensätzen für die Ermittlung der effektiven Kohäsion ist empfehlenswert. Ob die Anwendung einer effektiven Kohäsion hinsichtlich der geotechnischen Fragestellung und dem nicht-linearen Verlauf der Einhüllende sinnvoll ist, muss durch einen Geotechnik-Ingenieur beurteilt werden. Für Langzeit-Analysen kann es angebracht sein, die effektive Kohäsion vollständig zu vernachlässigen.

BEZOGENE LAGERUNGSDICHTE

Die Bestimmung des minimalen und des maximalen Porenraums der Sandproben im Labor (e_{min} und e_{max}) bildet die Grundlage für den Begriff der bezogenen Lagerungsdichte. Es ist unwahrscheinlich, dass bei den Laborversuchen tatsächlich der niedrigsten oder der höchsten Wert für den Porenraum e_{max} bzw. e_{min} ermittelt wird. Das In-Situ Raumgewicht kann somit den im Labor erfassten Wert übertreffen.

Übliche Zusammenhänge zwischen q_c und der bezogenen Lagerungsdichte I_D basieren auf Drucksondierungen in einer mit Sand gefüllten Kalibrationskammer. Derartige Versuche sind Teil von allgemeinen geotechnischen Forschungsprojekten und unterliegen einigen Beschränkungen, wie z. B.:

- Abhängigkeit von der Bodenart
- Ungenauigkeiten bei der Bestimmung von I_D im Labor
- begrenzte Bandbreite an Spannungshöhen und K_o Werten
- Vereinfachungen bei der Probenvorbereitung und den Aufzeichnungen zur Bodenspannung

Folgende Schritte dienen zur Bestimmung der Lagerungsdichte (locker, dicht, etc.) vor Ort:

- (a) Schätzung der In-Situ Spannungsverhältnisse σ'_{vo} und σ'_{ho}
- (b) Empirische Korrelation der bezogenen Lagerungsdichte I_D mit q_c , σ'_{vo} und σ'_{ho}

Die Abschätzung der In-Situ Spannungsverhältnisse wurde oben erläutert. Sind zudem allgemeine Angaben zur Kompressibilität des Sands vorhanden, sollten diese in die Beurteilung der bezogenen Lagerungsdichte miteinbezogen werden. Die Kompressibilität eines Sands nimmt tendenziell zu mit zunehmender Uniformität der Korngrösseverteilung, mit der Eckigkeit der einzelnen Körner und mit zunehmendem Feinanteil.

Die Abschätzung der bezogenen Lagerungsdichte richtet sich nach Kulhawy und Mayne (1990):

$$I_D^2 = \frac{q_{t1}}{305 Q_c \cdot Q_{OCR} \cdot Q_A} \tag{14}$$

wobei q_{t1} sich nach [7] richtet und die Faktoren Q_c , Q_{OCR} und Q_A wie folgt berechnet werden:

- Q_c = Kompressibilitätsfaktor
 $0.91 < Q_c < 1.09$ (Tiefer Wert für geringe Kompressibilität)
- Q_{OCR} = Überkonsolidierungsfaktor
 $OCR^{0.2}$
- Q_A = Faktor, welche die Zunahme des Spitzenwiderstands mit der Zeit berücksichtigt
 $1.2 + 0.05 \cdot \log(t/100)$ (t in Jahren)
 ≈ 1.3 für Sande, welche nach der letzten Eiszeit abgelagert wurden

ZUSAMMENDRÜCKUNGSMODUL BEI ERSTBELASTUNG

Zusammenhänge zwischen den Resultaten von Drucksondierungen und dem eindimensionalen Zusammendrückungsmodul bei Erstbelastung M_{E1} sind indikativ. Für eine genaue Bestimmung des Last-Deformationsverhaltens sind zusätzliche Daten (z. B. Plattendilatometer, Oedometerprüfung) unumgänglich.

Normalerweise wird die Elastizitätstheorie für die Analyse des Verformungsverhaltens von drainierten Böden angewandt. Lunne und Christophersen (1983) schlagen aufgrund einer Überprüfung der Ergebnisse von Drucksondierungen in mit Sand gefüllten Kalibrationskammern die folgende Beziehung zur Abschätzung des Zusammendrückungsmoduls bei Erstbelastung vor:

$$\begin{array}{lll}
 M_{E1} & = & 4 \cdot q_c \qquad q_c < 10 \text{ MPa} \\
 & & 2 \cdot q_c + 20 \qquad 10 < q_c < 50 \text{ MPa} \\
 & & 120 \qquad q_c > 50 \text{ MPa}
 \end{array} \qquad [15]$$

Die Abschätzung des eindimensionalen Zusammendrückungsmoduls bei Erstbelastung für feinkörnige Schichten richtet sich meistens nach:

$$M_{E1} = \alpha_c \cdot q_c \qquad [16]$$

Oder, korrigiert für den transienten Porenwasserdruck und den Bau der Messsonde:

$$M_{E1} = \alpha_n \cdot q_n \qquad [17]$$

Dabei stellt α einen Korrelationskoeffizient dar, welcher unter anderem von der Plastizität, Korngrösse, Mineralogie und Spannungsgeschichte abhängt. Mitchell und Gardner (1975) geben Richtwerte für α_c , welche sich je nach Zusammensetzung, Plastizität und Scherfestigkeit zwischen 1 und 8 bewegen. Neuere Studien aufgrund des netto Spitzenwiderstands q_n empfehlen einen Wert für α_n zwischen 4 und 8 (Senneset et al, 1989). Die von Geoprofile gewählte Methode betrachtet einen pauschalen Wert für α_n von 5 als praktikabel.

Der hier abgeleitete Zusammendrückungsmodul ist einen oedometrischen Modul, welche sich auf die effektiven in-situ Spannungsverhältnisse in einer bestimmten Tiefe bezieht. Bei der Bestimmung eines Zusammendrückungsmoduls beim Oedometerversuch gilt, dass die vertikalen Dehnungen sehr gross sind und meistens zwischen 1 und 10 Prozent variieren. Solche Dehnungen sind unter einem Bauwerk kaum realistisch. Es liegt in der Verantwortung des Anwenders, die effektiv auftretenden Dehnungen bei der Wahl eines geeigneten M_E -Wertes gebührend zu berücksichtigen. Dies kann durchaus zu einem höheren Wert führen. Die Verwendung eines konstanten, oedometrischen Zusammendrückungsmoduls führt bei Setzungsberechnungen in der Regel zu einer Überschätzung der zu erwartenden Setzungen.

Zur Berücksichtigung einer grösseren Steifigkeit des Baugrundes bei geringeren Dehnungen sollte vorzugsweise auf komplexeren Materialmodellen zurückgegriffen werden (z.B. das hardening soil small strain Modell (HSS)).

Die Abschätzung der maximalen Vorkonsolidierungsspannung σ'_p richtet sich nach [5].

UNDRAINIERTE SCHERFESTIGKEIT

Die undrainierte Scherfestigkeit s_u ist keine Konstante. Sie hängt von Faktoren wie dem Abschermodus und der -richtung, der Spannungshistorie und -anisotropie sowie der Abschergeschwindigkeit und der Temperatur ab.

Es gibt verschiedene theoretische und empirische Vorgehensweisen, um den Spitzenwiderstand q_c mit der undrainierten Scherfestigkeit s_u zu korrelieren. Theoretische Ansätze stützen sich auf die Tragfähigkeitstheorie oder die Bodenmechanik des kritischen effektiven Zustands (critical state soil mechanics, CSSM). So kann der einfache Abschermodus wie folgt beschrieben werden (Wroth 1984):

$$s_u / \sigma'_{vo\ DDS} = \frac{1}{2} \sin \varphi' \cdot OCR^\Lambda \tag{18}$$

wobei $\Lambda = 1 - C_s/C_c$ das plastische volumetrische Dehnungspotential, und C_c und C_s den Zusammendrückungsindex bei Erstbelastung bzw. bei Entlastung bezeichnen. Für Tone mit einer geringen bis mittleren Sensitivität liegt Λ meistens zwischen 0.7 und 0.8, für sensitive Tone eher um 0.9. Die bekannte Beziehung (Jamiolkowski et al., 1985; Ladd, 1991; Ladd and DeGroot 2003):

$$s_u / \sigma'_{vo\ DDS} = 0.22 \cdot OCR^{0.8} \tag{19}$$

welche im Erdbaulabor des MIT entwickelt wurde, ist dabei ein Subsatz von [18] mit $\varphi' = 26^\circ$ und $\Lambda = 0.8$. Die von Geoprofile gewählte Methode nutzt den aus den Sondierdaten abgeleiteten Wert für den effektiven inneren Reibungswinkel φ' und einem Λ von 0.8.

Empirische Ansätze beruhen meistens auf einer direkten Korrelation des netto Spitzenwiderstands q_n mit der undrainierten Scherfestigkeit (Rad und Lunne, 1988):

$$s_{u\ TX} = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}} = \frac{q_n}{N_{kt}} \tag{20}$$

Der Faktor N_{kt} liegt üblicherweise zwischen 15 und 25, hängt aber unter anderem von der Plastizität und

dem Überkonsolidierungsgrad ab. Das Referenzverfahren für die oben genannte Beziehung ist der konsolidierte, undrainierte, triaxiale Zusammendrückungstest (CU). Die von Geoprofile gewählte Vorgehensweise bezieht sich auf eine undrainierte Scherfestigkeit mit einem Faktor N_{kt} von 18, welche aber nur zur Kontrolle von der mit [18] abgeleiteten undrainierte Scherfestigkeit (und damit indirekt auch von φ') herangezogen wird.

Die Sensitivität eines Tons ist das Verhältnis zwischen der maximalen und der gestörten undrainierten Scherfestigkeit:

$$S_t = s_{u,max} / s_{u,rest} \quad [21]$$

Da die gemessene lokale Mantelreibung f_s in Ton primär von der gestörten undrainierten Scherfestigkeit abhängt, kann die Sensitivität wie folgt abgeleitet werden (Rad und Lunne, 1986):

$$S_t = \frac{N_s}{R_f} \quad [22]$$

wobei R_f das Reibungsverhältnis bezeichnet und N_s üblicherweise zwischen 6 und 9 liegt. Bei der von Geoprofile gewählten Vorgehensweise liegt der Abschätzung der Sensitivität ein Wert für N_s von 7.5 zugrunde.

LITERATURANGABEN

Bolton, M.D. (1986), "The Strength and Dilatancy of Sands", Geotechnique, Vol. 36, No. 1, pp. 65-78.

Bolton, M.D. (1987), "The Strength and Dilatancy of Sands, Discussion", Geotechnique, Vol. 37, No. 2, pp. 225-226.

Kulhawy, F.H. und P.W. Mayne, (1990), Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design, Report EPRI EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California, 306 pp.

Ladd, C.C., Foott, R.R., Ishihara, K., Schlosser, F. und Poulos, H.G. (1977), "Stress-Deformation and Strength Characteristics", Proc. 9th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. 2, pp. 421-494.

Lunne, T., Powell, J.J.M. und Robertson, P.K. (1995), "Use of Piezocone Tests in Non-Textbook Materials", Proc. Int. Conf. on Advances in Site Investigation Practice, Institution of Civil Engineers, London, pp. 438-451.

Lunne, T und Christophersen, H.P. (1983), "Interpretation of cone Penetrometer data for offshore Sands", Proc. of the offshore technology conference, Richardson, Texas, paper nr. 4464

Lunne, T., Robertson, P.K. und Powell, J.J.M. (1997), "Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice", Blackie Academic & Professional, London, p. 312.

Mayne, P.W. und Kulhawy, F.H. (1982), " K_0 - OCR Relationships in Soil", ASCE Jnl. of Geotechnical Engineering, Vol. 108, No. GT6, pp. 851-872.

Mesri, G. und Abdel-Ghaffar, M.E.M. (1993). "Cohesion Intercept in Effective Stress Stability Analysis." Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119, No. 8, pp. 1229-1249.

Mitchell, J.K. und Gardner, W.S. (1975), "In-Situ Measurements of Volume Change Characteristics", ASCE Speciality Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties, North Carolina, Vol. II, pp. 279-345.

Rad, N.S. und Lunne, T. (1988), "Direct Correlations between Piezocone Test Results and Undrained Shear Strength of Clay", Penetration Testing 1988, Proc. First Int. Symp. On Penetration Testing, ISOPT-1, De Ruiter (ed.), Vol. 2, pp. 911-917.

Robertson, P.K. (1990), "Soil Classification using the Cone Penetration Test", Can. Geotech. Jnl., Vol. 27, No. 1, pp. 151-158.

Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D. und Grieg, J. (1986), "Use of Piezometer Cone Data", Proc. In-Situ '86, ASCE Specialty Conf., Blacksburg, VA, pp. 1263-1280.

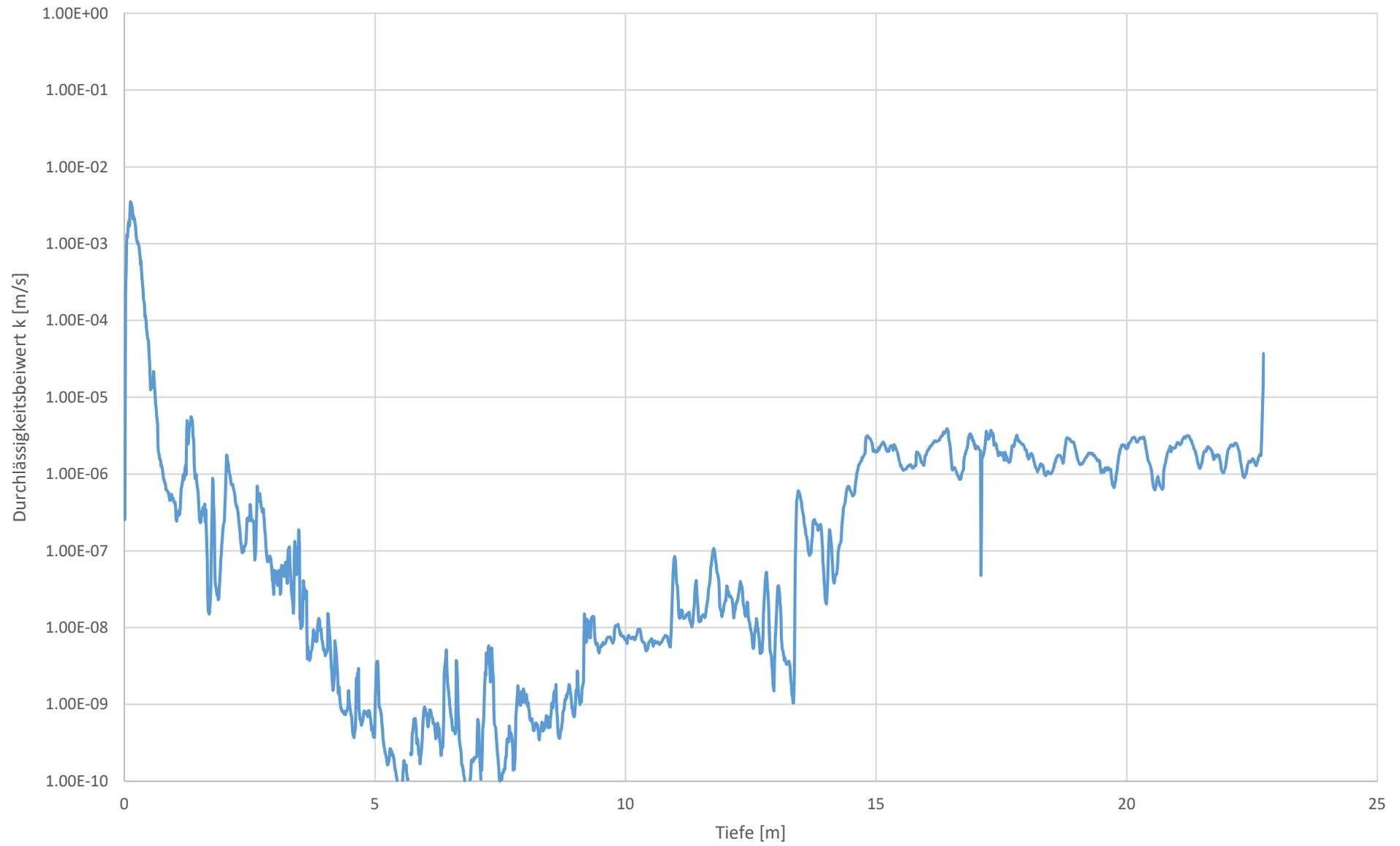
Senneset, K., R. Sandven, T. Lunne, T. By, und T. Amundsen, (1988), "Piezocone Tests in Silty Soils," Penetration Testing, Vol. 2, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 955–974.

Senneset, K., R. Sandven, und N. Janbu, (1989), "Evaluation of Soil Parameters from Piezocone Tests," Transportation Research Record 1235, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C, pp. 24–37.

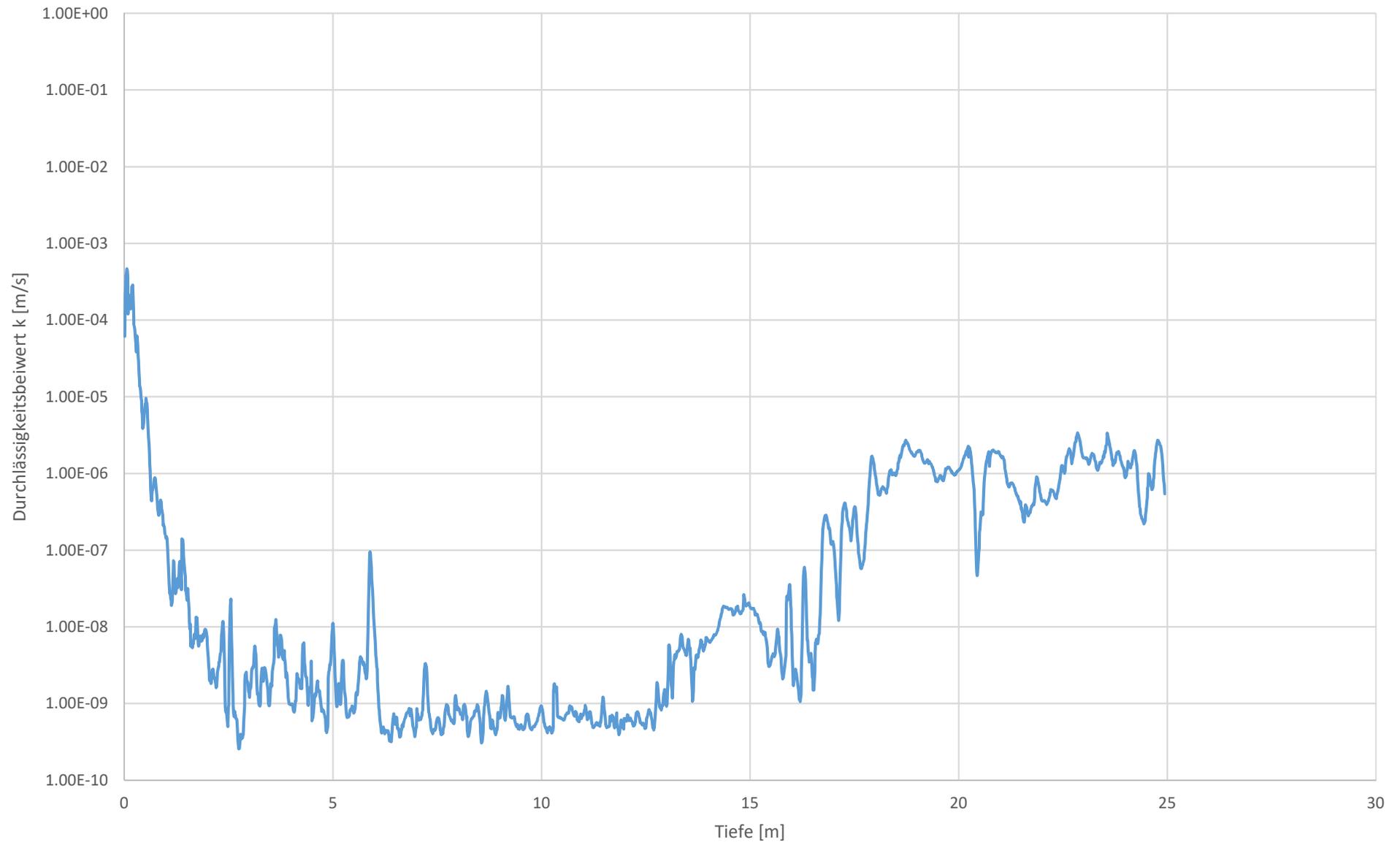
Wroth, C.P. (1984), "The Interpretation of In-Situ Soil Tests", Geotechnique, Vol. 34, No. 4, pp. 449-489.

Beilage 7: Durchlässigkeitsprofile elektrische Drucksondierungen (inkl. Methodik)

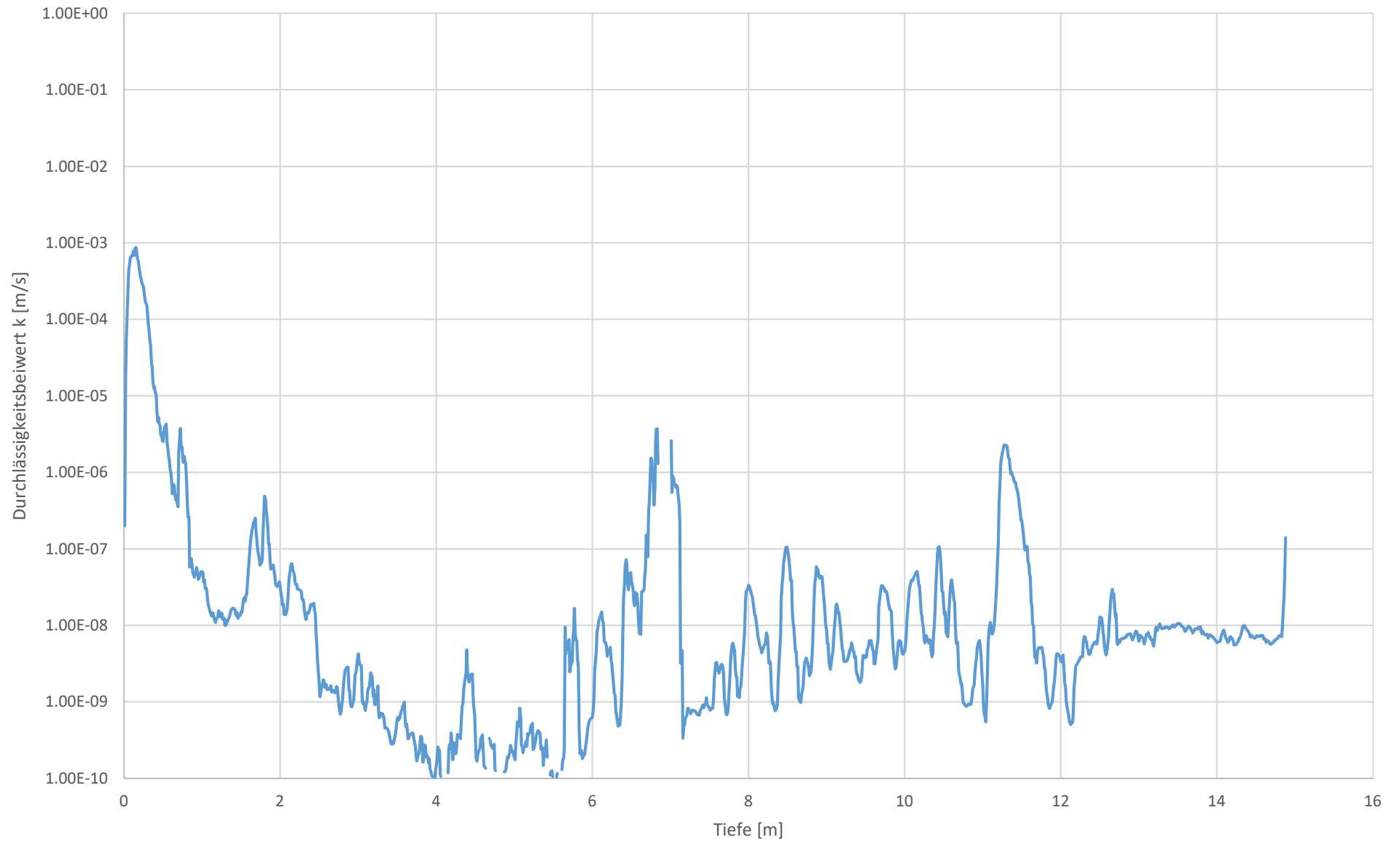
Durchlässigkeitsprofil CPTU 5



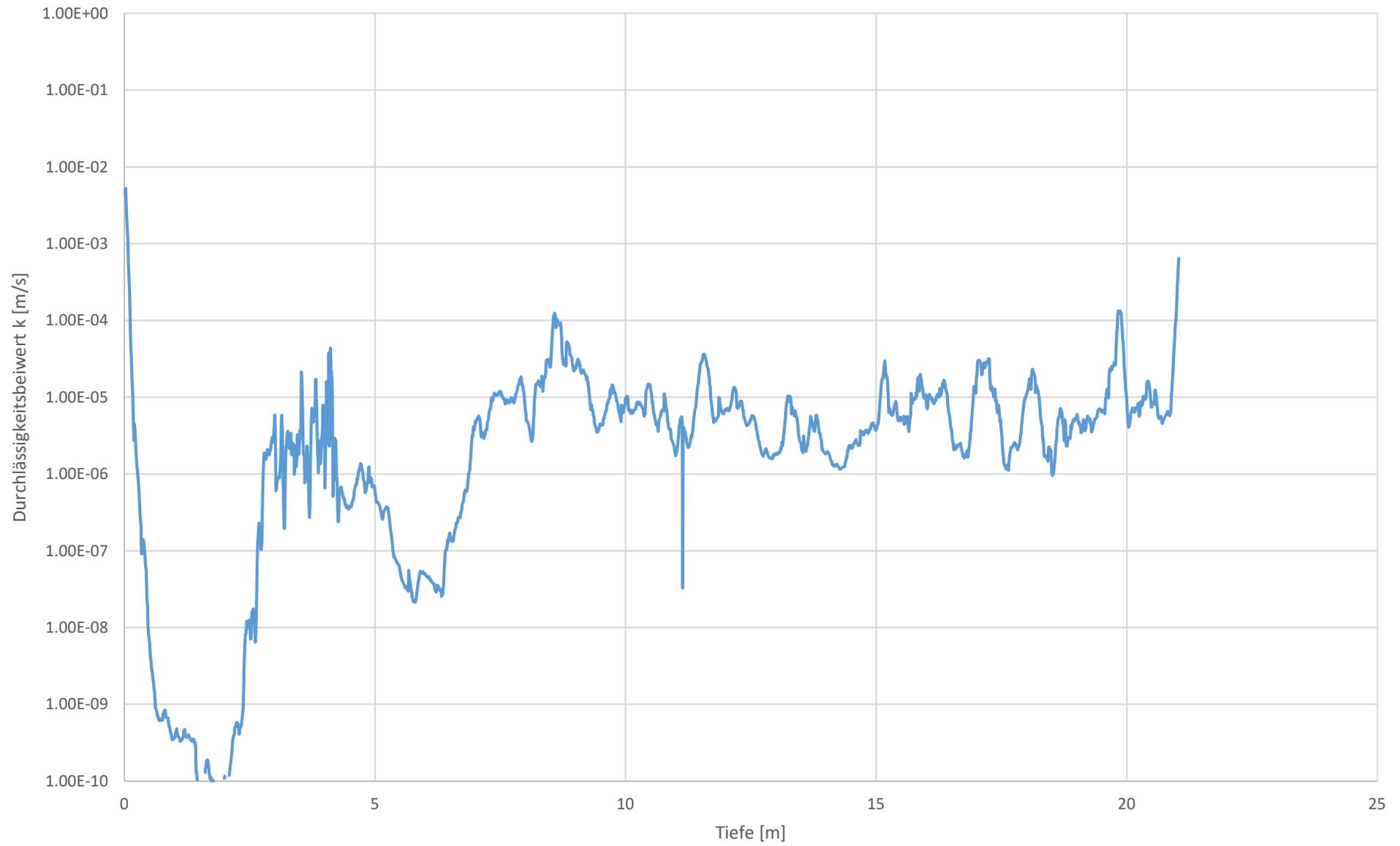
Durchlässigkeitsprofil CPTU 6



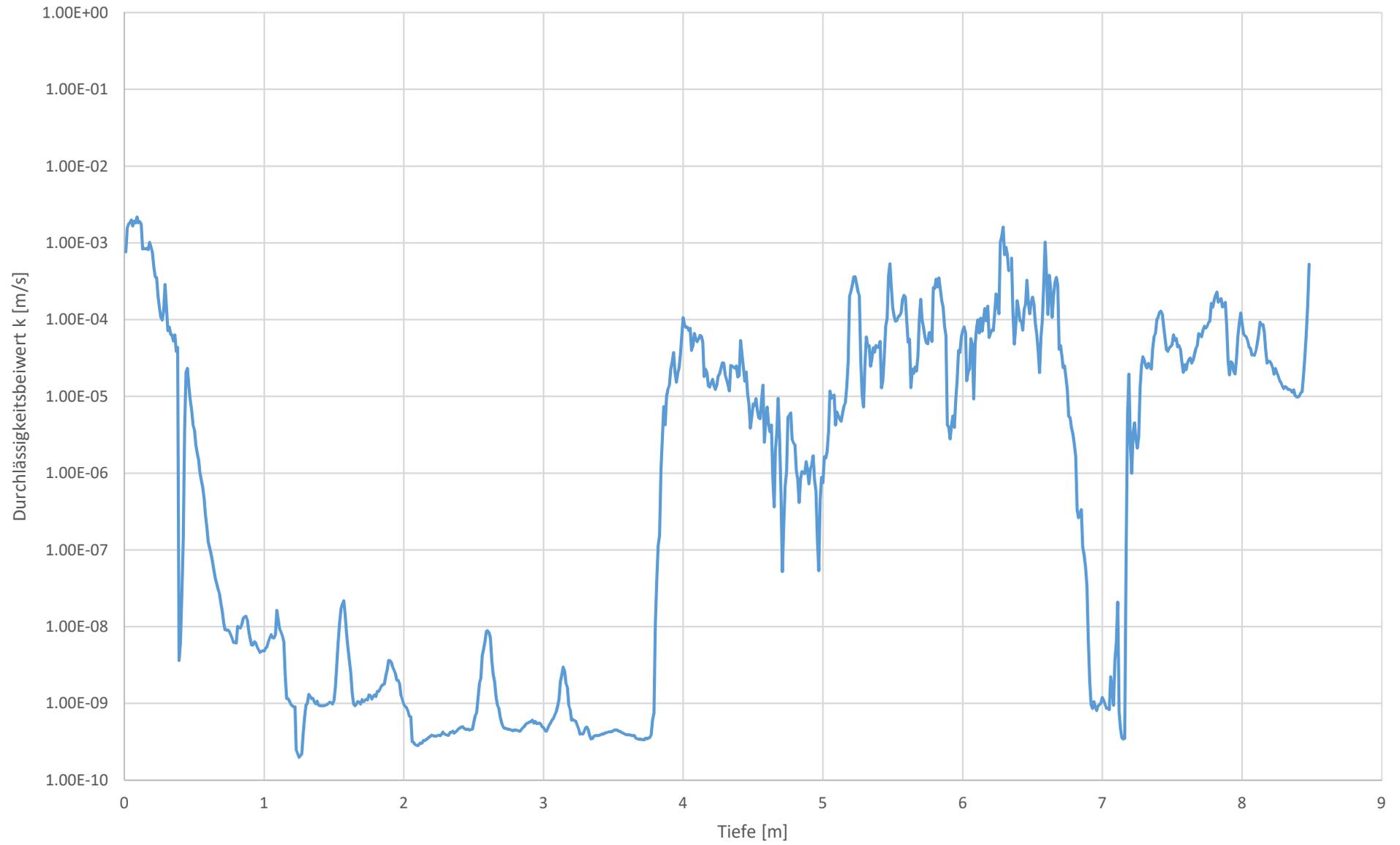
Durchlässigkeitsprofil CPTU 7



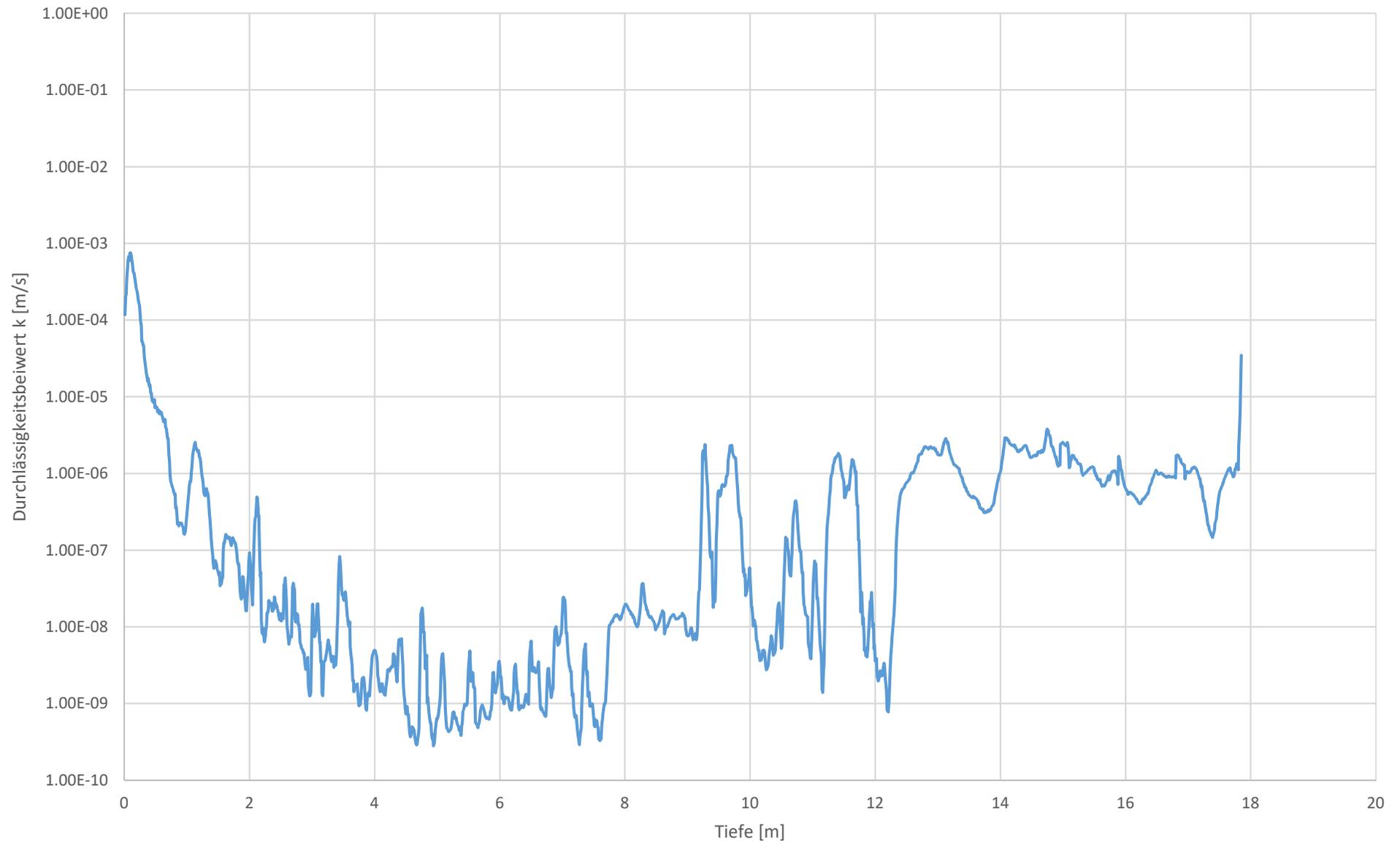
Durchlässigkeitsprofil CPTU 8



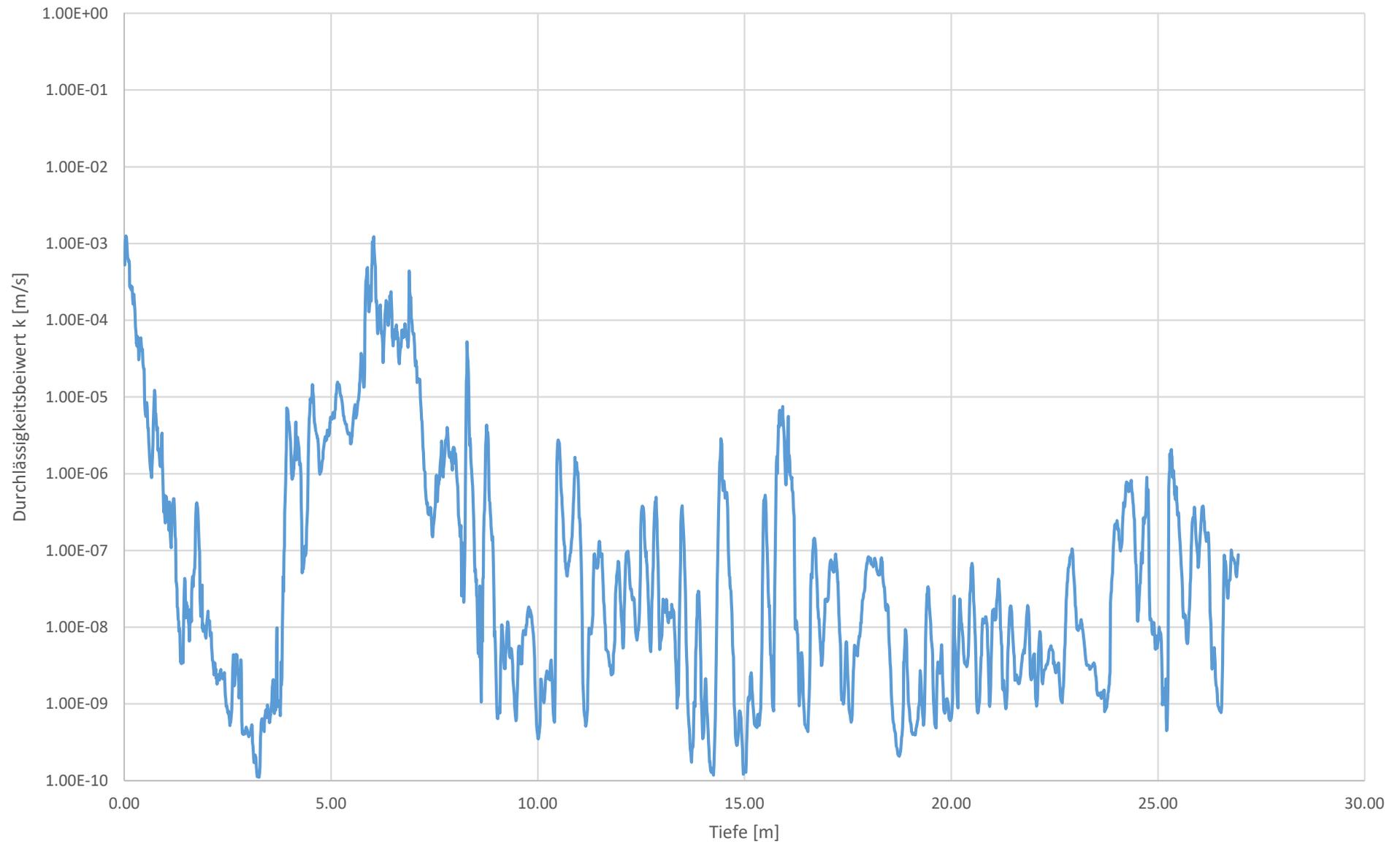
Durchlässigkeitsprofil CPTU 9



Durchlässigkeitsprofil CPTU 10



Durchlässigkeitsprofil CPTU 12



Estimating in-situ soil permeability from CPT & CPTu

P.K. Robertson

Gregg Drilling & Testing Inc., Signal Hill, California, USA

ABSTRACT: Engineers often want to estimate profiles of soil permeability (hydraulic conductivity) as part of the site characterization process. Several methods have been proposed to estimate the coefficient of permeability (k) using CPT results. These methods are generally based on two approaches: (1) estimated soil type and (2) rate of dissipation during a CPTu dissipation test. This paper presents updated correlations to estimate the coefficient of permeability from CPT and CPTu dissipation test results. The proposed correlations are briefly evaluated with available published results.

1 INTRODUCTION

Geotechnical engineers and geologists often want to estimate profiles of soil permeability (hydraulic conductivity) as part of the site characterization process. Soil permeability can vary by up to ten orders of magnitude and can be difficult to both estimate and measure accurately. It is often considered that accuracy within one order of magnitude is acceptable. Most methods to measure soil permeability are slow and expensive and often subject to scale effects. During the initial stages of site characterization it is sometimes helpful to estimate soil permeability based on simple, inexpensive penetration tests, such as the cone penetration test (CPT). Several methods have been proposed to estimate the coefficient of permeability (k) using CPT results. These methods are generally based on two approaches: (1) estimated soil type and (2) rate of dissipation during a CPTu dissipation test.

The objective of this paper is to evaluate existing CPT-based methods to estimate soil permeability and to suggest updated correlations. The proposed new correlations are briefly evaluated using existing published records.

2 PERMEABILITY ESTIMATES BASED ON SOIL TYPE

Lunne et al (1997) suggested that soil permeability (k) could be estimated using the Soil Behaviour Type (SBT) charts proposed by either Robertson et al (1986) or Robertson (1990). A range of k values was suggested for each SBT. Table 1 shows the updated recommended range based on the Robertson (1990) normalized SBTn chart.

Table 1 Estimated soil permeability (k) based on normalized CPT soil behavior type (SBTn) by Robertson (1990) (Modified from Lunne et al., 1997)

SBTn Zone	SBTn	Range of k (m/s)	SBTn I_c
1	Sensitive fine-grained	3×10^{-10} to 3×10^{-8}	NA
2	Organic soils - clay	1×10^{-10} to 1×10^{-8}	$I_c > 3.60$
3	Clay	1×10^{-10} to 1×10^{-9}	$2.95 < I_c < 3.60$
4	Silt mixture	3×10^{-9} to 1×10^{-7}	$2.60 < I_c < 2.95$
5	Sand mixture	1×10^{-7} to 1×10^{-5}	$2.05 < I_c < 2.60$
6	Sand	1×10^{-5} to 1×10^{-3}	$1.31 < I_c < 2.05$
7	Dense sand to gravelly sand	1×10^{-3} to 1	$I_c < 1.31$
8	*Very dense/ stiff soil	1×10^{-8} to 1×10^{-3}	NA
9	*Very stiff fine-grained soil	1×10^{-9} to 1×10^{-7}	NA

*Overconsolidated and/or cemented

Manassero (1994) reported good results using Table 1 to estimate k values for quality control purposes in a slurry wall.

Jefferies and Davies (1993) identified that a Soil Behavior Type Index, I_c , could represent the SBT zones in the normalized CPT SBTn chart where, I_c is essentially the radius of concentric circles that define the boundaries of soil type. Robertson and Wride, (1998) and updated by Robertson (2009), modified the definition of I_c , as follows:

$$I_c = [(3.47 - \log Q_{tn})^2 + (\log F_r + 1.22)^2]^{0.5} \quad (1)$$

where:

$$Q_{tn} = [(q_t - \sigma_v)/p_a] (p_a/\sigma'_{vo})^n \quad (2)$$

$$F_r = [(f_s/(q_t - \sigma_{vo}))] 100\% \quad (3)$$

q_t = CPT corrected total cone resistance

f_s = CPT sleeve friction

σ_{vo} = pre-insertion in-situ total vertical stress

σ'_{vo} = pre-insertion in-situ effective vertical stress

$(q_t - \sigma_v)/p_a$ = dimensionless net cone resistance, and,

$(p_a/\sigma'_{vo})^n$ = stress normalization factor

n = stress exponent that varies with SBT

p_a = atmospheric pressure in same units as q_t , σ_v and σ'_{vo}

Robertson (2009) provided a detailed discussion on stress normalization and suggested the following updated approach to allow for a variation of the stress exponent (n) with both SBTn I_c (soil type) and stress level using:

$$n = 0.381 (I_c) + 0.05 (\sigma'_{vo}/p_a) - 0.15 \quad (4)$$

where $n \leq 1.0$

The range of I_c values for each SBTn zone are included in Table 1. Figure 1 shows the updated Robertson (1990) SBTn chart in terms of Q_{tn} - F_r with the I_c boundaries. The concept of a SBTn index I_c only applies to soils that plot down the center of the chart in regions 2 to 7.

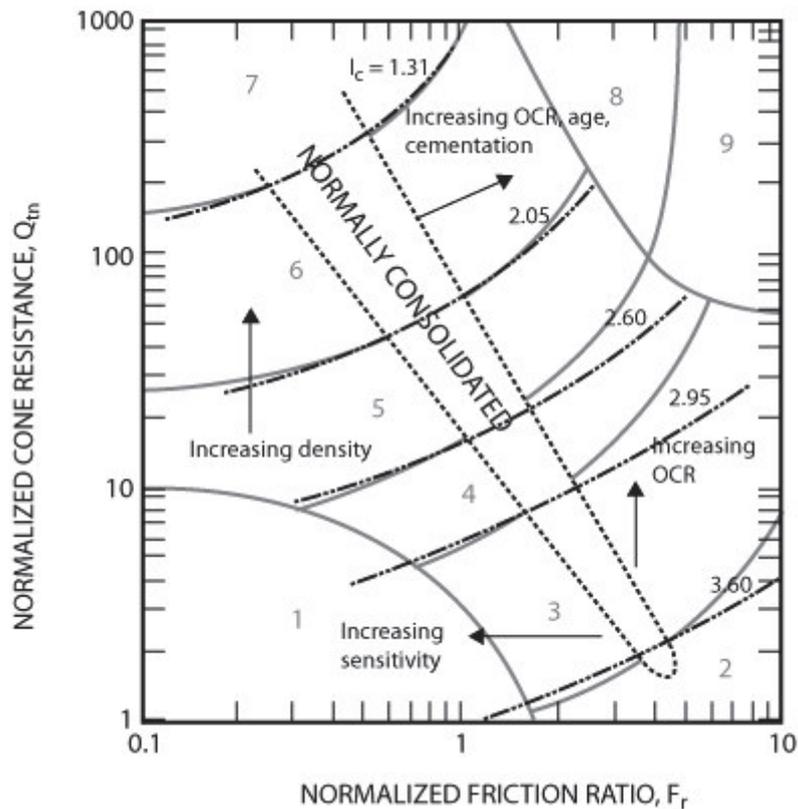


Figure 1. Updated normalized SBTn chart showing contours of I_c

It is well recognized that the normalized cone resistance decreases and the SBTn I_c increases as a soil becomes more fine-grained, due to the increasing compressibility of fine-grained soils compared to coarse-grained soils. This was identified by Robertson (1990) where the normally consolidated region on the CPT SBTn chart extends down the chart (see Figure 1), i.e. as soil becomes more fine-grained the normalized cone resistance (Q_{tn}) decreases and F_r increases. Cetin and Ozan (2009), and

others, have also shown that as I_c increases the soils become more fine-grained. Hence, as I_c increases the soil permeability (k) generally decreases.

Figure 2 shows the range of k values from Table 1 as a function of I_c

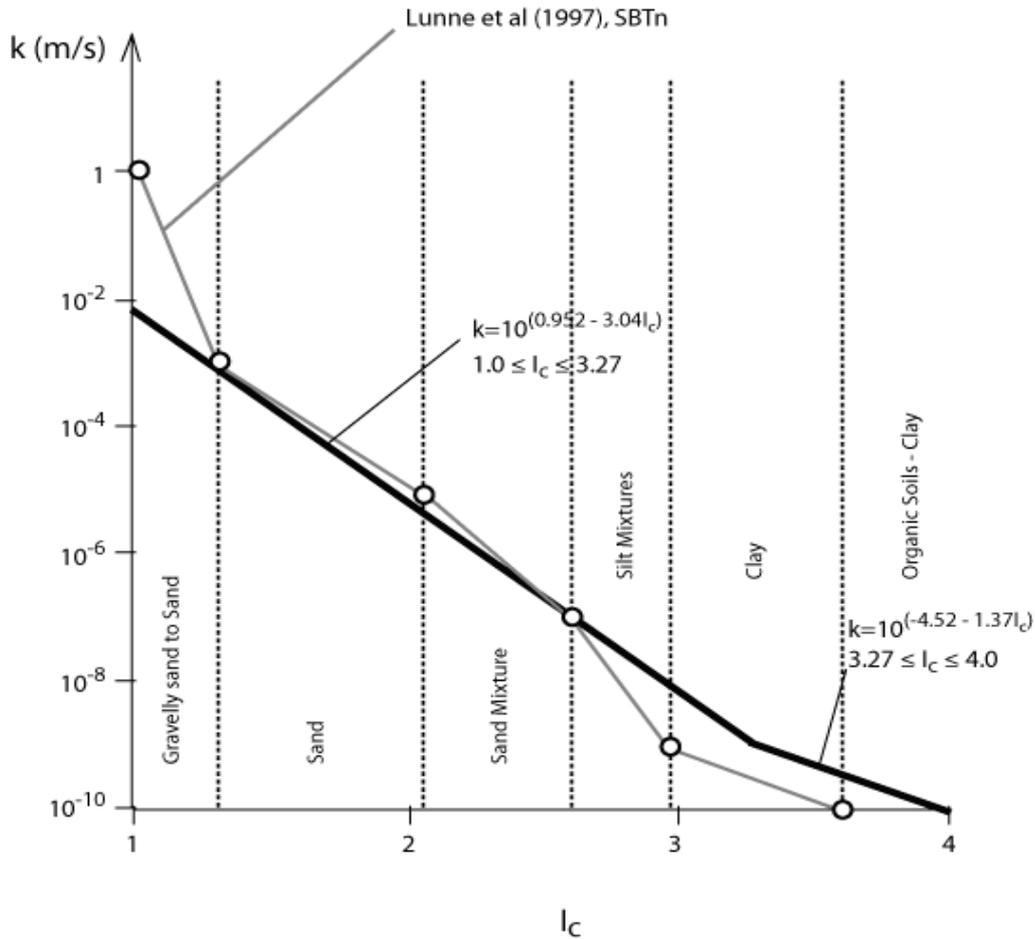


Figure 2. Suggested variation of soil permeability (k) as a function of SBT I_c

The proposed relationship between soil permeability (k) and SBT I_c , shown in Figure 2, can be represented by:

$$\text{When } 1.0 < I_c \leq 3.27 \quad k = 10^{(0.952 - 3.04 I_c)} \quad \text{m/s} \quad (5)$$

$$\text{When } 3.27 < I_c < 4.0 \quad k = 10^{(-4.52 - 1.37 I_c)} \quad \text{m/s} \quad (6)$$

Equations 5 and 6 can be used to provide an approximate estimate of soil permeability (k) and to show the variation of soil permeability with depth from a CPT sounding. Since the normalized CPT parameters (Q_{tn} and F_r) respond to the mechanical behaviour of the soil and depend on many soil variables, as illustrated schematically in

Figure 1, the suggested relationship between k and I_c is approximate and should only be used as a guide.

3 PERMEABILITY ESTIMATES BASED ON CPTU DISSIPATION TEST

The estimated soil permeability based on soil type will be approximate, but generally within the correct order of magnitude. For improved estimates, pore pressure dissipation tests should also be performed in soil layers defined by the CPTu. The dissipation of pore pressures during a CPTu dissipation test is controlled by the coefficient of consolidation in the horizontal direction (c_h) which is influenced by a combination of the soil permeability (k_h) and compressibility (M), as defined by the following:

$$k_h = (c_h \gamma_w)/M \quad (7)$$

where: M is the 1-D constrained modulus and γ_w is the unit weight of water, in compatible units.

Schmertmann (1978), Parez and Fauriel (1988) and Robertson et al (1992) suggested methods to estimate soil permeability (k) using the time for 50% dissipation (t_{50}) from a CPTu dissipation test. These simplified relationships are approximate, since the relationship is also a function of the soil compressibility (M), as shown in equation 7. An alternate and better approach is to estimate the coefficient of consolidation from a dissipation test then combine this with an estimate of the soil compressibility (M) to obtain an improved estimate of the soil permeability (k).

The simplified relationship presented by Robertson et al (1992), based on the work of Teh and Houlsby (1991), for the coefficient of consolidation in the horizontal direction (c_h) as a function of the time for 50% dissipation (t_{50} , in minutes) for a 10 cm² cone can be approximated using:

$$c_h = (1.67 \times 10^{-6}) 10^{(1 - \log t_{50})} \quad \text{m}^2/\text{s} \quad (8)$$

For a 15cm² cone, the values of c_h are increased by a factor of 1.5.

Robertson (2009) recently updated the correlation to estimate 1-D constrained modulus (M) using:

$$M = \alpha_M (q_t - \sigma_{vo}) \quad (9)$$

when $I_c > 2.2$:

$$\begin{aligned} \alpha_M &= Q_{tn} && \text{when } Q_{tn} \leq 14 \\ \alpha_M &= 14 && \text{when } Q_{tn} > 14 \end{aligned}$$

Note that, in fine grained soils, where $n = 1.0$, $Q_{tn} = Q_t = (q_t - \sigma_{vo}) / \sigma'_{vo}$.

Combining equations 7, 8 and 9 in compatible units (i.e. net cone resistance, $(q_t - \sigma_{v0})$ in kPa and $\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$) it is possible to develop contours of k versus t_{50} for various values of Q_{tn} and σ'_{v0} , as shown on Figure 3.

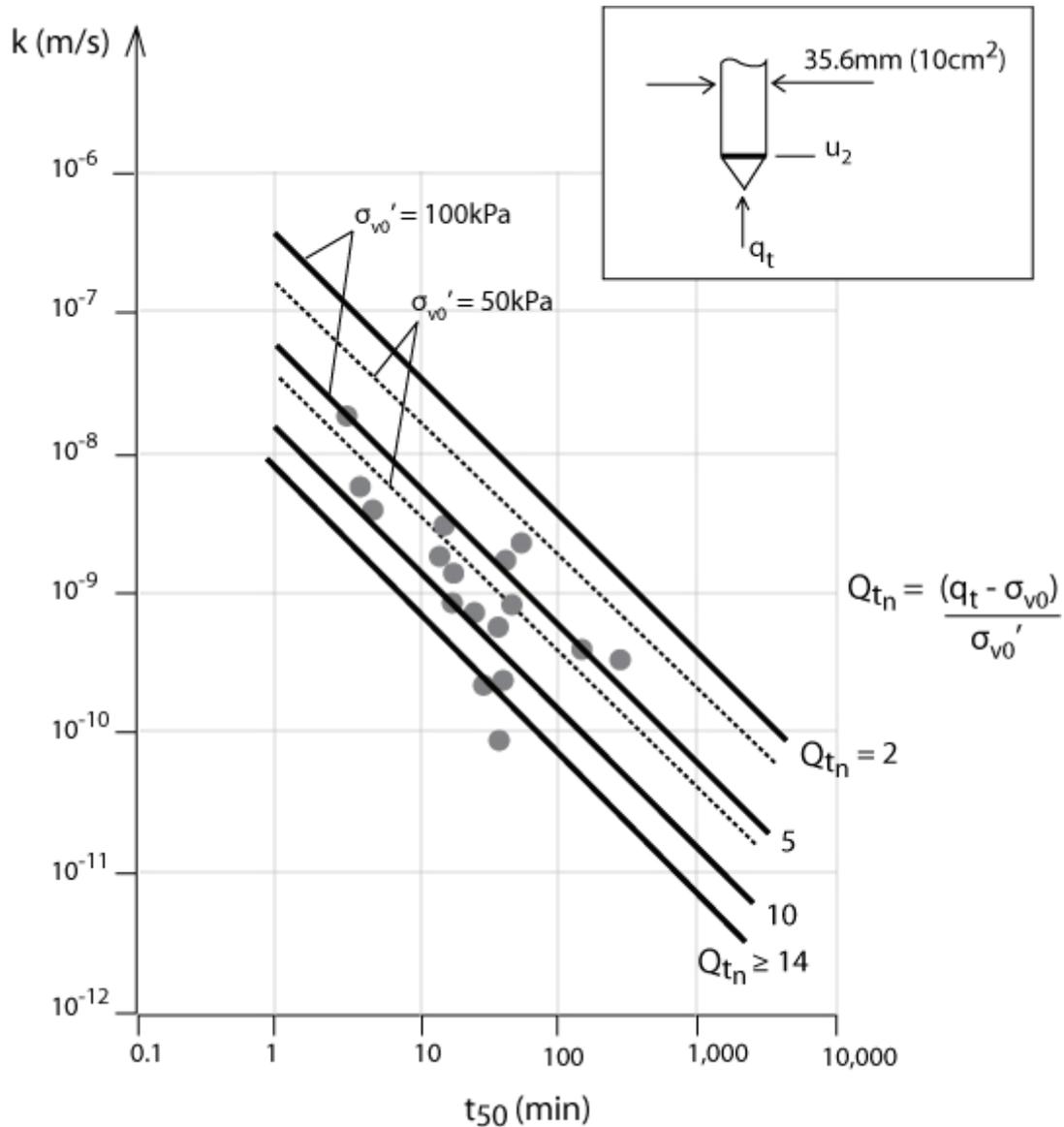


Figure 3. Proposed relationship between CPTu t_{50} (in minutes) and soil permeability (k) and normalized cone resistance, Q_{tn} .

The relationship shown in Figure 3 can be applied to data from standard 10 cm^2 and 15 cm^2 cones pushed into soft to stiff, fine-grained soils, where the penetration process is essentially undrained.

Robertson et al (1992) also presented a summary of CPTu data where laboratory derived values of horizontal coefficient of permeability results were also available and

these are included on Figure 3. Sites where normalized cone resistance values were also available confirm that the observed scatter in test results is due to the variation in soil stiffness reflected in the normalized cone resistance.

4 PARTIALLY DRAINED PENETRATION

The degree of consolidation during cone penetration depends on the penetration rate (v), cone diameter (d_c), and the coefficient of consolidation of the soil (c_h) (Finnie and Randolph, 1994). These factors can be used to obtain a normalized, dimensionless penetration rate, V :

$$V = v d_c / c_h \quad (10)$$

According to a number of researchers (e.g. Finnie and Randolph, 1994, Chung et al., 2006, Kim et al., 2008) the transition from fully undrained to partially drained conditions is approximately when $V \sim 10$. Therefore, for CPT using a standard 10 cm^2 cone carried out at the standard rate of 20 mm/s , undrained penetration can be expected in soils with c_h values less than about $7 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$. Because of the offsetting effect of rate-dependence shear strength, Kim et al (2010) showed that the cone resistance is unchanged for $V > 1$, which corresponds to a $c_h \sim 7 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$. Based on the relationship between t_{50} and c_h , (equation 8) this corresponds to a $t_{50} < 0.5 \text{ min}$ (30 sec). Hence, a simple method to evaluate if CPT penetration is occurring undrained or partially drained is to perform a dissipation test. If $t_{50} > 30$ seconds, cone penetration for either a 10 cm^2 or 15 cm^2 cone is likely undrained and the measured cone resistance can be used to estimate undrained shear strength. If $t_{50} < 30$ seconds, the measured cone resistance may be slightly high due to partial drainage. This is consistent with the observation made by Robertson et al (1992).

5 SUMMARY

Updated correlations are presented to estimate the coefficient of permeability (k) from either CPT or CPTu results. Estimates based on soil behavior type (SBT) can be used to provide an approximate estimate of soil permeability (k) and to show the likely variation of soil permeability with depth from a CPT sounding. Improved estimates can be made by performing dissipation tests and recording the time for 50% dissipation, t_{50} . The updated relationship based on t_{50} incorporates the variation in soil stiffness reflected in the normalized cone resistance.

A simple method to evaluate if CPT penetration is occurring undrained or partially drained is to perform a dissipation test. If $t_{50} > 30$ seconds, cone penetration is likely undrained and the measured cone resistance can be used to estimate undrained shear strength. If $t_{50} < 30$ seconds, the measured cone resistance may be slightly high due to partial drainage.

6 ACKNOWLEDGMENTS

This research could not have been carried out without the support, encouragement and input from John Gregg, Kelly Cabal and other staff at Gregg Drilling and Testing Inc.

7 REFERENCES

- Cetin, K.O. and Ozan, N.S., 2009. CPT-Based Probabilistic Soil Characterization and Classification. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 135, no.1, 84-107.
- Chung, S.F., Randolph, M.F., and Schneider, J. A., 2006. Effect of penetration rate on penetrometer resistance in clay. *J. of Geotech. Geoenviron. Eng*, ASCE, **132**(9): 1188-1196.
- Jefferies, M.G., and Davies, M.P., 1993. Use of CPTU to estimate equivalent SPT N_{60} . *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, **16**(4): 458-468.
- Finnie, I.M.S. & Randolph, M.F. 1994. Punch-through and liquefaction induced failure of shallow foundations on calcareous sediments. *Proc., 17th Int. Conf. on the Behavior of Offshore Structures*, Boston, 1: 217-230.
- Kim, K., Prezzi, M., Salgado, R., & Lee, W. 2008. Effect of penetration rate on cone penetration resistance in saturated clayey soils. *J. of Geotech. Geoenviron. Eng.*, 134(8): 1142-1153.
- Kim, K., Prezzi, M., Salgado, R., and Lee, W., 2010. Penetration rate effects on cone penetration resistance by calibration chamber tests. *Proceedings of 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'10*, Huntington Beach, CA, USA.
- Lunne, T., Robertson, P.K., and Powell, J.J.M., 1997. *Cone penetration testing in geotechnical practice*. Blackie Academic, EF Spon/Routledge Publ., New York, 1997, 312 pp.
- Manassero, M., 1994. Hydraulic conductivity assessment of slurry wall using piezocone test. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 120(10): 1725-46
- Parez, L. and Faureil, R., 1988. Le piézocône. Améliorations apportées à la reconnaissance de sols. *Revue Française de Géotech*, Vol. 44, 13-27.
- Robertson, P.K., 1990. Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, **27**(1): 151-158.
- Robertson, P.K., 2009. CPT interpretation – a unified approach, *Canadian Geotechnical Journal*, 46: 1-19
- Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D., and Greig, J., 1986. Use of Piezometer Cone data. In-Situ'86 *Use of In-situ testing in Geotechnical Engineering*, GSP 6 , ASCE, Reston, VA, Specialty Publication, SM 92, pp 1263-1280.
- Robertson, P.K., Sully, J.P., Woeller, D.J., Lunne, T., Powell, J.J.M. and Gillespie, D., 1992. Estimating coefficient of consolidation from piezocone tests. *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, **29**(4): 539-550.
- Robertson, P.K. and Wride, C.E., 1998. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, **35**(3): 442-459.
- Schmertmann, J.H. 1978. *Guidelines for cone penetration tests performance and design*. Federal Highways Administration, Washington, D.C., Report FHWA-TS-78-209.
- Teh, C.I., and Houlsby, G.T. 1991. An analytical study of the cone penetration test in clay. *Geotechnique*, 41 (1): 17-34.

Beilage 8: Berechnungsunterlagen Setzungsberechnungen

Setzungsberechnung mittels ME- und ME'-Wert (CPTU 6)

Fundamentabmessungen und Belastung:

q [kN/m²] t*γ(t) [kN l(>b) [m] b [m] q' [kN/m²]
 273.0 0.0 335.00 95.00 273.0 a/b= 3.53

Rechteck: kennzeichnender Punkt: 1
 Mitte (schleife Last) 2
 Kreisfundament: kennzeichnender Punkt 3

Resultate:

Setzung
 Erstb. Wiederb.
 1.1647 0.0000

Wahl: 2

Abbruchkriterium: 20%

z m	Δz m	γ kN/m ³	z/b -	J _k ‰	J _{K,mittel} ‰	M _E kN/m ²	M _{E'} kN/m ²	Erstbelastung						Wiederbelastung						ΣΔs m	
								σ _{z0} kN/m ²	σ _{z0,mittel} kN/m ²	Δσ _z kN/m ²	Δσ _z /σ _{z0} -	σ _{z1,mittel} kN/m ²	Δs m	σ _{z0} kN/m ²	σ _{z0,mittel} kN/m ²	Δσ _z kN/m ²	Δσ _z /σ _{z0} -	σ _{z1,mittel} kN/m ²	Δs m		
0.0			0.00	1000				0.0													0.0000
1.0	1.0	17.0	0.01	1000	1000	4'000		17.0	8.5	273.0	32.12	281.5	0.0682	17.0	8.5	0.0	0.00	8.5	0.0000		0.0682
4.0	3.0	17.0	0.04	1000	1000	2'000		68.0	42.5	273.0	6.42	315.5	0.4094	68.0	42.5	0.0	0.00	42.5	0.0000		0.4777
8.0	4.0	7.0	0.08	998	999	4'000		96.0	82.0	272.7	3.33	354.7	0.2727	96.0	82.0	0.0	0.00	82.0	0.0000		0.7504
13.0	5.0	7.0	0.14	992	995	6'000		131.0	113.5	271.6	2.39	385.1	0.2264	131.0	113.5	0.0	0.00	113.5	0.0000		0.9768
17.0	4.0	8.5	0.18	983	988	15'000		165.0	148.0	269.6	1.82	417.6	0.0719	165.0	148.0	0.0	0.00	148.0	0.0000		1.0486
20.0	3.0	10.0	0.21	974	978	70'000		195.0	180.0	267.1	1.48	447.1	0.0114	195.0	180.0	0.0	0.00	180.0	0.0000		1.0601
25.0	5.0	10.0	0.26	954	964	70'000		245.0	220.0	263.1	1.20	483.1	0.0188	245.0	220.0	0.0	0.00	220.0	0.0000		1.0789
30.0	5.0	10.0	0.32	928	941	70'000		295.0	270.0	256.8	0.95	526.8	0.0183	295.0	270.0	0.0	0.00	270.0	0.0000		1.0972
35.0	5.0	10.0	0.37	899	913	70'000		345.0	320.0	249.4	0.78	569.4	0.0178	345.0	320.0	0.0	0.00	320.0	0.0000		1.1150
40.0	5.0	10.0	0.42	866	883	70'000		395.0	370.0	240.9	0.65	610.9	0.0172	395.0	370.0	0.0	0.00	370.0	0.0000		1.1322
45.0	5.0	10.0	0.47	833	850	70'000		445.0	420.0	232.0	0.55	652.0	0.0166	445.0	420.0	0.0	0.00	420.0	0.0000		1.1488
50.0	5.0	10.0	0.53	799	816	70'000		495.0	470.0	222.7	0.47	692.7	0.0159	495.0	470.0	0.0	0.00	470.0	0.0000		1.1647
								1.1647						0.0000						1.1647	

Beilage 9: Berechnungsunterlagen Stabilitätsberechnung

Stabilitätsberechnung Endzustand mit Torfschicht

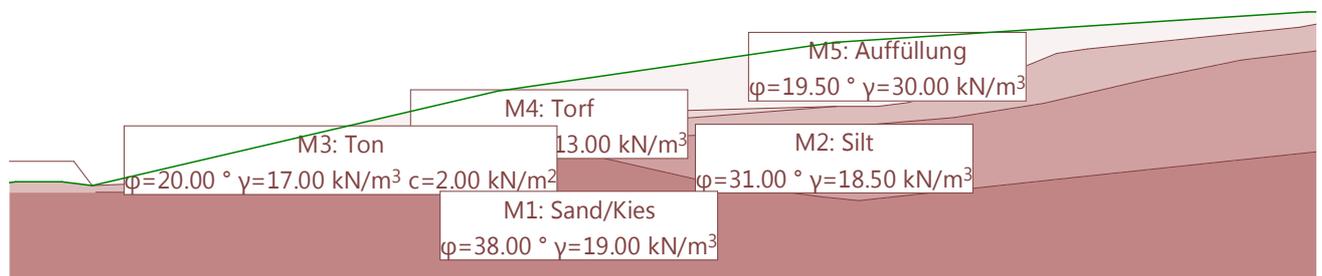
BAUGRUNDMODELL

Bodenschichteigenschaften

Id	Beschreibung	φ_k [°]	γ_k [kN/m ³]	c_k [kN/m ²]
M5	Auffüllung	19.50	30.00	0
M4	Torf	12.00	13.00	0
M3	Ton	20.00	17.00	2.00
M2	Silt	31.00	18.50	0
M1	Sand/Kies	38.00	19.00	0

Baugrundmodell

Mstb. 1 :2000.5 (-191.71,-10.09..148.03,69.47)



Nr.:

BEIWERTE UND PARAMETER

Widerstandsbeiwerte (1)

Name	GZ TS 1 [-]	GZ TS 2 [-]	GZ TS 2a [-]	GZ TS 3 [-]	GZ G [-]	global [-]
Vorgespannter Anker			1.35	1.35		1.00
Scherwiderstand			1.30	1.30		1.00
Haftungselement			1.35	1.35		1.00
Reibungswinkel $\gamma_{M\phi}$			1.20	1.20		1.00
Kohäsion γ_{Mc}			1.50	1.50		1.00

Berechnungsparameter (1)

Name	GZ TS 1	GZ TS 2	GZ TS 2a	GZ TS 3	GZ G	global	
Partialfaktor für den Tragwiderstand γ_R			1.000	1.000		1.400	-

Einwirkungen (1)

Name	Typ	Set	GZ Typ 1		GZ Typ 2		GZ Typ 3		γ [-]
			γ [-]	γ_{inf} [-]	γ [-]	γ_{inf} [-]	γ [-]	γ_{inf} [-]	
Eigenlast	ständig		1.10	0.90	1.35	0.80	1.00	1.00	1.35

GZ Typ 1 : Grenzzustand Typ 1
GZ Typ 2 : Grenzzustand Typ 2
GZ Typ 3 : Grenzzustand Typ 3
 : Grenzzustand Typ 2a

Einwirkungen (2)

Name	γ_{inf} [-]	ψ -Beiwerte			u
		ψ_0 [-]	ψ_1 [-]	ψ_2 [-]	
Eigenlast	1.00				Ja

ψ -Beiwerte : Grenzzustand Typ 2a
 : Reduktionsbeiwerte
u : Einwirkung ist benutzt

Grenzwertspezifikation: !GZ Tragsicherheit Typ 3

Beschreibung

Standard-Bemessungssituation: Tragsicherheit Grenzzustand Typ 3 (1C)

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Einwirkungskombinationen	
		1	
1	Eigenlast	1	

BERECHNUNGSOPTIONEN

Optionen

Methode	δ_T [-]	n_L	gerade Randbereiche	
Janbu	0.0200	200	mit	die Standsicherheit wird iterativ bestimmt

δ_T : Konvergenztoleranz der Iteration
 n_L : Anzahl Lamellen

Grenzwerte: Definition mit polygonalen Gleitlinien

Gleitlinien mit den kleinsten Sicherheiten

GWS	EWK	Polygon Nr.	Anker	F _{vorh} [-]	L _{erf} [m]	L _{min} [m]	Bemerkung siehe Fussnoten
1	1	3923		0.99			
1	1	10001		0.99			
1	1	3902		0.99			
1	1	5923		0.99			

GWS : Grenzwertspezifikation
 EWK : Einwirkungskombination
 F_{vorh} : vorhandene Sicherheit, erforderliche Sicherheit F_{erf} = 1.00
 L_{erf} : berechnete, erforderliche freie Ankerlänge im Bereich L_{min} - L_{max}
 L_{min} : eingegebene, minimale freie Ankerlänge

Polygonpunkte der Gleitlinien mit den kleinsten Sicherheiten

GWS	EWK	Polygon Nr.	Punkt Nr.	x [m]	y [m]	Punkt Nr.	x [m]	y [m]	Punkt Nr.	x [m]	y [m]
1	1	3923	1	-120.67	27.53	2	-104.58	24.25	3	-61.81	30.17
			4	-43.58	44.50						
1	1	10001	1	-120.67	27.53	2	-104.58	24.25	3	-61.81	30.17
			4	-43.58	44.50						
1	1	3902	1	-120.67	27.53	2	-104.58	24.25	3	-75.26	29.32
			4	-54.26	43.00						
1	1	5923	1	-128.62	25.32	2	-104.58	24.25	3	-61.81	30.17
			4	-43.58	44.50						

GWS : Grenzwertspezifikation
 EWK : Einwirkungskombination

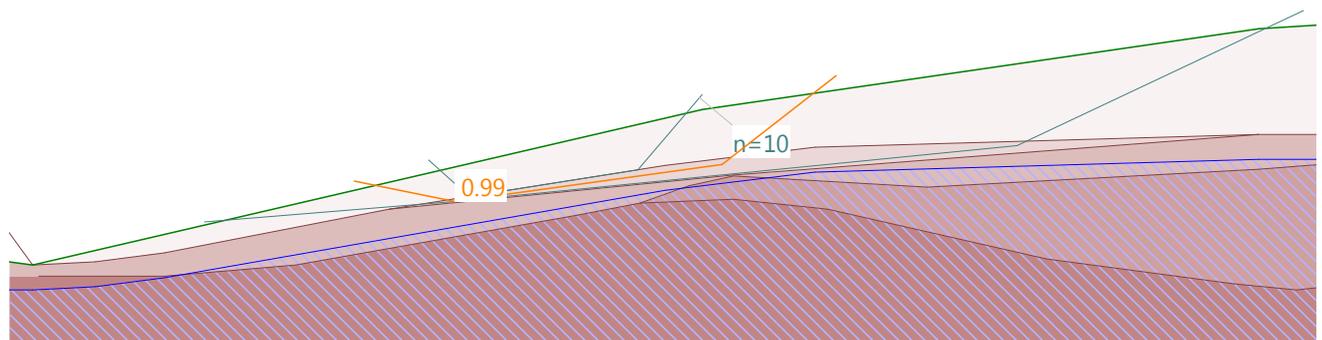
Grenzwertspezifikationen

GWS	Titel	Bemessungssituation	Grenzzustand	AP
1	!GZ Tragsicherheit Typ 3	andauernd	Tragsicherheit Typ 3	!GZT

AP : Analyseparameterset

Grenzwerte: Massgebende Gleitlinie, Definition mit polygonalen Gleitlinien

Mstb. 1 :1214.9 (-174.57,1.63..31.76,63.46)



Nr.:

Stabilitätsberechnung Bauzustand ohne Torfschicht
Ton: undrainierte Scherfestigkeit

BAUGRUNDMODELL

Bodenschichteigenschaften

Id	Beschreibung	φ_k [°]	γ_k [kN/m ³]	c_k [kN/m ²]
M2	Silt	31.00	18.50	0
M1	Sand/Kies	38.00	19.00	0
M3	Ton	0.00	17.00	9.00
M5	Auffüllung	19.50	30.00	0

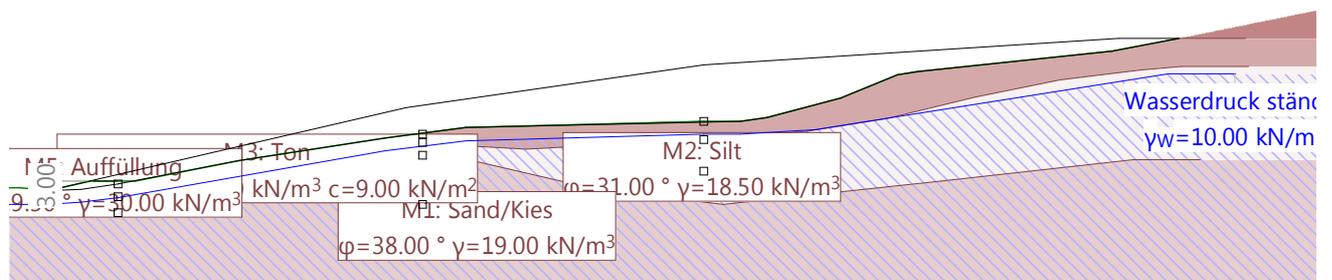
Grundwasserspiegel

Beschreibung	Einwirkung	γ_{Wk} [kN/m ³]	Zustand	Porenwasserdruck
	Wasserdruck ständig	10.00	aktiv	hydrodynamisch

Zustand : Grundwasser für die Berechnung aktiv oder inaktiv

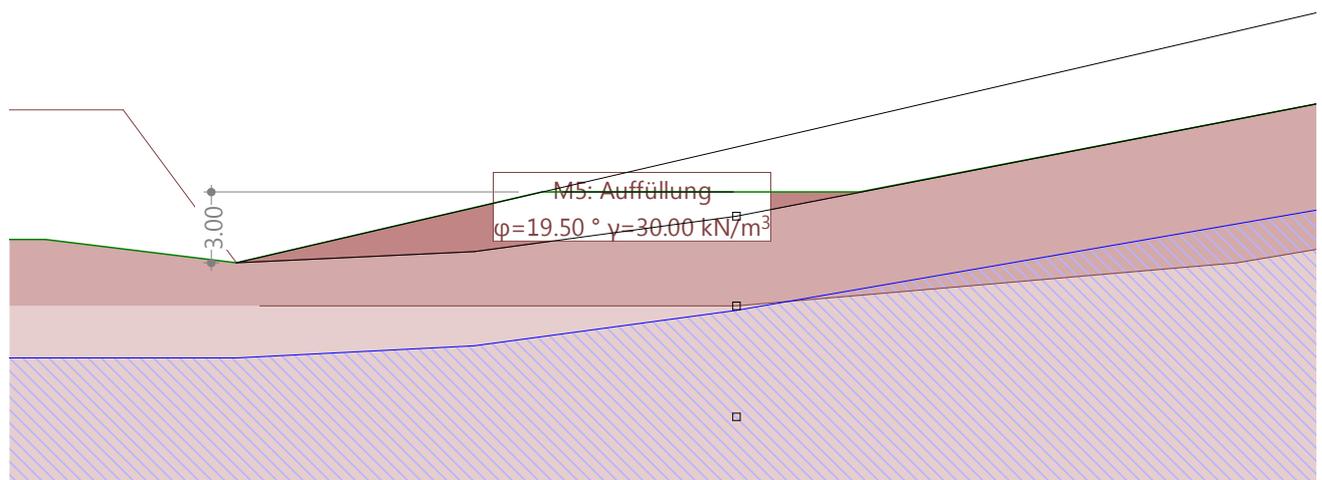
Baugrundmodell

Mstb. 1 :2271.3 (-181.23,-13.24..204.50,71.48)



Baugrundmodell

Mstb. 1 :318.8 (-181.21,4.76..-127.06,28.52)



Nr.:

BEIWERTE UND PARAMETER

Widerstandsbeiwerte (1)

Name	GZ TS 1 [-]	GZ TS 2 [-]	GZ TS 2a [-]	GZ TS 3 [-]	GZ G [-]	global [-]
Vorgespannter Anker			1.35	1.35		1.00
Scherwiderstand			1.30	1.30		1.00
Haftungselement			1.35	1.35		1.00
Reibungswinkel $\gamma_{M\phi}$			1.20	1.20		1.00
Kohäsion γ_{Mc}			1.50	1.50		1.00

Berechnungsparameter (1)

Name	GZ TS 1	GZ TS 2	GZ TS 2a	GZ TS 3	GZ G	global	
Partialfaktor für den Tragwiderstand γ_R			1.000	1.000		1.400	-

Einwirkungen (1)

Name	Typ	Set	GZ Typ 1		GZ Typ 2		GZ Typ 3		γ [-]
			γ [-]	γ_{inf} [-]	γ [-]	γ_{inf} [-]	γ [-]	γ_{inf} [-]	
Eigenlast	ständig		1.10	0.90	1.35	0.80	1.00	1.00	1.35
Wasserdruck ständig	ständig		1.05	0.95	1.20	0.90	1.00	1.00	1.20

GZ Typ 1 : Grenzzustand Typ 1
 GZ Typ 2 : Grenzzustand Typ 2
 GZ Typ 3 : Grenzzustand Typ 3
 : Grenzzustand Typ 2a

Einwirkungen (2)

Name	γ_{inf} [-]	ψ -Beiwerte			u
		ψ_0 [-]	ψ_1 [-]	ψ_2 [-]	
Eigenlast	1.00				Ja
Wasserdruck ständig	0.90				Ja

: Grenzzustand Typ 2a
 ψ -Beiwerte : Reduktionsbeiwerte
 u : Einwirkung ist benutzt

Grenzwertspezifikation: !GZ Tragsicherheit Typ 3

Beschreibung

Standard-Bemessungssituation: Tragsicherheit Grenzzustand Typ 3 (1C)

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	1	Einwirkungskombinationen
1	Eigenlast	1	
2	Wasserdruck ständig	1	

BERECHNUNGSOPTIONEN

Optionen

Methode	δ_T [-]	n_L	gerade Randbereiche	
Janbu	0.0200	200	mit	die Standsicherheit wird iterativ bestimmt

δ_T : Konvergenztoleranz der Iteration
 n_L : Anzahl Lamellen

Grenzwerte: Definition mit polygonalen Gleitlinien

Gleitlinien mit den kleinsten Sicherheiten

GWS	EWK	Polygon Nr.	Anker	F _{vorh} [-]	L _{erf} [m]	L _{min} [m]	Bemerkung siehe Fussnoten
1	1	1901		1.11			
1	1	10001		1.11			
1	1	901		1.11			
1	1	1801		1.12			

GWS : Grenzwertspezifikation
 EWK : Einwirkungskombination
 F_{vorh} : vorhandene Sicherheit, erforderliche Sicherheit F_{erf} = 1.00
 L_{erf} : berechnete, erforderliche freie Ankerlänge im Bereich L_{min} - L_{max}
 L_{min} : eingegebene, minimale freie Ankerlänge

Polygonpunkte der Gleitlinien mit den kleinsten Sicherheiten

GWS	EWK	Polygon Nr.	Punkt Nr.	x [m]	y [m]	Punkt Nr.	x [m]	y [m]	Punkt Nr.	x [m]	y [m]
1	1	1901	1	-175.79	14.93	2	-170.57	12.53	3	-145.37	16.56
			4	-142.62	18.98						
1	1	10001	1	-175.79	14.93	2	-170.57	12.53	3	-145.37	16.56
			4	-142.62	18.98						
1	1	901	1	-175.56	14.93	2	-170.57	12.53	3	-145.37	16.56
			4	-142.62	18.98						
1	1	1801	1	-175.79	14.93	2	-170.40	12.64	3	-145.37	16.56
			4	-142.62	18.98						

GWS : Grenzwertspezifikation
 EWK : Einwirkungskombination

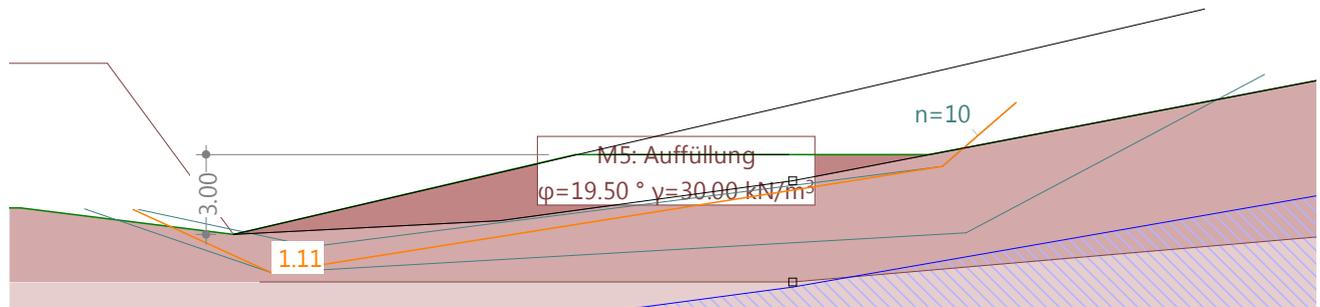
Grenzwertspezifikationen

GWS	Titel	Bemessungssituation	Grenzzustand	AP
1	!GZ Tragsicherheit Typ 3	andauernd	Tragsicherheit Typ 3	!GZT

AP : Analyseparameterset

Grenzwerte: Massgebende Gleitlinie, Definition mit polygonalen Gleitlinien

Mstb. 1 :285.4 (-180.14,11.15..-131.68,22.41)



2. Etappe

Grenzwerte: Definition mit polygonalen Gleitlinien

Gleitlinien mit den kleinsten Sicherheiten

GWS	EWK	Polygon Nr.	Anker	F _{vorh} [-]	L _{erf} [m]	L _{min} [m]	Bemerkung siehe Fussnoten
1	1	2100		1.08			
1	1	10001		1.08			
1	1	3100		1.08			
1	1	1100		1.09			

GWS : Grenzwertspezifikation
 EWK : Einwirkungskombination
 F_{vorh} : vorhandene Sicherheit, erforderliche Sicherheit F_{erf} = 1.00
 L_{erf} : berechnete, erforderliche freie Ankerlänge im Bereich L_{min} - L_{max}
 L_{min} : eingegebene, minimale freie Ankerlänge

Polygonpunkte der Gleitlinien mit den kleinsten Sicherheiten

GWS	EWK	Polygon Nr.	Punkt Nr.	x [m]	y [m]	Punkt Nr.	x [m]	y [m]	Punkt Nr.	x [m]	y [m]
1	1	2100	1	-165.23	16.01	2	-158.86	13.38	3	-140.17	17.63
			4	-138.94	18.68						
1	1	10001	1	-165.23	16.01	2	-158.86	13.38	3	-140.17	17.63
			4	-138.94	18.68						
1	1	3100	1	-164.91	16.11	2	-158.86	13.38	3	-140.17	17.63
			4	-138.94	18.68						
1	1	1100	1	-165.56	15.91	2	-158.86	13.38	3	-140.17	17.63
			4	-138.94	18.68						

GWS : Grenzwertspezifikation
 EWK : Einwirkungskombination

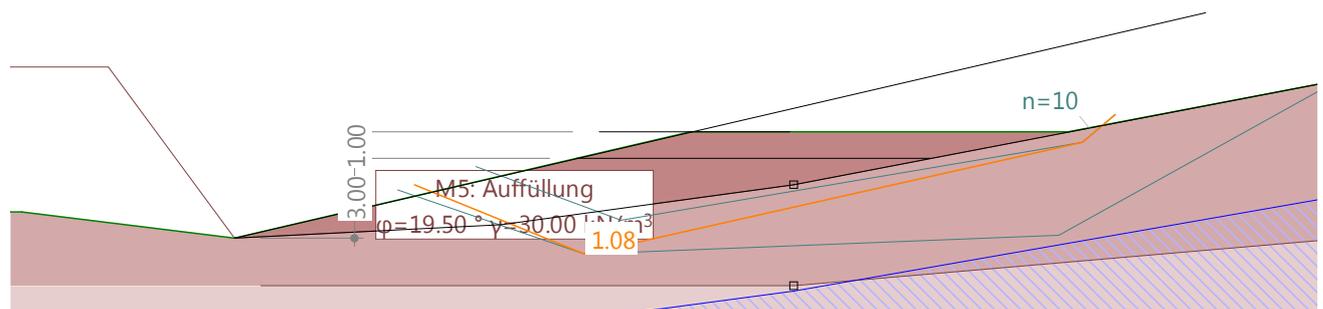
Grenzwertspezifikationen

GWS	Titel	Bemessungssituation	Grenzzustand	AP
1	!GZ Tragsicherheit Typ 3	andauernd	Tragsicherheit Typ 3	!GZT

AP : Analyseparameterset

Grenzwerte: Massgebende Gleitlinie, Definition mit polygonalen Gleitlinien

Mstb. 1 :285.4 (-180.14,11.15..-131.68,22.41)



Nr.:

3. Etappe

Grenzwerte: Definition mit polygonalen Gleitlinien

Gleitlinien mit den kleinsten Sicherheiten

GWS	EWK	Polygon Nr.	Anker	F _{vorh} [-]	L _{erf} [m]	L _{min} [m]	Bemerkung siehe Fussnoten
1	1	2500		1.01			
1	1	10001		1.01			
1	1	300		1.01			
1	1	1500		1.01			

- GWS : Grenzwertspezifikation
 EWK : Einwirkungskombination
 F_{vorh} : vorhandene Sicherheit, erforderliche Sicherheit F_{erf} = 1.00
 L_{erf} : berechnete, erforderliche freie Ankerlänge im Bereich L_{min} - L_{max}
 L_{min} : eingegebene, minimale freie Ankerlänge

Polygonpunkte der Gleitlinien mit den kleinsten Sicherheiten

GWS	EWK	Polygon Nr.	Punkt Nr.	x [m]	y [m]	Punkt Nr.	x [m]	y [m]	Punkt Nr.	x [m]	y [m]
1	1	2500	1	-162.51	16.37	2	-155.47	14.35	3	-135.95	18.12
			4	-134.87	19.39						
1	1	10001	1	-162.51	16.37	2	-155.47	14.35	3	-135.95	18.12
			4	-134.87	19.39						
1	1	300	1	-163.22	16.14	2	-155.83	14.03	3	-135.95	18.12
			4	-134.87	19.39						
1	1	1500	1	-162.87	16.26	2	-155.47	14.35	3	-135.95	18.12
			4	-134.87	19.39						

- GWS : Grenzwertspezifikation
 EWK : Einwirkungskombination

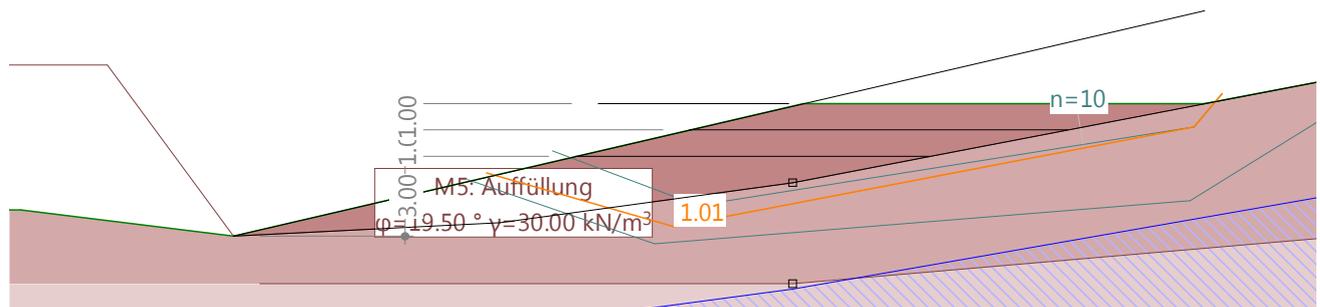
Grenzwertspezifikationen

GWS	Titel	Bemessungssituation	Grenzzustand	AP
1	!GZ Tragsicherheit Typ 3	andauernd	Tragsicherheit Typ 3	!GZT

AP : Analyseparameterset

Grenzwerte: Massgebende Gleitlinie, Definition mit polygonalen Gleitlinien

Mstb. 1 :285.4 (-180.14,11.15..-131.68,22.41)



Nr.:

4. Etappe

Grenzwerte: Definition mit polygonalen Gleitlinien

Gleitlinien mit den kleinsten Sicherheiten

GWS	EWK	Polygon Nr.	Anker	F _{vorh} [-]	L _{erf} [m]	L _{min} [m]	Bemerkung siehe Fussnoten
1	1	7804		1.11			
1	1	10001		1.11			
1	1	7803		1.11			
1	1	7802		1.11			

GWS : Grenzwertspezifikation
 EWK : Einwirkungskombination
 F_{vorh} : vorhandene Sicherheit, erforderliche Sicherheit F_{erf} = 1.00
 L_{erf} : berechnete, erforderliche freie Ankerlänge im Bereich L_{min} - L_{max}
 L_{min} : eingegebene, minimale freie Ankerlänge

Polygonpunkte der Gleitlinien mit den kleinsten Sicherheiten

GWS	EWK	Polygon Nr.	Punkt Nr.	x [m]	y [m]	Punkt Nr.	x [m]	y [m]	Punkt Nr.	x [m]	y [m]
1	1	7804	1	-157.89	17.75	2	-149.27	14.55	3	-131.13	19.08
			4	-128.41	20.86						
1	1	10001	1	-157.89	17.75	2	-149.27	14.55	3	-131.13	19.08
			4	-128.41	20.86						
1	1	7803	1	-157.89	17.75	2	-149.27	14.55	3	-131.13	19.08
			4	-128.64	20.84						
1	1	7802	1	-157.89	17.75	2	-149.27	14.55	3	-131.13	19.08
			4	-128.86	20.83						

GWS : Grenzwertspezifikation
 EWK : Einwirkungskombination

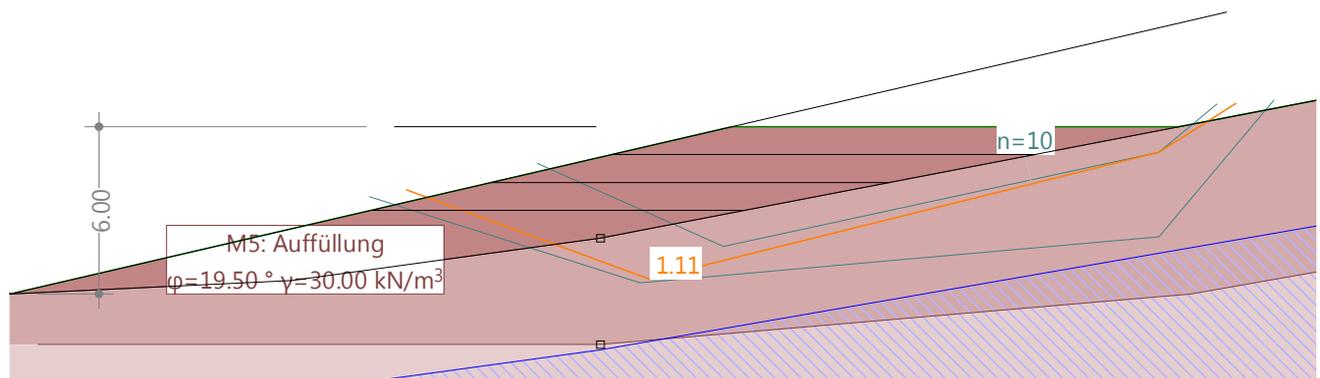
Grenzwertspezifikationen

GWS	Titel	Bemessungssituation	Grenzzustand	AP
1	!GZ Tragsicherheit Typ 3	andauernd	Tragsicherheit Typ 3	!GZT

AP : Analyseparameterset

Grenzwerte: Massgebende Gleitlinie, Definition mit polygonalen Gleitlinien

Mstb. 1 :270.3 (-171.76,10.96..-125.85,23.98)



Nr.:

6. Etappe

Grenzwerte: Definition mit polygonalen Gleitlinien

Gleitlinien mit den kleinsten Sicherheiten

GWS	EWK	Polygon Nr.	Anker	F _{vorh} [-]	L _{erf} [m]	L _{min} [m]	Bemerkung siehe Fussnoten
1	1	9801		1.05			
1	1	10001		1.05			
1	1	9804		1.06			
1	1	9803		1.06			

- GWS : Grenzwertspezifikation
 EWK : Einwirkungskombination
 F_{vorh} : vorhandene Sicherheit, erforderliche Sicherheit F_{erf} = 1.00
 L_{erf} : berechnete, erforderliche freie Ankerlänge im Bereich L_{min} - L_{max}
 L_{min} : eingegebene, minimale freie Ankerlänge

Polygonpunkte der Gleitlinien mit den kleinsten Sicherheiten

GWS	EWK	Polygon Nr.	Punkt Nr.	x [m]	y [m]	Punkt Nr.	x [m]	y [m]	Punkt Nr.	x [m]	y [m]
1	1	9801	1	-158.53	17.86	2	-138.89	15.87	3	-119.69	21.34
			4	-117.64	23.07						
1	1	10001	1	-158.53	17.86	2	-138.89	15.87	3	-119.69	21.34
			4	-117.64	23.07						
1	1	9804	1	-158.53	17.86	2	-138.89	15.87	3	-119.69	21.34
			4	-116.93	23.01						
1	1	9803	1	-158.53	17.86	2	-138.89	15.87	3	-119.69	21.34
			4	-117.17	23.03						

- GWS : Grenzwertspezifikation
 EWK : Einwirkungskombination

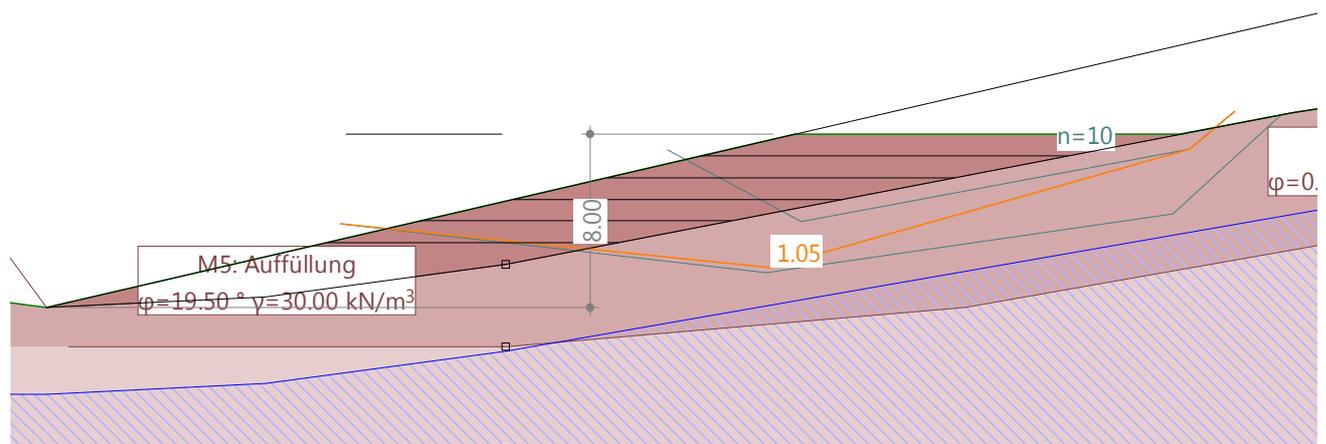
Grenzwertspezifikationen

GWS	Titel	Bemessungssituation	Grenzzustand	AP
1	!GZ Tragsicherheit Typ 3	andauernd	Tragsicherheit Typ 3	!GZT

- AP : Analyseparameterset

Grenzwerte: Massgebende Gleitlinie, Definition mit polygonalen Gleitlinien

Mstb. 1 :347.9 (-173.33,7.68..-114.25,28.07)



Nr.:

10. Etappe

Grenzwerte: Definition mit polygonalen Gleitlinien

Gleitlinien mit den kleinsten Sicherheiten

GWS	EWK	Polygon Nr.	Anker	F _{vorh} [-]	L _{erf} [m]	L _{min} [m]	Bemerkung siehe Fussnoten
1	1	9901		1.02			
1	1	10001		1.02			
1	1	9902		1.03			
1	1	9904		1.03			

GWS : Grenzwertspezifikation
 EWK : Einwirkungskombination
 F_{vorh} : vorhandene Sicherheit, erforderliche Sicherheit F_{erf} = 1.00
 L_{erf} : berechnete, erforderliche freie Ankerlänge im Bereich L_{min} - L_{max}
 L_{min} : eingegebene, minimale freie Ankerlänge

Polygonpunkte der Gleitlinien mit den kleinsten Sicherheiten

GWS	EWK	Polygon Nr.	Punkt Nr.	x [m]	y [m]	Punkt Nr.	x [m]	y [m]	Punkt Nr.	x [m]	y [m]
1	1	9901	1	-144.41	21.78	2	-118.22	16.62	3	-95.78	25.20
			4	-93.74	26.93						
1	1	10001	1	-144.41	21.78	2	-118.22	16.62	3	-95.78	25.20
			4	-93.74	26.93						
1	1	9902	1	-144.41	21.78	2	-118.22	16.62	3	-95.78	25.20
			4	-93.03	26.98						
1	1	9904	1	-144.41	21.78	2	-118.22	16.62	3	-95.78	25.20
			4	-91.61	27.09						

GWS : Grenzwertspezifikation
 EWK : Einwirkungskombination

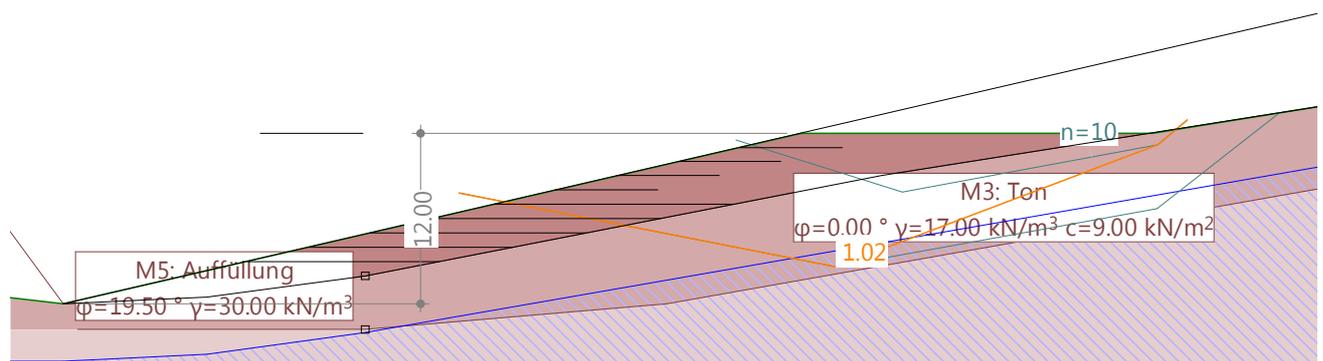
Grenzwertspezifikationen

GWS	Titel	Bemessungssituation	Grenzzustand	AP
1	!GZ Tragsicherheit Typ 3	andauernd	Tragsicherheit Typ 3	!GZT

AP : Analyseparameterset

Grenzwerte: Massgebende Gleitlinie, Definition mit polygonalen Gleitlinien

Mstb. 1 :529.3 (-175.19,9.74..-85.29,37.05)



Nr.:

15. Etappe

Grenzwerte: Definition mit polygonalen Gleitlinien

Gleitlinien mit den kleinsten Sicherheiten

GWS	EWK	Polygon Nr.	Anker	F _{vorh} [-]	L _{erf} [m]	L _{min} [m]	Bemerkung siehe Fussnoten
1	1	9902		1.10			
1	1	10001		1.10			
1	1	9901		1.10			
1	1	9904		1.10			

GWS : Grenzwertspezifikation
 EWK : Einwirkungskombination
 F_{vorh} : vorhandene Sicherheit, erforderliche Sicherheit F_{erf} = 1.00
 L_{erf} : berechnete, erforderliche freie Ankerlänge im Bereich L_{min} - L_{max}
 L_{min} : eingegebene, minimale freie Ankerlänge

Polygonpunkte der Gleitlinien mit den kleinsten Sicherheiten

GWS	EWK	Polygon Nr.	Punkt Nr.	x [m]	y [m]	Punkt Nr.	x [m]	y [m]	Punkt Nr.	x [m]	y [m]
1	1	9902	1	-128.34	25.02	2	-97.01	20.37	3	-62.76	30.37
			4	-60.18	32.07						
1	1	10001	1	-128.34	25.02	2	-97.01	20.37	3	-62.76	30.37
			4	-60.18	32.07						
1	1	9901	1	-128.34	25.02	2	-97.01	20.37	3	-62.76	30.37
			4	-60.72	32.10						
1	1	9904	1	-128.34	25.02	2	-97.01	20.37	3	-62.76	30.37
			4	-59.11	32.03						

GWS : Grenzwertspezifikation
 EWK : Einwirkungskombination

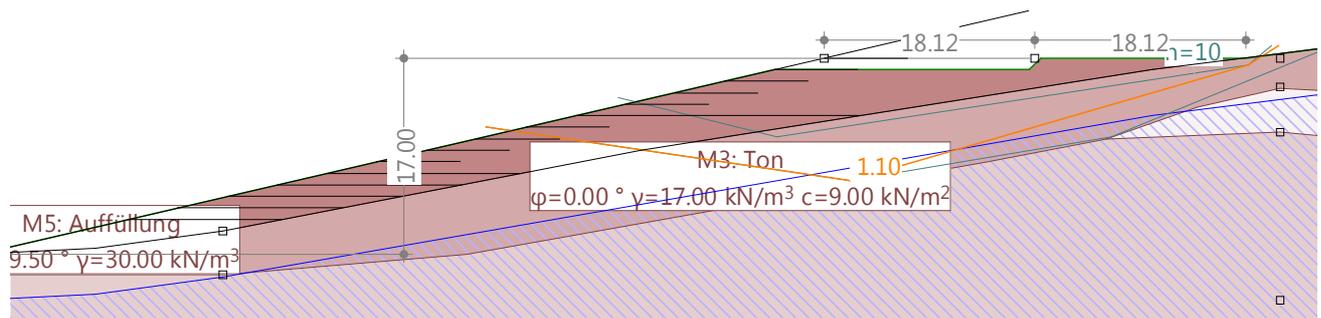
Grenzwertspezifikationen

GWS	Titel	Bemessungssituation	Grenzzustand	AP
1	!GZ Tragsicherheit Typ 3	andauernd	Tragsicherheit Typ 3	!GZT

AP : Analyseparameterset

Grenzwerte: Massgebende Gleitlinie, Definition mit polygonalen Gleitlinien

Mstb. 1 :653.9 (-168.64,8.21...-57.59,34.84)



Nr.:

20. Etappe

Grenzwerte: Definition mit polygonalen Gleitlinien

Gleitlinien mit den kleinsten Sicherheiten

GWS	EWK	Polygon Nr.	Anker	F _{vorh} [-]	L _{erf} [m]	L _{min} [m]	Bemerkung siehe Fussnoten
1	1	98		1.87			
1	1	10001		1.87			
1	1	100		1.87			
1	1	99		1.87			

GWS : Grenzwertspezifikation
 EWK : Einwirkungskombination
 F_{vorh} : vorhandene Sicherheit, erforderliche Sicherheit F_{erf} = 1.00
 L_{erf} : berechnete, erforderliche freie Ankerlänge im Bereich L_{min} - L_{max}
 L_{min} : eingegebene, minimale freie Ankerlänge

Polygonpunkte der Gleitlinien mit den kleinsten Sicherheiten

GWS	EWK	Polygon Nr.	Punkt Nr.	x [m]	y [m]	Punkt Nr.	x [m]	y [m]	Punkt Nr.	x [m]	y [m]
1	1	98	1	-125.04	26.32	2	-75.99	28.35	3	35.75	35.09
			4	39.47	36.78						
1	1	10001	1	-125.04	26.32	2	-75.99	28.35	3	35.75	35.09
			4	39.47	36.78						
1	1	100	1	-125.04	26.32	2	-75.99	28.35	3	35.75	35.09
			4	37.79	36.83						
1	1	99	1	-125.04	26.32	2	-75.99	28.35	3	35.75	35.09
			4	38.63	36.80						

GWS : Grenzwertspezifikation
 EWK : Einwirkungskombination

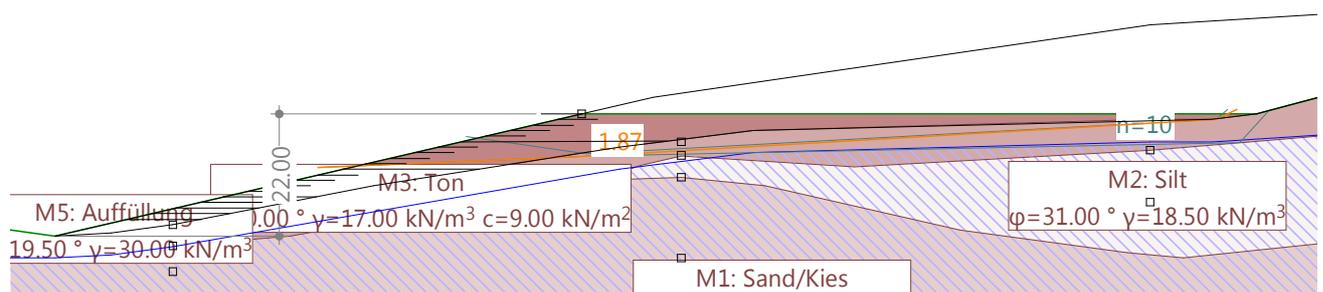
Grenzwertspezifikationen

GWS	Titel	Bemessungssituation	Grenzzustand	AP
1	!GZ Tragsicherheit Typ 3	andauernd	Tragsicherheit Typ 3	!GZT

AP : Analyseparameterset

Grenzwerte: Massgebende Gleitlinie, Definition mit polygonalen Gleitlinien

Mstb. 1 :1360.3 (-178.71,3.31..52.31,58.02)



Nr.:

25. Etappe

Grenzwerte: Definition mit polygonalen Gleitlinien

Gleitlinien mit den kleinsten Sicherheiten

GWS	EWK	Polygon Nr.	Anker	F _{vorh} [-]	L _{erf} [m]	L _{min} [m]	Bemerkung siehe Fussnoten
1	1	41		1.04			
1	1	10001		1.04			
1	1	51		1.05			
1	1	61		1.05			

GWS : Grenzwertspezifikation
 EWK : Einwirkungskombination
 F_{vorh} : vorhandene Sicherheit, erforderliche Sicherheit F_{erf} = 1.00
 L_{erf} : berechnete, erforderliche freie Ankerlänge im Bereich L_{min} - L_{max}
 L_{min} : eingegebene, minimale freie Ankerlänge

Polygonpunkte der Gleitlinien mit den kleinsten Sicherheiten

GWS	EWK	Polygon Nr.	Punkt Nr.	x [m]	y [m]	Punkt Nr.	x [m]	y [m]	Punkt Nr.	x [m]	y [m]
1	1	41	1	-109.89	30.41	2	-58.37	28.98	3	58.67	33.99
			4	89.02	52.05						
1	1	10001	1	-109.89	30.41	2	-58.37	28.98	3	58.67	33.99
			4	89.02	52.05						
1	1	51	1	-109.89	30.41	2	-58.37	28.98	3	58.55	34.32
			4	89.02	52.05						
1	1	61	1	-109.89	30.41	2	-58.37	28.98	3	58.43	34.65
			4	89.02	52.05						

GWS : Grenzwertspezifikation
 EWK : Einwirkungskombination

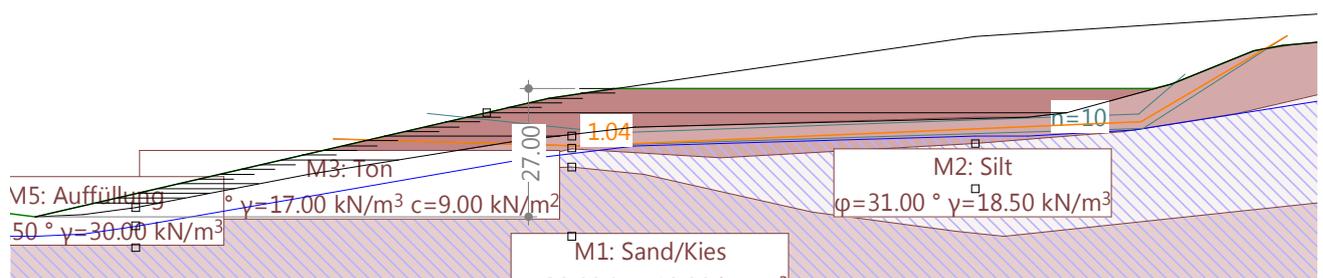
Grenzwertspezifikationen

GWS	Titel	Bemessungssituation	Grenzzustand	AP
1	!GZ Tragsicherheit Typ 3	andauernd	Tragsicherheit Typ 3	!GZT

AP : Analyseparameterset

Grenzwerte: Massgebende Gleitlinie, Definition mit polygonalen Gleitlinien

Mstb. 1 :1584.4 (-175.58,0.92..93.50,60.49)



Nr.:

30. Etappe

Grenzwerte: Definition mit polygonalen Gleitlinien

Gleitlinien mit den kleinsten Sicherheiten

GWS	EWK	Polygon Nr.	Anker	F _{vorh} [-]	L _{erf} [m]	L _{min} [m]	Bemerkung siehe Fussnoten
1	1	7700		1.02			
1	1	10001		1.02			
1	1	7699		1.02			
1	1	7698		1.02			

GWS : Grenzwertspezifikation
 EWK : Einwirkungskombination
 F_{vorh} : vorhandene Sicherheit, erforderliche Sicherheit F_{erf} = 1.00
 L_{erf} : berechnete, erforderliche freie Ankerlänge im Bereich L_{min} - L_{max}
 L_{min} : eingegebene, minimale freie Ankerlänge

Polygonpunkte der Gleitlinien mit den kleinsten Sicherheiten

GWS	EWK	Polygon Nr.	Punkt Nr.	x [m]	y [m]	Punkt Nr.	x [m]	y [m]	Punkt Nr.	x [m]	y [m]
1	1	7700	1	-86.48	37.42	2	-30.01	31.10	3	47.66	34.67
			4	99.11	54.34						
1	1	10001	1	-86.48	37.42	2	-30.01	31.10	3	47.66	34.67
			4	99.11	54.34						
1	1	7699	1	-86.48	37.42	2	-30.01	31.10	3	47.66	34.67
			4	99.78	54.26						
1	1	7698	1	-86.48	37.42	2	-30.01	31.10	3	47.66	34.67
			4	100.46	54.18						

GWS : Grenzwertspezifikation
 EWK : Einwirkungskombination

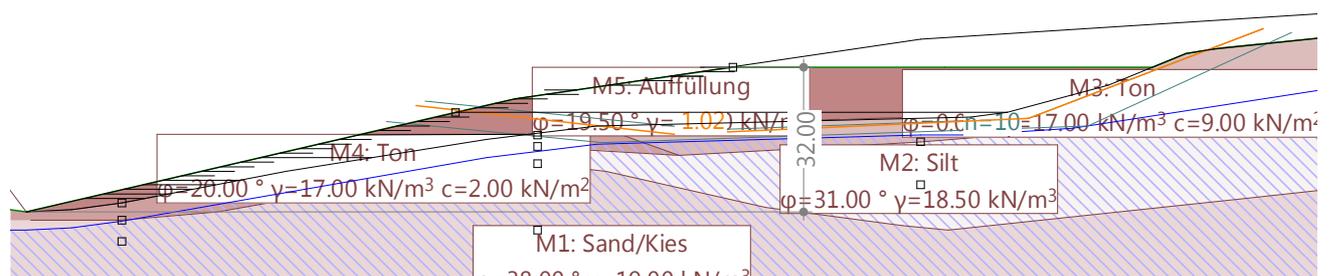
Grenzwertspezifikationen

GWS	Titel	Bemessungssituation	Grenzzustand	AP
1	!GZ Tragsicherheit Typ 3	andauernd	Tragsicherheit Typ 3	!GZT

AP : Analyseparameterset

Grenzwerte: Massgebende Gleitlinie, Definition mit polygonalen Gleitlinien

Mstb. 1 :1664.5 (-173.78,-0.22..108.90,62.57)



Nr.:

35. Etappe

Grenzwerte: Definition mit polygonalen Gleitlinien

Gleitlinien mit den kleinsten Sicherheiten

GWS	EWK	Polygon Nr.	Anker	F _{vorh} [-]	L _{erf} [m]	L _{min} [m]	Bemerkung siehe Fussnoten
1	1	10000		1.52			
1	1	10001		1.52			
1	1	9000		1.52			
1	1	9999		1.52			

GWS : Grenzwertspezifikation
 EWK : Einwirkungskombination
 F_{vorh} : vorhandene Sicherheit, erforderliche Sicherheit F_{erf} = 1.00
 L_{erf} : berechnete, erforderliche freie Ankerlänge im Bereich L_{min} - L_{max}
 L_{min} : eingegebene, minimale freie Ankerlänge

Polygonpunkte der Gleitlinien mit den kleinsten Sicherheiten

GWS	EWK	Polygon Nr.	Punkt Nr.	x [m]	y [m]	Punkt Nr.	x [m]	y [m]	Punkt Nr.	x [m]	y [m]
1	1	10000	1	-84.59	38.42	2	-2.96	32.11	3	67.04	37.40
			4	99.11	54.34						
1	1	10001	1	-84.59	38.42	2	-2.96	32.11	3	67.04	37.40
			4	99.11	54.34						
1	1	9000	1	-85.53	37.92	2	-2.96	32.11	3	67.04	37.40
			4	99.11	54.34						
1	1	9999	1	-84.59	38.42	2	-2.96	32.11	3	67.04	37.40
			4	99.78	54.26						

GWS : Grenzwertspezifikation
 EWK : Einwirkungskombination

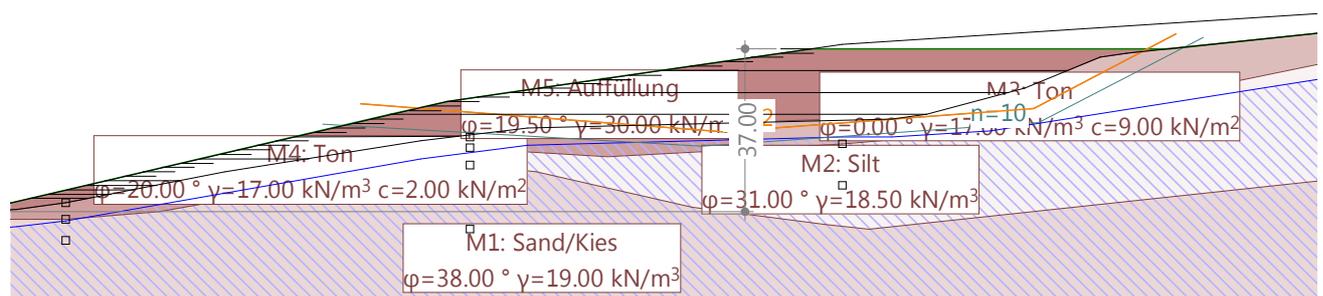
Grenzwertspezifikationen

GWS	Titel	Bemessungssituation	Grenzzustand	AP
1	!GZ Tragsicherheit Typ 3	andauernd	Tragsicherheit Typ 3	!GZT

AP : Analyseparameterset

Grenzwerte: Massgebende Gleitlinie, Definition mit polygonalen Gleitlinien

Mstb. 1 :1711.6 (-161.78,-5.78..128.90,63.45)



Nr.:

Stabilitätsberechnung Endzustand

BAUGRUNDMODELL

Bodenschichteigenschaften

Id	Beschreibung	φ_k [°]	γ_k [kN/m ³]	c_k [kN/m ²]
M5	Auffüllung	28.00	19.50	0
M4	Silt	30.00	18.50	0
M3	Ton	20.00	17.00	2.00
M2	Silt	31.00	18.50	0
M1	Sand/Kies	38.00	19.00	0

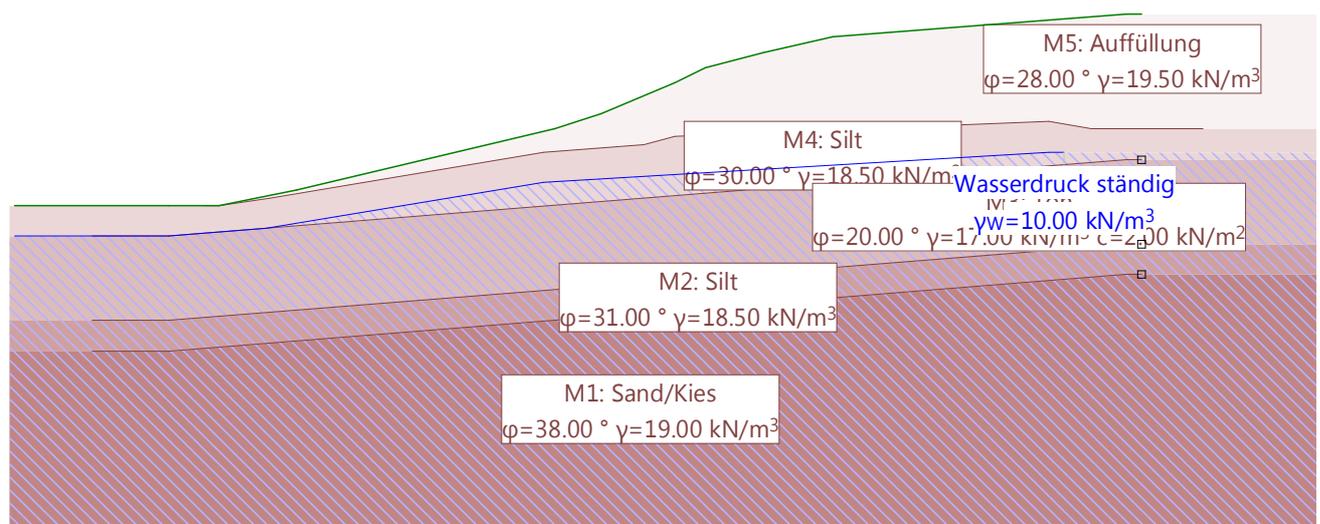
Grundwasserspiegel

Beschreibung	Einwirkung	γ_{Wk} [kN/m ³]	Zustand	Porenwasserdruck
	Wasserdruck ständig	10.00	aktiv	hydrodynamisch

Zustand : Grundwasser für die Berechnung aktiv oder inaktiv

Baugrundmodell

Mstb. 1 :984.7 (-19.73,-19.72..147.49,52.80)



Nr.:

BEIWERTE UND PARAMETER

Widerstandsbeiwerte (1)

Name	GZ TS 1 [-]	GZ TS 2 [-]	GZ TS 2a [-]	GZ TS 3 [-]	GZ G [-]	global [-]
Vorgespannter Anker			1.35	1.35		1.00
Scherwiderstand			1.30	1.30		1.00
Haftungselement			1.35	1.35		1.00
Reibungswinkel $\gamma_{M\phi}$			1.20	1.20		1.00
Kohäsion γ_{Mc}			1.50	1.50		1.00

Berechnungsparameter (1)

Name	GZ TS 1	GZ TS 2	GZ TS 2a	GZ TS 3	GZ G	global	
Partialfaktor für den Tragwiderstand γ_R			1.000	1.000		1.400	-

Einwirkungen (1)

Name	Typ	Set	GZ Typ 1		GZ Typ 2		GZ Typ 3		γ [-]
			γ [-]	γ_{inf} [-]	γ [-]	γ_{inf} [-]	γ [-]	γ_{inf} [-]	
Eigenlast	ständig		1.10	0.90	1.35	0.80	1.00	1.00	1.35
Wasserdruck ständig	ständig		1.05	0.95	1.20	0.90	1.00	1.00	1.20

GZ Typ 1 : Grenzzustand Typ 1
GZ Typ 2 : Grenzzustand Typ 2
GZ Typ 3 : Grenzzustand Typ 3
: Grenzzustand Typ 2a

Einwirkungen (2)

Name	γ_{inf} [-]	ψ -Beiwerte			u
		ψ_0 [-]	ψ_1 [-]	ψ_2 [-]	
Eigenlast	1.00				Ja
Wasserdruck ständig	0.90				Ja

: Grenzzustand Typ 2a
 ψ -Beiwerte : Reduktionsbeiwerte
u : Einwirkung ist benutzt

Grenzwertspezifikation: !GZ Tragsicherheit Typ 3

Beschreibung

Standard-Bemessungssituation: Tragsicherheit Grenzzustand Typ 3 (1C)

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	1	Einwirkungskombinationen
1	Eigenlast	1	
2	Wasserdruck ständig	1	

BERECHNUNGSOPTIONEN

Optionen

Methode	δ_T [-]	n_L	gerade Randbereiche	
Krey	0.0200	200	mit	die Standsicherheit wird iterativ bestimmt

δ_T : Konvergenztoleranz der Iteration
 n_L : Anzahl Lamellen

Grenzwerte: Definition mit Zentren und Zwangslinie

Gleitkreise mit den kleinsten Sicherheiten

GWS	EWK	Kreis Nr.	x [m]	y [m]	R [m]	Anker	F _{vorh} [-]	L _{erf} [m]	L _{min} [m]	Bemerkung siehe Fussnoten
1	1	551	53.62	64.57	30.63		1.09			
		841	49.44	73.64	40.55		1.09			
		1281	45.26	87.25	54.49		1.10			
		1131	45.26	82.72	50.49		1.10			

GWS : Grenzwertspezifikation
 EWK : Einwirkungskombination
 F_{vorh} : vorhandene Sicherheit, erforderliche Sicherheit F_{erf} = 1.00
 L_{erf} : berechnete, erforderliche freie Ankerlänge im Bereich L_{min} - L_{max}
 L_{min} : eingegebene, minimale freie Ankerlänge

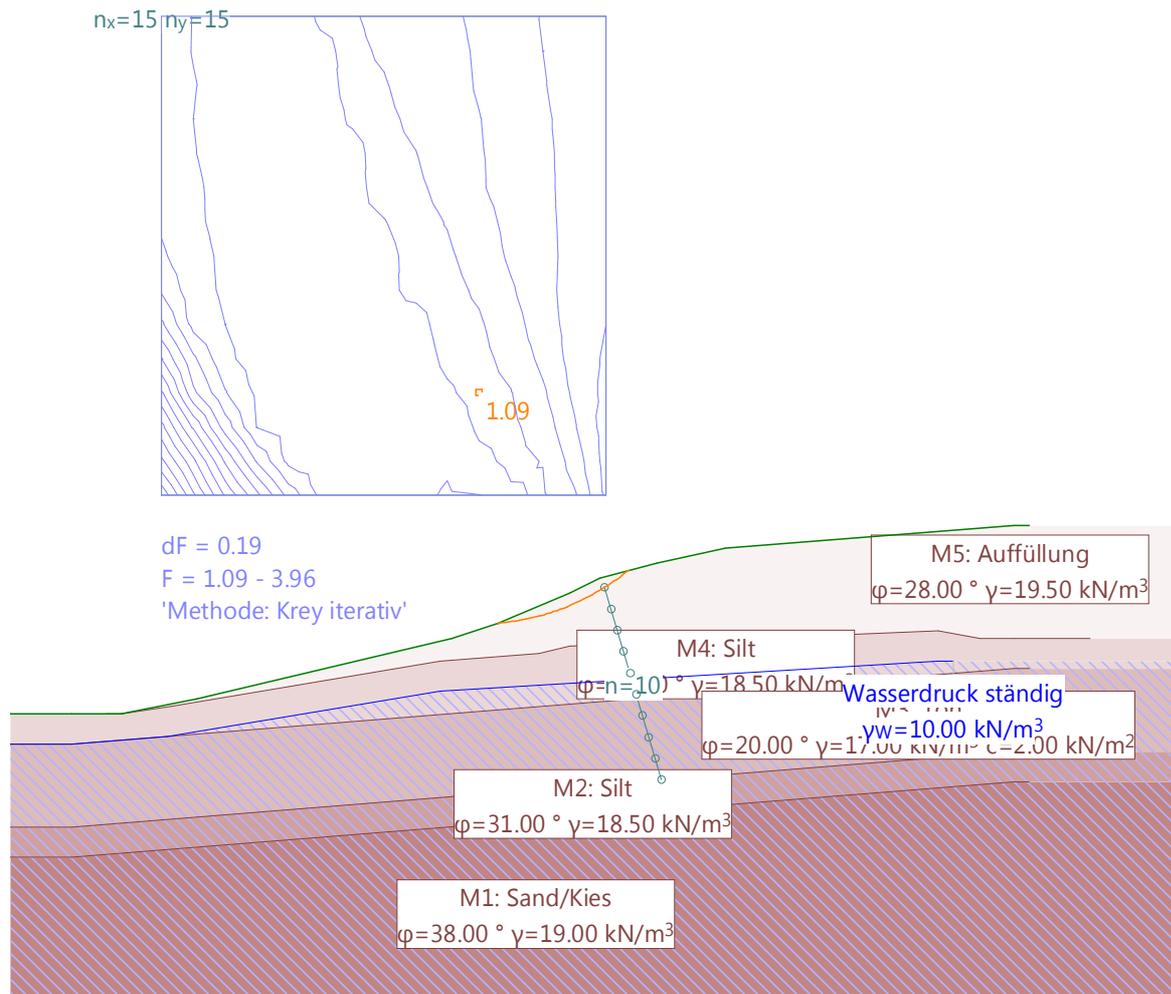
Grenzwertspezifikationen

GWS	Titel	Bemessungssituation	Grenzzustand	AP
1	!GZ Tragsicherheit Typ 3	andauernd	Tragsicherheit Typ 3	!GZT

AP : Analyseparameterset

Grenzwerte: Massgebende Gleitlinie, Definition mit Zentren und Zwangslinie

Mstb. 1 : 1000.0 (-7.10,-15.23..144.44,124.49)



Nr.: