
Bericht Nr. 2323416.1

Bezirk Schwyz, Schwyz

Brunnen, Seewenstrasse - Langenstegbrücke

Geotechnischer Bericht

16. Juli 2024

Autor(en)	Bearbeitete Themen
Pascale Carlen	Gesamtbericht
Supervision	Visierte Inhalte
Thomas Schneggenburger	Gesamtbericht
Stefan Tobler	Gesamtbericht
Hinweise	

GEOTEST AG



Stefan Tobler



Pascale Carlen

Inhaltsverzeichnis

1.	Einleitung.....	4
1.1	Auftrag und Objekt	4
1.2	Projekt	4
1.3	Fragestellung.....	5
1.4	Vorhandene Unterlagen	5
2.	Ausgeführte Untersuchungen	6
3.	Informationen zum Standort.....	7
3.1	Geologischer Überblick	7
3.2	Allgemeine Hydrogeologische Verhältnisse und Gewässerschutz.....	8
3.3	Übersicht geologische Risiken und Naturgefahren.....	9
3.4	Naturgefahren	9
3.5	Oberflächenabfluss	10
4.	Baugrundmodell / Baugrundkennwerte.....	12
4.1	Schichtaufbau des Untergrundes, Baugrundmodell	12
4.2	In-situ-Versuche	13
4.3	Baugrundwerte	14
4.4	Grundwasserverhältnisse im Parzellenbereich.....	15
4.5	Erdbebenzone und Baugrundklasse	15
5.	Bautechnische Folgerungen	16
5.1	Aushub und Wiederverwendbarkeit des Aushubmaterials	16
5.2	Baugrube und Böschungen.....	16
5.3	Wasserhaltung	17
5.4	Fundation	18
5.4.1	Flachfundation.....	18
5.4.2	Pfahlfundation	18
5.5	Dimensionierungsgrundlagen Strassenaufbau	20
6.	Beurteilung und weiteres Vorgehen	21
6.1	Bewertung der durchgeführten Untersuchungen / Analysen	21
6.2	Überwachung / Beweissicherung.....	21
7.	Schlussbemerkung.....	22

Anhang

Situation mit Lage der Sondierungen, 1:500	1
Profil der Kernbohrung Kb 01/24	2
Fotodokumentation der Kernbohrung Kb 01/24	3.1a + 3.1b
Baugrundmodell, 1:200	4

Beilagen

Geoprofile GmbH; Elektrische Drucksondierungen; Bericht Nr. 2855 / 1

1. Einleitung

1.1 Auftrag und Objekt

Auftraggeber:	Bezirk Schwyz, Ressort Umwelt, Postfach 60, 6431 Schwyz
Bauingenieur:	CES Bauingenieur AG, Hausmatt 5, 6423 Seewen-Schwyz
Offerte:	GEOTEST AG Nr. 2323416.1 vom 16.01.2024
Auftragsbestätigung:	Auftragsbestätigung des Bezirks Schwyz vom 17.01.2024
Objekt:	Seewenstrasse - Langenstegbrücke
Parzelle:	Nr. 387, 390, 391, 392, Grundbuch Ingenbohl
Mittlere Koordinaten / Höhe:	2'689'700 / 1'207'400; ca. 447 m ü. M.
Gewässerschutzbereich:	A _U
Erdbeben:	Erdbebenzone Z2; seism. Baugrundklasse C / E
Kataster der bel. Standorte:	Ablagerungsstandort Nr. 03_A009 hangseitig der Seewenstrasse
Bodenverschiebung:	Kein Eintrag
Naturgefahrenkarte:	Blaue und rote Gefahrenzone, Prozess Hochwasser

1.2 Projekt

Die Seewenstrasse verbindet Seewen mit Brunnen entlang dem orografisch rechten (westlichen) Talrand. Nun soll unter anderem die Langenstegbrücke ersetzt und ein Strassenabschnitt nördlich davon saniert werden. Die Brücke ist auf zwei Widerlagern und zwei Stützen fundiert. Im Zuge der Arbeiten soll ausserdem der Bachlauf der Seeweren naturnaher gestaltet werden.

1.3 Fragestellung

Durch eine Archivrecherche, ein Studium der vorhandenen Unterlagen und projektspezifischen Baugrunduntersuchungen waren die folgenden Fragen zu klären:

- Schichtaufbau des Untergrundes
- geotechnische Eigenschaften des Baugrunds (in-situ Messungen und Erfahrungswerte)
- Grundwasserverhältnisse
- geologische Risiken.

Die Abklärungen erlauben Aussagen zu den grundbaulichen Herausforderungen im Zusammenhang mit dem Bauvorhaben:

- Aushub- und Wiederverwendung des Aushubmaterials
- Baugruben und Böschungen
- Wasserhaltung
- Fundationsmöglichkeiten, inkl. Angaben für potentielle Pfahlfundation
- Baugrundklasse bezüglich Erdbebeneinwirkung
- Überwachungsmassnahmen, Beeinträchtigung Dritter.

1.4 Vorhandene Unterlagen

Rechtliche Grundlagen

- [1] Schweizerischer Bundesrat (2015); Verordnung über die Vermeidung und die Entsorgung von Abfällen (Abfallverordnung, VVEA); Stand: 01.01.2024
- [2] Schweizerischer Bundesrat (2021); Verordnung über die Sicherheit und den Gesundheitsschutz der Arbeitnehmerinnen und Arbeitnehmer bei Bauarbeiten (Bauarbeitenverordnung, BauAV); Stand: 01.01.2024
- [3] Schweizerischer Bundesrat (1998); Verordnung über Belastungen des Bodens (VBBo); Stand: 12.04.2016.

Geologische, hydrogeologische und geotechnische Grundlagen

- [4] Bundesamt für Landestopografie swisstopo; Topografische Karte / Cadastral WebMap / Geocover / Geologischer Atlas 25'000 (Kartenblätter 1151 von 2006 und 1152 von 2022) / Erdbebenzonen / Oberflächenabflusskarte / Reliefschattierung / Mächtigkeit des Lockergesteins; map.geo.admin.ch; Juli 2024

- [5] WebGIS Kanton Schwyz; Grundbuchpläne / Gewässerschutzkarte / Gefahrenkarte / Kataster der belasteten Standorte / Prüfperimeter Bodenverschiebung / Archäologisches Inventar; map.geo.sz.ch; Juli 2024
- [6] Dr. Heinrich Jäckli AG (2010): NOVA Brunnen, Ingenbohl-Brunnen/SZ, Geologisch-geotechnischer Bericht, 21. Dezember 2010
- [7] GEOTEST AG, Ingenbohl, Umfahrung Brunnen Nord, Geotechnik, Hydrogeologie; 2017 – 2022

Angaben zum Bauprojekt

- [8] CES Bauingenieur AG, Seewen-Schwyz; Situation Geologische Sondierungen, Langensteg Brücke; 13.03.2024.

2. Ausgeführte Untersuchungen

Tabelle 1: Durchgeführte Untersuchungen

Untersuchung	Datum	Ausführende Unternehmung
5 Drucksondierungen à ca. 3.1 - 19.3 m Tiefe*	22. / 29.02.2024	Geoprofile GmbH, Adligenswil
1 Kernbohrung à 14.5 m mit Filterausbau	04. – 05.06.2024	KIBAG Bohrungen AG, Bäch

* von den ursprünglich geplanten sechs Drucksondierungen konnten aufgrund von Werkleitungen und Platzmangel nur fünf durchgeführt werden

Die Standorte der Sondierungen sind in der Situation in Anhang 1 ersichtlich. Die Kernbohrung ist in Anhang 2 aufgezeichnet. Die Profile der Drucksondierungen finden sich in der Beilage.

3. Informationen zum Standort

3.1 Geologischer Überblick

Der Talboden zwischen Schwyz und Brunnen wurde während der letzten Eiszeit durch die vorstossenden Gletscher ausgebildet. Lockermaterial wie auch Fels wurde dabei abgetragen. Nach dem Rückzug der Gletscher war der Untersuchungsperimeter zuerst Teil des damaligen Vierwaldstättersees, was zur Ablagerung von feinkörnigen Seeablagerungen führte. Mit der Zeit verlandete der Projektperimeter zunehmend, wurde später zu einem Delta und schlussendlich zu einem typischen Talboden, welcher von der Muota durchflossen und geprägt wurde. Diese führte gelegentlich Hochwasser, was das Auftreten von Überschwemmungssedimenten erklärt.

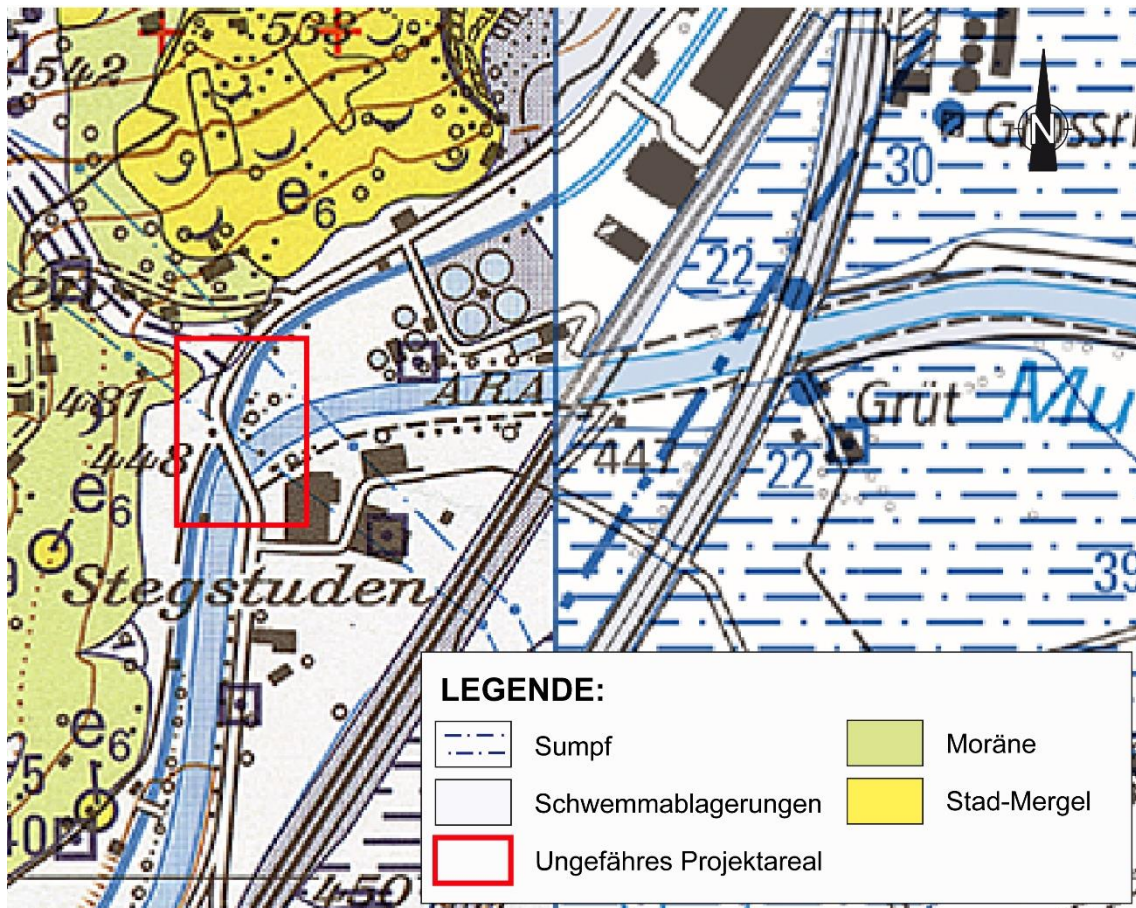


Abbildung 1: Auszug aus der geologischen Karte des Projektgebietes [4]

3.2 Allgemeine Hydrogeologische Verhältnisse und Gewässerschutz

Das Projektgebiet liegt im Gewässerschutzbereich Au (nutzbare unterirdische Gewässer sowie zu deren Schutz notwendigen Randgebiete) innerhalb eines Grundwassergebiets von mittlerer (Mächtigkeit zwischen 2 und 10 m), respektive grosser (Mächtigkeit zwischen 10 und 20 m) Mächtigkeit. Etwa 400 m südlich der Langensteg Brücke befindet sich die Grundwasserfassung für Trink- und Brauchwasser PW Stegmatt.

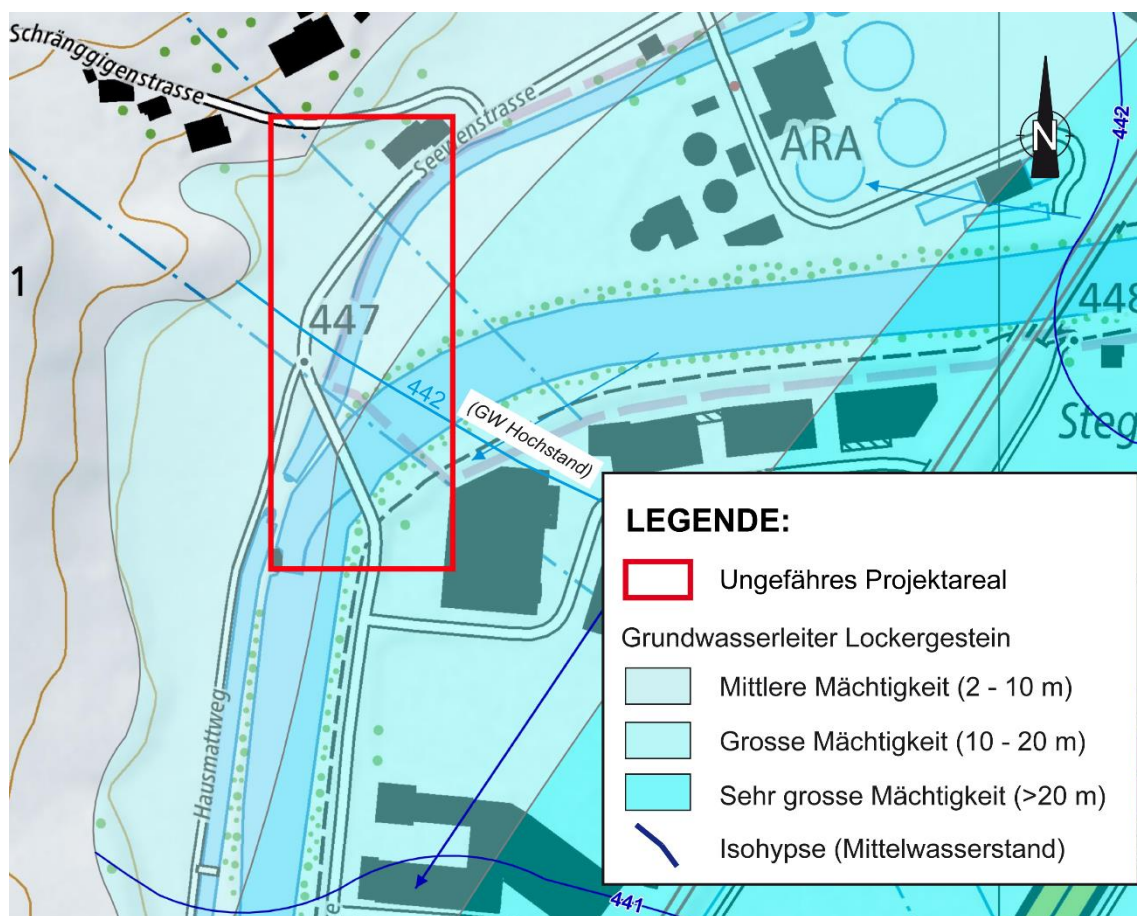


Abbildung 2: Ausschnitt aus der Grundwasserkarte [5]. Die Pfeile markieren die Grundwasserfliessrichtung.

Gemäss der Grundwasserkarte [5] (Abbildung 2) liegt der Grundwassermittelstand im Baugebiet bei ca. Kote 441.3 m ü. M. bis 441.5 m ü. M. (ca. 2.9 m - 6.8 m unter Terrain). Der Grundwasserhochstand liegt bei ca. Kote 441.8 m ü. M. bis 442.2 m ü. M..

Das Grundwasser zirkuliert in den hochdurchlässigen Flussablagerungen (Muota-Schotter) und fliesst am Standort mit einem Gefälle von ca. 3 ‰ in südwestlicher Richtung gegen Brunnen dem Vierwaldstättersee zu. Entlang der Muota infiltriert konstant Flusswasser in den Grundwasserleiter. Durch diesen Effekt wird die Grundwasserfliessrichtung parallel zur Muota kleinräumig leicht in südliche Richtung abgelenkt.

Tabelle 2: Grund- und Oberflächenwasser auf der Projektparzelle

Gewässerschutzbereich:	Au [5]
Grundwasser:	Ausgewiesenes Grundwassergebiet von mittlerer (2 - 10 m), respektive grosser (10 - 20 m) Mächtigkeit
Grundwasserleiter:	Flussablagerungen (Muota-Schotter)
Grundwasserstauer:	Seeablagerungen, Felsoberfläche
Nutzungen	Grundwasserfassung PW Stegmatt ca. 400 m südlich der Langensteg Brücke Mehrere gefasste Quellen hangseitig der Seeweren und diverse Grundwasserfassungen in der Umgebung

3.3 Übersicht geologische Risiken und Naturgefahren

Gemäss den Vorgaben aus der Norm SIA 267 müssen im geotechnischen Bericht die geologischen Standortrisiken dargelegt werden.

Tabelle 3: Standortrisiken gemäss Angaben aus den Geoportalen [4][5]

Naturgefahren:	Blaue und rote Gefahrenzone, Prozess Hochwasser
Kataster belastete Standorte:	Ablagerungsstandort Nr. 03_A009 hangseitig der Seewenstrasse
Perimeter Bodenverschiebung:	Kein Eintrag
Archäologisches Inventar:	Kein Eintrag

3.4 Naturgefahren

Laut der Gefahrenkarte des Kantons Schwyz [5] ist im Nahbereich der Seeweren eine erhebliche Gefährdung (rote Gefahrenstufe), in der übrigen Projektfläche ist eine mittlere Gefährdung (blaue Gefahrenstufe) für den Prozess Wasser ausgeschieden (Abbildung 3). Die Gefährdung entsteht aufgrund Hochwasserereignissen im Zusammenhang mit der Muota und der Seeweren.

Bei der Dimensionierung der Brücke muss die Wasserführung der Muota und der Seeweren im Hochwasserfall berücksichtigt werden. Mögliche Szenarien in diesem Fall sind Kolkbildung sowie Verklausung durch mitgeschwemmtes Material.

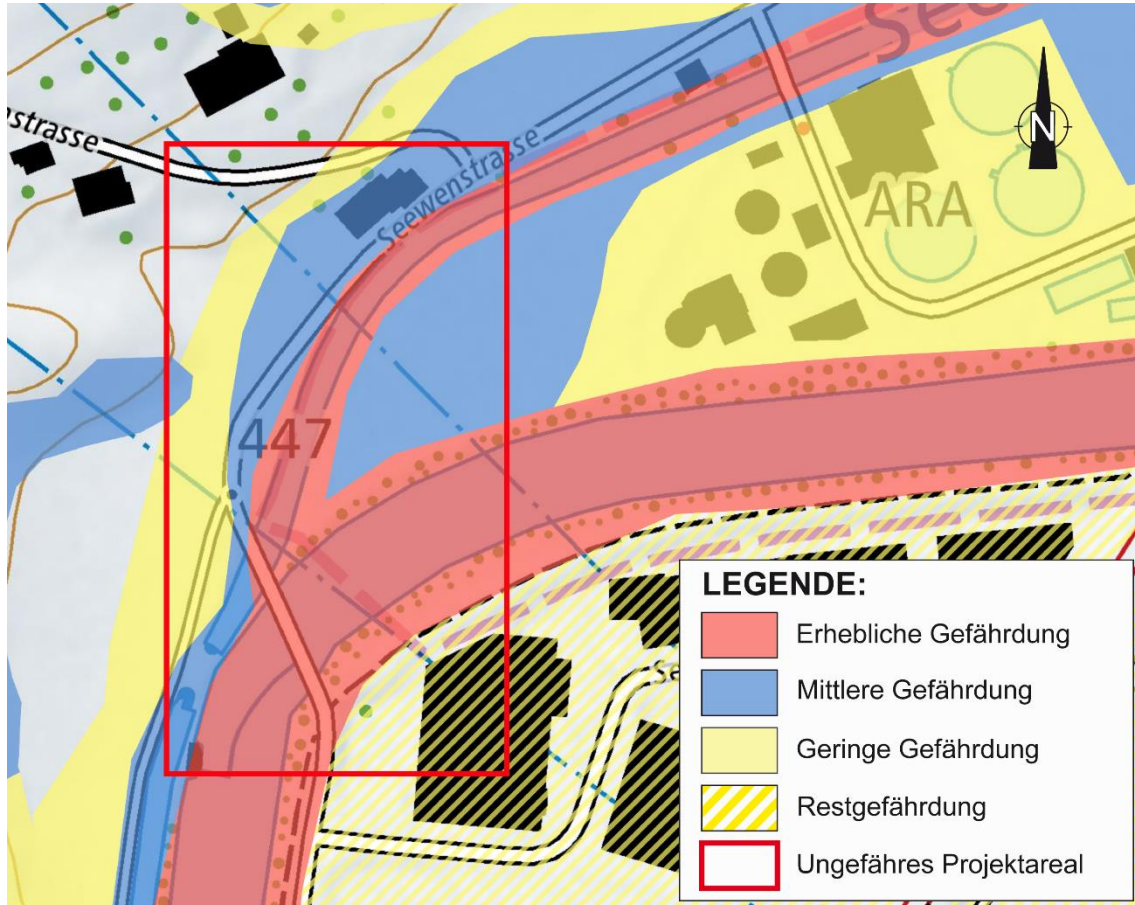


Abbildung 3: Synoptische Gefahrenkarte [5].

3.5 Oberflächenabfluss

Verstärkter Oberflächenabfluss entsteht bei Starkniederschlägen und fliesst vor allem entlang von Vertiefungen und versiegelten Flächen. Für die Projektfläche ist primär mit hangseitigen Zuflüssen zu rechnen. Erhöhter Oberflächenabfluss ist entlang der Seewenstrasse zu erwarten. Durch Bautätigkeiten darf die Situation nicht verschlechtert werden. Ein Ansammeln von Oberflächenwasser sollte verhindert werden.

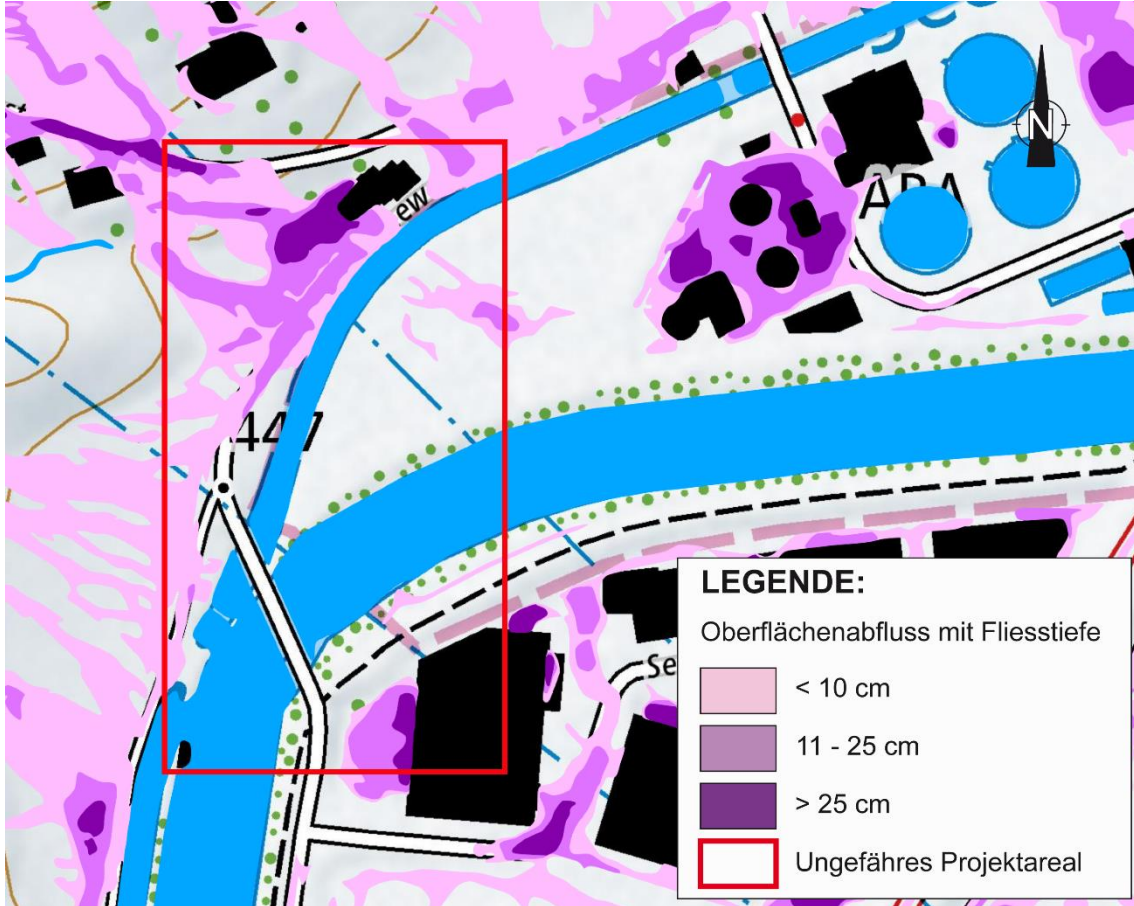


Abbildung 4: Gefährdungskarte Oberflächenabfluss [5].

4. Baugrundmodell / Baugrundkennwerte

4.1 Schichtaufbau des Untergrundes, Baugrundmodell

Auf Basis unserer Kenntnisse aus den aktuellen Sondierungen und aus bestehenden Unterlagen und Sondierungen in der Umgebung kann der Untergrund im Projektperimeter in folgende Schichttypen unterteilt werden (von oben nach unten):

Tabelle 4: Schematische Schichtabfolge

Schicht	Untergrenze [m]	Aufschlüsse	Beschreibung, Lagerungsdichte
A	1.5 - 3.8 m	<i>Oberfläche, alle Sondierungen</i>	<p>Auffüllung, Aufschüttung; OKT ca. 444.4 – 448.1 m ü. M.</p> <p>Grünflächen, Asphalt / Beton mit Kieskoffer, Aufschüttungen für Strasse und Damm, künstliche Beimengungen sind darin nicht ausgeschlossen.</p> <p>Teilweise verdichtet, mässig - gut durchlässig, Kieskoffer oberflächlich gut tragfähig</p>
B	3.5 - 6.7 m	<i>alle Sondierungen</i>	<p>Überschwemmungsablagerungen</p> <p>Silt, stark fein- bis mittelsandig, schwach kiesig, mit gelegentlichem Anteil an Ton, erdfeucht</p> <p>mit organischen Beimengungen</p> <p>Die Überschwemmungsablagerungen sind mit den Flussablagerungen (Schichttyp C) verzahnt</p> <p>Weich bis mittelsteif, schlecht durchlässig, schlecht tragfähig</p>
C	>20 m	<i>alle Sondierungen</i>	<p>Flussablagerungen (Muota-Schotter)</p> <p>Sand, stark kiesig, siltig bis Kies, stark sandig, schwach siltig, schwach steinig, nass</p> <p>bereichsweise mit wenig organischen Beimengungen</p> <p>Sondierungen aus der Umgebung, sowie die Drucksondierungen deuten darauf hin, dass innerhalb der Muota-Schotter abschnittsweise einige Dezimeter mächtige Linsen aus Überschwemmungsablagerungen (Schichttyp B) oder Deltaablagerungen eingelagert sein können</p>

Schicht	Untergrenze [m]	Aufschlüsse	Beschreibung, Lagerungsdichte
			Die Flussablagerungen sind mit den Überschwemmungsablagerungen (Schichttyp B) verzahnt mitteldicht bis dicht, gut durchlässig, gut tragfähig
D	unbekannt	vrmtl. EDS 05/24 und EDS 06/24	Harter Untergrund vrmtl. Mergelfels, oberflächennah verwittert

Gemäss Sondierungen aus der Umgebung folgen unter den Flussablagerungen (Schichttyp C) kiesige und sandige Deltaablagerungen, respektive bilden Zwischenschichten innerhalb der Muota-Schotter. Darunter folgen tonig, siltige Seeablagerungen. Die Delta- und Seeablagerungen wurden mit den Sondierungen bis auf 20 m nicht erreicht.

Unterhalb der Seeablagerungen ist der Fels in unbekannter Tiefe anstehend. Gemäss Mächtigkeitsmodell der Lockergesteinsbedeckung [4] liegt der Felsuntergrund im Projektgebiet in 5 - 35 m Tiefe und taucht steil unter den Talboden ab. Aufgrund der Lage am Hangfuss und des abrupten Aufstehens der Drucksondierungen EDS 05/24 und EDS 06/24 in 4.6 m und 4.9 m Tiefe interpretieren wir diese Schicht als Mergelfels (Schichttyp D). In der Kernbohrung und den übrigen Drucksondierungen wurde der Fels jedoch bis in 20 m Tiefe nicht erreicht.

Das Baugrundmodell ist schematisch in Anhang 4 aufgezeichnet.

4.2 In-situ-Versuche

In der Kernbohrung Kb 01/24 wurden während dem Bohrvorgang 6 SPT-Versuche im Lockermaterial durchgeführt, um die Lagerungsdichte zu bestimmen.

Tabelle 5: SPT-Versuche

Schicht	Tiefe	SPT	Lagerungsdichte
A	3.0 m	7/3/3, N = 6	locker
C	6.0 m	3/2/1, N = 3	sehr locker
C	9.0 m	11/18/13, N = 31	dicht

Schicht	Tiefe	SPT	Lagerungsdichte
C	12.0 m	15/17/19, N = 36	dicht
C	15.0 m	11/14/18, N = 32	dicht
C	18.0 m	12/14/19, N = 33	dicht

4.3 Baugrundwerte

Aufgrund der Sondierungen und unserer Erfahrungen aus vergleichbaren Projekten schätzen wir folgende charakteristische Baugrundwerte (Laborversuche wurden keine durchgeführt):

Tabelle 6: Geschätzte Baugrundwerte (Erfahrungswerte)

Schicht	Materialbeschreibung	γ	φ'	c'	c_u	M_{E1}	M_{E2}	k
		[kN/m ³]	[°]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[m/s]
A	Kieskoffer, Sand, schwach siltig, steinig, teilw. verdichtet	20.0 (19.5 - 20.5)	32 (29 - 34)	-	-	variabel	variabel	mittel - gross (10 ⁻⁶ - 10 ⁻³)
B	Silt, stark fein- bis mittelsandig, schwach kiesig, bereichsweise tonig, organisch, weich - mittelsteif	19.5 (19.0 - 20.0)	30 (28 - 32)	1 (0 - 3)	20 (10 - 30)	4 (2 - 6)	12 (5 - 20)	klein (10 ⁻⁹ - 10 ⁻⁶)
C	Sand, stark kiesig, siltig bis Kies, stark sandig, schwach siltig, schwach steinig, mitteldicht - dicht	21.0 (20.0 - 22.0)	36 (33 - 38)	-	-	30 (20 - 40)	90 (60 - 120)	sehr gross (10 ⁻³ - 10 ⁻²)
D	Mergelfels	25.0 (24.0 - 27.0)	-	-	-	>100	>>100	undurchlässig

Legende:

fett	Geschätzter Erwartungswert X_m	(...)	Geschätzte Extremwerte
γ	Feuchtraumgewicht	φ'	Innerer Reibungswinkel
c'	Effektive Kohäsion	c_u	Undrainierte Scherfestigkeit
M_{E1}	Zusammendrückungsmodul Erstbelastung	M_{E2}	Zusammendrückungsmodul Wiederbelastung
k	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert		
A	Auffüllung, Aufschüttung	B	Überschwemmungsablagerungen
C	Flussablagerungen (Muota-Schotter)	D	Mergelfels, kompakt

4.4 Grundwasserverhältnisse im Parzellenbereich

Die Muota-Schotter (Schichttyp C) bilden einen hochdurchlässigen Grundwasserleiter. In Bericht [6] konnte in einem Pumpversuch ein mittlerer Durchlässigkeitsbeiwert von $k = 1.2 \times 10^{-2} \text{ m/s}$ ermittelt werden, was einer sehr grossen Durchlässigkeit entspricht. Bei den im Projektgebiet durchgeführten Baggersondungen [7] konnte ein rasches Eindringen von Grundwasser festgestellt werden, was die hohe Durchlässigkeit des Grundwasserleiters bestätigt.

Zur Überwachung des Grundwasserspiegels wurde die Kernbohrung zu einer Grundwassermessstelle ausgebaut. Der Grundwasserspiegel lag gemäss der am 06.06.2024 durchgeführten Handmessung auf einer Kote von ca. 441.8 m ü. M. und somit ca. 6.1 m unter Terrain. Gemäss der Grundwasserkarte [5] entspricht dieser Grundwasserspiegel einem Grundwasserhochstand.

4.5 Erdbebenzone und Baugrundklasse

Gemäss SIA 261:2020 befindet sich die Parzelle in der **Erdbebenzone Z2**. Dies entspricht einer horizontalen Bodenbeschleunigung von $a_{gd} = 1.0 \text{ m/s}^2$.

In der Karte der seismischen Baugrundklassen des Bundesamtes für Umwelt (BAFU) ist für den Projektbereich keine Baugrundklasse ausgewiesen.

Gemäss den im Projektbereich durchgeführten Sondierungen wird der Baugrund der Klasse E zugeordnet. Die Kernbohrung Kb 01/24 zeigt eine Lockergesteinsmächtigkeit von mindestens 20 m, wodurch der Baugrund am Bohrstandort auch der Klasse C zugeordnet werden könnte. Standorteffekte sind dabei noch nicht berücksichtigt. In der Karte der seismischen Baugrundklassen finden sich keine Hinweise zu Standorteffekten.

Tabelle 7: Baugrundklasse gemäss SIA 261

Baugrund- klasse	Beschreibung	$V_{s,30}$ [m/s]	N_{SPT} [-]	c_u [kN/m ²]	S [-]
A	Fels oder andere felsähnliche geologische Formation mit höchstens 5 m Lockergestein an der Oberfläche	> 800	-	-	1.00
B	Ablagerungen von sehr dichtem Sand, Kies oder sehr steifem Ton mit einer Mächtigkeit von mindestens einigen zehn Metern, gekennzeichnet durch einen allmählichen Anstieg der mechanischen Eigenschaften mit der Tiefe	500 ... 800	> 50	> 250	1.20
C	Ablagerungen von dichtem oder mitteldichtem Sand, Kies oder steifem Ton mit einer Mächtigkeit von einigen zehn bis mehreren hundert Metern	300 ... 500	15 ... 50	70 ... 250	1.45

Baugrund- klasse	Beschreibung	$V_{s,30}$ [m/s]	N_{SPT} [-]	c_u [kN/m ²]	S [-]
D	Ablagerungen von lockerem bis mitteldichtem kohäsionslosem Lockergestein (mit oder ohne einige weiche kohäsive Schichten), oder von vorwiegend weichem bis steifem kohäsivem Lockergestein	< 300	< 15	< 70	1.70
E	Oberflächliche Schicht von Lockergestein mit v_s -Werten nach C oder D und veränderlicher Dicke zwischen 5 m und 20 m über steiferem Bodenmaterial mit $v_s > 800$ m/s	-	-	-	1.70

5. Bautechnische Folgerungen

5.1 Aushub und Wiederverwendbarkeit des Aushubmaterials

Der Aushub des Lockermaterials kann ohne besondere Erschwernisse mit den üblichen Baumaschinen vorgenommen werden.

In der Aufschüttung oder im Kieskoffer können **Fremdstoffe (Bauschutt)** angetroffen werden. Dieser verschmutzte Aushub wäre auszusortieren und fachgerecht nach VVEA [1] zu entsorgen. Unverschmutzter Aushub sowie verschmutzter Aushub (Aushub mit weniger als 5 Massen-% mineralischer Abfälle, jedoch ohne weitere nichtmineralische Abfälle sowie chemischen Belastungen unter den Grenzwerten), kann vor Ort wiederverwendet werden.

Die Deckschicht und die Überschwemmungsablagerungen sind durch den Gehalt an Feinanteilen nicht frostsicher. Sie können daher nur für Anwendungen mit geringen Ansprüchen (Geländeanpassungen) verwendet werden. Die kiesigen Muota- Schotter (z. B. aus dem Aushub für allfällige Bohrpfähle) können für Schüttungen oder als Koffermaterial genutzt werden.

5.2 Baugrube und Böschungen

Aufgrund des erhöhten Sand-, Kies- und Steingehaltes in Schichttyp C (Flussablagerungen) muss beim Aushub in diesen Schichten mit rolligem Material und somit auch mit Nachbrüchen gerechnet werden. Schichttyp B (Überschwemmungsablagerungen) ist voraussichtlich besser standfest, jedoch können auch hier Nachbrüche nicht ausgeschlossen werden.

Uns liegen noch keine konkreten Baupläne vor, welche die Fundationskoten der Brückenwiderlager zeigen.

Für den Bau der Widerlager werden voraussichtlich Baugruben im Lockermaterial notwendig sein. Unter der Voraussetzung von **lastfreien** Böschungsoberkanten kann im vorliegenden Lockermaterial eine **maximale Böschungsneigung von 1:1 (v:h)** bei einer maximalen Böschungshöhe von 3.5 m vorgesehen werden. Höhere Böschungen müssen durch ca. 1 m breite Bermen abgetrept oder mittels eines Verbaus gesichert werden. Bei allfälligen Wasserzutritten sind freie Böschungen ggf. mittels Sickerbetonvorlagen zu stabilisieren. Die seitlichen Aushubetappen müssen in diesem Fall klein gehalten werden.

Steilere Böschungen (>1:1) bis 3.5 m Höhe könnten im Lockermaterial mit einer Sickerbetonvorlage, welche rund 50 cm mächtig und 50 cm in den Untergrund eingebunden ist, mit einer Neigung von 3:1 (v:h) ausgeführt werden. Für noch steilere Böschungen im Lockermaterial ist eine **systematische Sicherung** notwendig. Im Vordergrund stände dafür eine Nagelwand in Kombination mit Spritzbeton, falls die die Baugrube oberhalb des Grundwasserspiegels erstellt wird, respektive eine Spundwand, falls die Baugrube unter den Grundwasserspiegel reicht.

5.3 Wasserhaltung

Wie in Kapitel 4.4 beschrieben, lag der gemessene Grundwasserspiegel gemäss der am 06.06.2024 durchgeführten Handmessung in der abgeteuften Kernbohrung auf einer Kote von ca. 441.8 m ü. M. und somit ca. 6.1 m unter Terrain. Gemäss der Grundwasserkarte [5] liegt der Grundwassermittelstand im Baugebiet bei ca. Kote 441.3 m ü. M. bis 441.5 m ü. M. (ca. 2.9 m - 6.8 m unter Terrain), respektive bei ca. Kote 441.8 m ü. M. bis 442.2 m ü. M.. bei Grundwasserhochstand.

Über dem Grundwasserspiegel ist nur mit wenig Wassereintritten zu rechnen. Beim Erreichen resp. unter dem Grundwasserspiegel sind sehr starke Wasserzutritte zu erwarten. In Abhängigkeit der Aushubkote für die Widerlager muss daher aus den Muota-Schottern mit erheblichen Grundwasserzutritten gerechnet werden.

Böschungen und Arbeitsbereiche unter dem Grundwasserstand müssten mit relativ grossem Aufwand dicht abgeschirmt und trocken gehalten werden (Spundwände, Wasserhaltung).

Trübes oder alkalisches Wasser muss zwingend über eine Neutralisationsanlage geleitet werden, bevor es in die Muota gelangen kann, wobei die Einleitung bewilligungspflichtig ist. Nur so kann eine Gefährdung der Bachfauna vermieden werden.

5.4 Foundation

Die Fundationskote der Brückenwiderlager ist noch nicht bekannt.

Die Überschwemmungsablagerungen (Schichttyp B) sind auf den obersten Metern des Untergrundes anstehend und sind unter Zusatzbelastung setzungsanfällig. Für die Aufnahme konzentrierter Fundamentlasten sind sie deshalb nicht geeignet. Als Fundationshorizont eignen sich die Muota-Schotter (Schichttyp C). Diese stellen bei mitteldichter bis dichter Lagerungsart eine einwandfreie Foundationsschicht dar, in die alle Lasten abgetragen werden müssen. Die Foundation der Brücke muss daher in dieser Kiesschicht erfolgen.

5.4.1 Flachfundation

Abhängig von der Fundationskote werden die Schotter mit dem Aushub erreicht und die Widerlager können flach fundiert werden. Falls feinkörnige Überschwemmungsablagerungen (Schichttyp B) angetroffen werden sollten, ist dort ein Materialersatz aus Kies bis in die Muota-Schotter einzubauen.

Unter diesen Voraussetzungen sind bei einer Foundation in die Schotter die folgenden ausführungstechnischen Hinweise zu berücksichtigen:

- Die letzten 0.3 m des Aushubes sind bei **trockener Witterung** auszuführen und unmittelbar danach mit Magerbeton gegen Verwitterung zu schützen.
- Allfällige **Blöcke** auf der Aushubsohle sind zur Vermeidung von Spannungsspitzen bis in eine Tiefe von 30 cm zu entfernen und mit gut verdichtbarem Material zu ersetzen.
- Linsen oder Schichten aus feinkörnigen **Überschwemmungsablagerungen** in der Aushubsohle müssen mit gut verdichtbarem Material bis auf die Muota-Schotter ersetzt werden.

5.4.2 Pfahlfundation

Sollten die Muota-Schotter in grösserer Tiefe liegen, ist ein Materialersatz bis auf die Muota-Schotter wahrscheinlich nicht mehr wirtschaftlich und die Lastabtragung muss dann mittels Pfählen erfolgen. Der Lastabtrag beider Widerlager sollte jedoch mit dem gleichen System, also mit einer Pfahlfundation oder Flachfundation vorgenommen werden.

Für die Foundation erachten wir hier folgende Pfahlsysteme als mögliche Lösung:

- Bohrpfahl mit Materialentnahme (unsere Empfehlung)
- Verdrängungsbohrpfahl

Das Pfahlsystem ist von den erwarteten Lasten und den einsetzbaren Pfählungsmaschinen abhängig. Es muss sichergestellt sein, dass die Pfähle trotz dem Grundwasser ausreichend in die Kiessicht eingebunden

werden können. Bei der Verwendung von Verdrängungsbohrpfählen in Schottern kann beim Auftreten von grösseren Steinen bzw. Blöcken oder härteren Zwischenschichten die erforderliche Endtiefe allenfalls nicht erreicht werden.

Aufgrund von Erfahrungen in Böden ähnlicher Zusammensetzung können in den einzelnen Schichten folgende Bruchwerte für die Mantelreibung und den Spitzenwiderstand angenommen werden:

Tabelle 8: Spezifische charakteristische Bruchwiderstände für Mantelreibung und Spitzenwiderstand für **Bohrpfähle** im Untersuchungssperimeter (Erwartungswerte)

Schicht	Material	Mantelreibung σ_M [MN/m ²]	Spitzenwiderstand σ_s [MN/m ²]
B	Überschwemmungsablagerungen	-	-
C	Flussablagerungen (Muota-Schotter)	0.11	3.0

Die künstliche Auffüllung / Aufschüttung (Schichttyp A) sowie die Überschwemmungsablagerungen (Schichttyp B) ist bei der Dimensionierung der Pfahllängen nicht zu berücksichtigen.

Bemessungswert des äusseren Tragwiderstandes nach aktueller Norm SIA 267:

$$R_{a,d} = \frac{\eta_a \cdot R_{a,k}}{\gamma_{M,a}}$$

mit $\gamma_{M,a} = 1.3$ für Druckpfähle
 $\eta_a = 0.7$ (Erfahrung in der Umgebung)

→ $R_{a,d} = R_{a,k} / 1.86$ (Druckpfähle)

Planum

Für die Pfählungsarbeiten ist ein tragfähiges Bohrplanum erforderlich. Je nach Pfahlsystem muss dieses mehr oder weniger stark erstellt werden. Für die vorgeschlagenen Systeme ist ein mindestens 50 - 60 cm mächtiger Kieskoffer (in Lagen eingebracht und verdichtet) notwendig. Vermutlich kann hier die bestehende Auffüllung als Bohrplanum mitgenutzt werden.

5.5 Dimensionierungsgrundlagen Strassenaufbau

Es gilt die Schweizer Norm SN 640 324 "Dimensionierung des Strassenaufbaus – Unterbau und Oberbau". Darin wird der Untergrund in fünf Tragfähigkeitsklassen (TFK) eingeteilt. Die Dimensionierung des Oberbaus erfolgt aufgrund folgender Anforderungen:

- Dimensionierung aufgrund der Tragfähigkeit
- Frostdimensionierung

In Tabelle 9 sind die Tragfähigkeits- und Forstklassen aller im Planungsbereich relevanten Bodenschichten gegeben. Die Angaben erfolgen aufgrund der Ansprache vor Ort, Laborversuche wurden keine durchgeführt.

Tabelle 9: Trag- und Frostepfindlichkeitsklassen der Bodenschichten im Projektgebiet

Bodenschicht	Tragfähigkeitsklasse	Frostepfindlichkeitsklasse
Aufschüttung / Auffüllung	A	-
Überschwemmungsablagerungen	B	S0
Muota-Schotter	C	S3

Legende:

Tragfähigkeitsklassen		Frostepfindlichkeitsklassen	
S0	Sehr geringe Tragfähigkeit	G1	Vernachlässigbar
S1	Geringe Tragfähigkeit	G2	Leicht
S2	Mittlere Tragfähigkeit	G3	Mittel
S3	Hohe Tragfähigkeit	G4	Stark
S4	Sehr hohe Tragfähigkeit		

Für die Dimensionierung des Oberbaus ist mindestens ein Unterbau der Tragfähigkeitsklasse S2 nötig. Eine allenfalls vorhandene Deckschicht wird entfernt, die Überschwemmungsablagerungen sind mit entsprechenden Massnahmen nach SN 640 324 (z.B. Tragfähigkeitsverbesserung und/oder Verstärkung) zu optimieren. Zur Verbesserung des Unterbaus eignen sich hier folgende Massnahmen:

- **Stabilisierung mittels mineralischen Bindemitteln** der feinkörnigen Überschwemmungssedimente
- **Materialersatz** zur Verstärkung des Oberbaus.

Eine Fundation des Strassenkörpers ist vor allem in den Überschwemmungssedimenten nicht setzungsfrei. Einer möglichen Spurrinnenbildung kann mit geeigneten Massnahmen (Armierung mit Geotextillagen, mächtigerer Oberbau, ausreichende Stabilisierung des Unterbaus etc.) entgegengewirkt werden.

Die **Frostdimensionierung** ist von der Zusammensetzung des Oberbaus abhängig und wird durch den Ingenieur bestimmt. Für eine genauere Bestimmung der Frostepfindlichkeitsklassen des Untergrundes

müssen Laborversuche durchgeführt werden. Die Frostempfindlichkeitsklassen des Bodens sind in der Norm SN 670 140b definiert.

Die Dimensionierung des Strassenaufbaus ist durch den Ingenieur vorzunehmen.

Die Möglichkeiten zur Stabilisierung im Gewässer- / Grundwasserschutzbereich sind mit dem Amt für Umwelt und Energie (afu) abzuklären. Die Tragfähigkeit des Planums kann mittels Plattendruckversuchen eruiert werden.

6. Beurteilung und weiteres Vorgehen

6.1 Bewertung der durchgeführten Untersuchungen / Analysen

Geotechnische Risiken sind einschliesslich der Massnahmen zu ihrer Bewältigung in der Projektbasis unter Nennung der Gefährdungsbilder zu beschreiben (SIA 267, Ziff. 2.2.4).

Die beschriebenen Risiken und Baugrundverhältnisse wurden aufgrund der aktuellen Sondierungen und vorliegenden Unterlagen erarbeitet. Es kann grundsätzlich von einer mittleren bis hohen Verlässlichkeit ausgegangen werden. Durch die verschiedenen Einflüsse bei der Bildung des Baugrunds sind gewisse Variationen in diesem Projektgebiet dennoch möglich. Insbesondere ist zu beachten, dass innerhalb der Muota-Schotter abschnittsweise Linsen aus Überschwemmungsablagerungen (Schichttyp B) eingelagert sein können. Massnahmen und Kriterien zum Erkennen und Beherrschen von wesentlichen Abweichungen gegenüber den Erwartungen sind somit vorzusehen.

6.2 Überwachung / Beweissicherung

Zur vorsorglichen Beweissicherung und zur Feststellung möglicher Auswirkungen der Tiefbauarbeiten auf die angrenzenden Bauwerke, Strassen und Werkleitungen, empfehlen wir die folgenden Überwachungs-massnahmen:

- **Zustandsaufnahmen** (Rissprotokolle) entlang der Seewenstrasse und beim angrenzenden Industriegebäude
- **Geodätische Überwachung** (Punkte in Lage und Höhe) beim angrenzenden Industriegebäude und entlang der Strasse sowie an einigen ausgewählten Punkten um die Baugrube
- Laufende **visuelle Überwachung** der Umgebung auf Veränderungen (Deformationen, Risse...).

Die Zustandsaufnahmen und die Nullmessungen der geodätischen Messpunkte sind **vor Beginn der Bauarbeiten** durchzuführen.

Die vorgesehenen Überwachungsmassnahmen sind in einem **vorgängig erstellten Kontroll- und Überwachungskonzept** mit Kontrollplan festzuhalten und zu dokumentieren. Ebenfalls sind die Verantwortlichkeiten festzulegen.

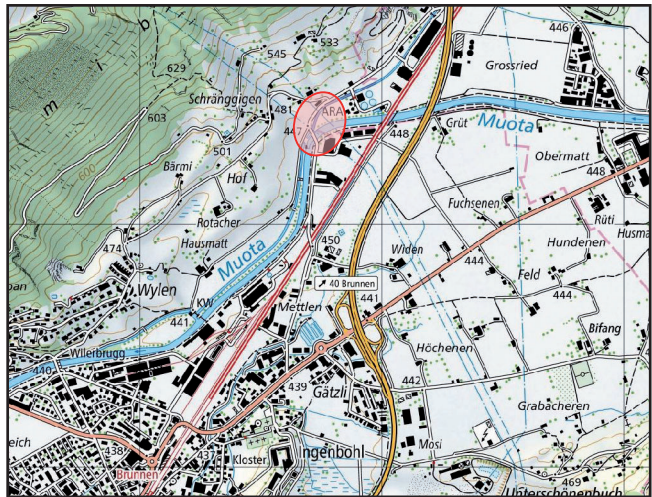
7. Schlussbemerkung

Beim Erarbeiten eines Bauprojekts liegt die Erstellung der Nutzungsvereinbarung, der Projektbasis sowie des Kontroll- und Überwachungsplans gemäss SIA260 im Verantwortungsbereich des zuständigen Planers.



Die durch uns getätigten Untersuchungen erlauben nur eine generelle Beurteilung der geotechnischen Verhältnisse. Bei Unklarheiten in der Interpretation des vorliegenden geotechnischen Berichtes ist der Geologe / Geotechniker zu kontaktieren. Die bautechnischen Empfehlungen beziehen sich auf die vorgängig genannte Fragestellung. Je nach konkretem Projekt tauchen unter Umständen noch weitere geologisch-geotechnische Fragestellungen auf, welche dann spezifisch bearbeitet werden müssten. Wir erachten eine geotechnische Begleitung während allfälligen (Spezial-) Tiefbauarbeiten zur Überprüfung unserer z.T. auf Annahmen gestützten Aussagen als sinnvoll.

Wir empfehlen zudem, das installierte Piezometer in der Kernbohrung Kb 01/24 während der Planungsphase insbesondere nach längeren Trocken- respektive Nässeperioden zu messen, um den möglichen Schwankungsbereich des Grundwasserspiegels im Projektbereich besser zu erfassen.

Wir empfehlen der Bauherrschaft den Abschluss der üblichen Bauwesen- und Bauherrenhaftpflichtversicherung mit Abklärung der abgedeckten Risiken.



LEGENDE

-  KB 01/24 Rotationskernbohrung
(Nummer und Jahrzahl)
-  EDS 01/24 El. Drucksondierung
(Nummer und Jahrzahl)

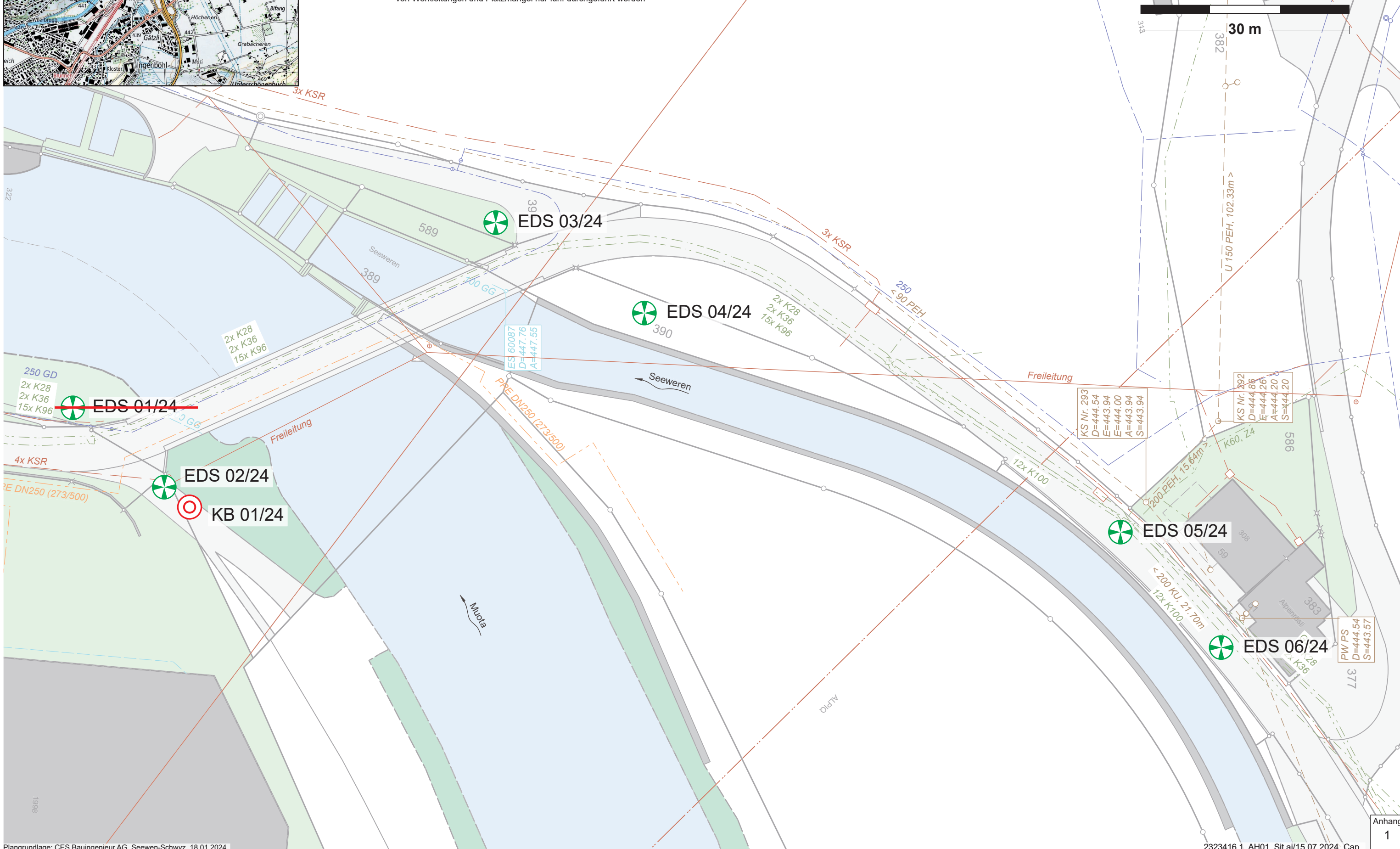
* von den ursprünglich geplanten sechs Drucksondierungen konnten aufgrund von Werkleitungen und Platzmangel nur fünf durchgeführt werden



GEOTEST

Auftrag: Brunnen, Seewenstrasse - Langenstegbrücke Nr. 2323416.1
 Koord. ca. 2'689'700 / 1'207'400

Situation mit Lage der Sondierungen 1:500



Datum: 04.-05.06.2024	Auftrag Nr. : 2323416.1
Objekt: Brunnen, Seewenstrasse - Langenstegbrücke	
Unternehmung: KIBAG Bohrung AG	
Bohrmethode: Kernbohrung	
Anfangsdurchmesser: 203 mm	Enddurchmesser: 168 mm
Koordinaten: 2'689'739.2 / 1'207'344.4	
Terrainkote : ca. 447.86 m ü.M.	Pm : ca 447.69 ⁵ m ü.M.

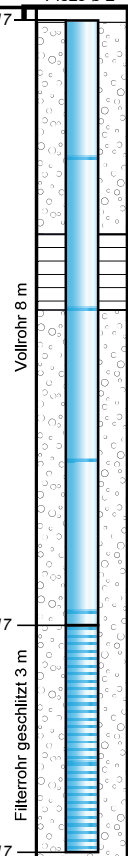
GEOTEST

Kernbohrung Kb 01/24

1 : 100

(m ü. M.) Tiefe	Profil	Proben/Wsp.	Materialbeschreibung	Versuche / geologische Interpretation	Einbau Piezo $\varnothing 2''$
					-0.17
			Kies, steinig, sandig, schwach siltig, mit wenig Blöcken (\varnothing bis 20 cm), Komponenten kantig bis angerundet, organisch (Grasnarbe & Wurzeln), locker bis sehr dicht gelagert, erdfeucht, hellgrau	Aufschüttung, Auffüllung SPT N = 6	Strassenschacht 250 mm Filterkies 4/8
(444.1) 3.80			Silt, stark fein- bis mittelsandig, schwach kiesig, organisch (zersetztes Material), weich bis mittelsteif, erdfeucht, braun	Überschwemmungsablagerungen	3.0 Tonabdichtung
(443.4) 4.50			Kies, stark sandig, schwach siltig, Komponenten kantig bis angerundet, mitteldicht gelagert, erdfeucht, grau bis braun		4.0
4.80			Sand, stark kiesig, siltig, Komponenten kantig bis angerundet, locker bis mitteldicht gelagert, erdfeucht, braun		
5.30			Sand, siltig, kiesig, schwach steinig, Komponenten kantig bis angerundet, stark organisch (zersetztes Material & Holz), locker bis mitteldicht gelagert, erdfeucht bis nass, braun	SPT N = 3	
7.60			Sand, stark fein- bis mittelkiesig, schwach siltig, Komponenten kantengerundet bis gerundet, organisch (Holz), mitteldicht gelagert, nass, braun		
8.00			Kies, steinig, sandig, schwach siltig, Komponenten kantengerundet bis gerundet, mitteldicht bis dicht gelagert, nass, braun bis grau	SPT N = 31	8.17
8.90			Mittel- bis Grobsand, schwach feinkiesig, Komponenten angerundet bis gerundet, dicht gelagert, nass, braun		
10.60			Kies, stark sandig, schwach steinig, schwach siltig, Komponenten kantengerundet bis gerundet, dicht gelagert, nass, braun bis grau	Flussablagerungen SPT N = 36	11.17
11.10			Sand, siltig, kiesig, schwach steinig, Komponenten kantengerundet bis gerundet, organisch (Holz), mitteldicht bis dicht gelagert, nass, dunkelbraun		
14.30			Kies, stark sandig, siltig, steinig, Komponenten kantengerundet bis gerundet, dicht gelagert, nass, grau bis hellbraun	SPT N = 32 SPT N = 33	
20.00					

06.06.2022



GEOTEST

Auftrag: Brunnen, Seewenstrasse - Langenstegbrücke Nr. 2323416.1

Koord.: ca. 2'689'739.2 / 1'207'344.4

Fotodokumentation Kernbohrung Kb 01/24 0.0 - 20.0 m

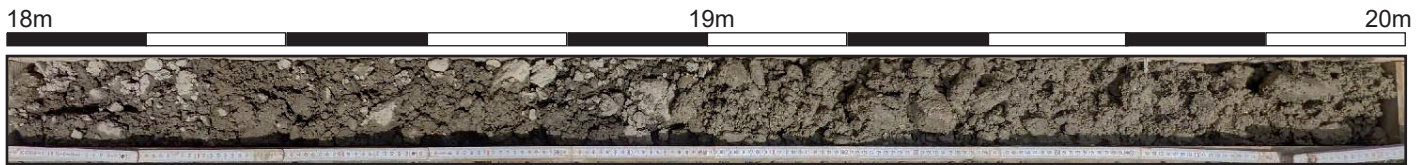
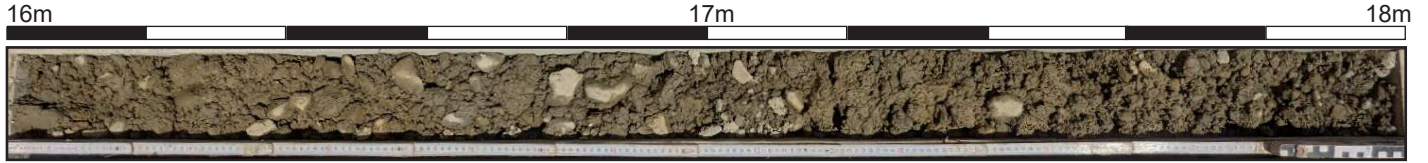


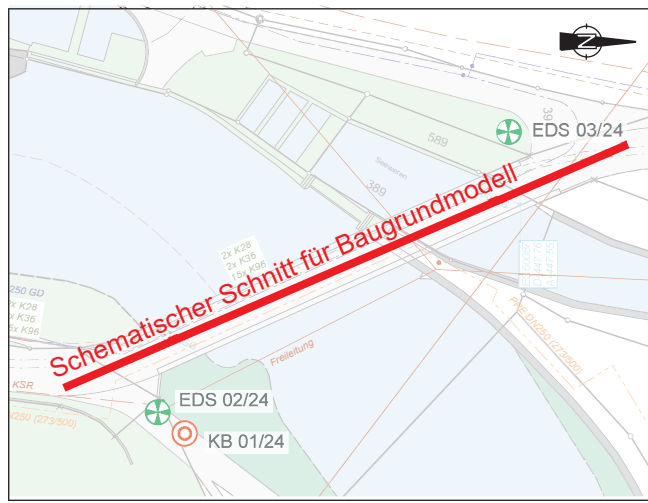
GEOTEST

Auftrag: Brunnen, Seewenstrasse - Langenstegbrücke Nr. 2323416.1

Koord.: ca. 2'689'739.2 / 1'207'344.4

Fotodokumentation Kernbohrung Kb 01/24 0.0 - 20.0 m





GEOTEST

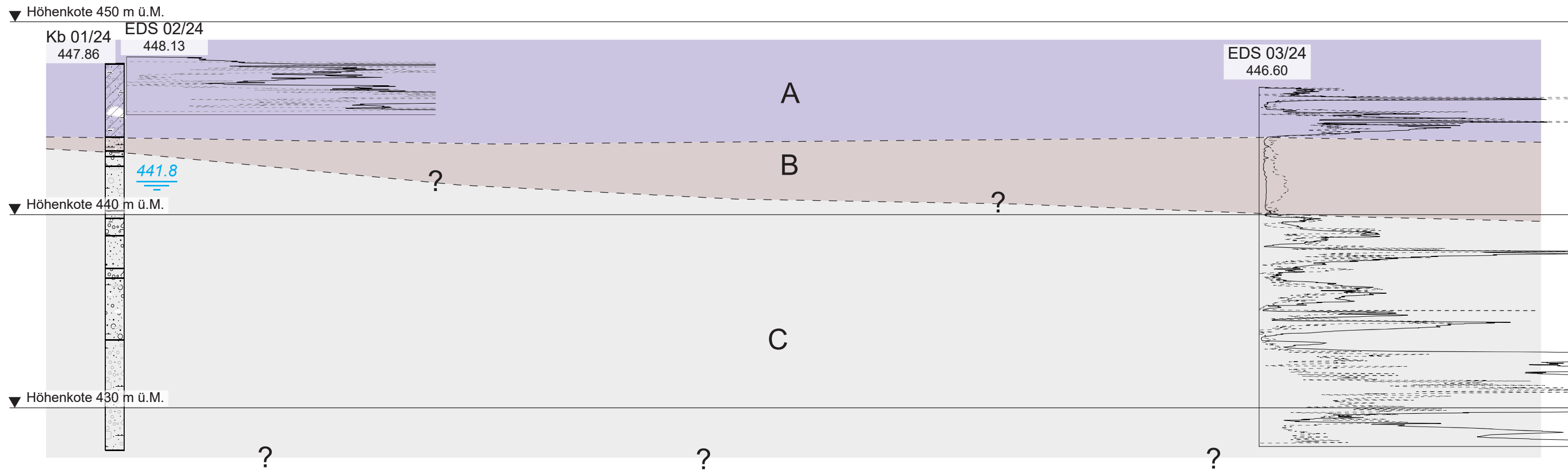
Auftrag: Brunnen, Seewenstrasse - Langenstegbrücke Nr. 2323416.1
 Koord. ca. 2'689'700 / 1'207'400

Baugrundmodell
1:200



Widerlager Süd

Widerlager Nord



Beim dargestellten Baugrundmodell handelt es sich um einen schematischen Schnitt. Der Verlauf der Terrainoberfläche wurde nicht berücksichtigt.

LEGENDE

A	Aufschüttung / Auffüllung
B	Überschwemmungsablagerungen
C	Flussablagerungen

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNGEN

SEEWERNSTRASSE ABSCHNITT 5 SCHRÄNGGIGENSTRASSE BIS LANGENSTEG BRÜCKE 6440 BRUNNEN

Projekt Nr.: 60-2855
Bericht Nr.: 2855 / 1

Geoprofile GmbH

**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNGEN
SEEWERNSTRASSE ABSCHNITT 5
SCHRÄNGGIGENSTRASSE BIS
LANGENSTEG BRÜCKE
6440 BRUNNEN**

Bauherrschaft	Bezirk Schwyz, Ressort Umwelt
Auftraggeber	Geotest AG
Adresse	Grisigenstrasse 6 6048 Horw Herr Thomas Schneggenburger
Referenz Nr. des Auftraggebers	6150.5010.11-02
Projekt Nr. Geoprofile GmbH	60-2855
Band	1 von 1
Vertraulichkeit	Verteilung des Berichts beschränkt auf vom Auftraggeber genehmigten Projektteilnehmer

Kurzbeschreibung

Die Bauherrschaft fordert geotechnische Untersuchungen an der Seewernstrasse an.

Zur erweiterten Abklärung der lokalen Baugrundverhältnisse wurde Geoprofile GmbH vom Auftraggeber beauftragt, 6 elektrische Drucksondierungen bis in Tiefen von ca. 15 bis 20 m.

Der vorliegende Bericht dokumentiert die folgenden Leistungen :

- Abteufen von 5 elektrischen Drucksondierungen CPTU mit einer Länge von insgesamt 49.53 m, inklusive Messung des Porenwasserüberdrucks (EDS 02/24 bis EDS 06/24) ;
- Abteufen von 3 superschweren Rammsondierungen DPSH-B mit einer Länge von insgesamt 0.30 m (RSS 02/24, RSS 05/24, RSS 06/24) ;
- Auswertung der Messdaten ;
- Geotechnische Interpretation der elektrischen Drucksondierungen und Herleitung von geotechnischen Kennwerten.

Feldarbeiten : 22. - 29. Februar 2024

Version	Datum	Beschreibung	Kontrolliert	Genehmigt
1	05.03.2024	Schlussbericht	klt	kat

INHALTSVERZEICHNIS

Seite

Situation mit Lage der Sondierstellen

1

BEILAGEN

Beilage A : Ausführungspraxis

Beilage B : Elektrische Drucksondierung – Messdaten

Beilage C : Superschwere Rammsondierungen – Messdaten

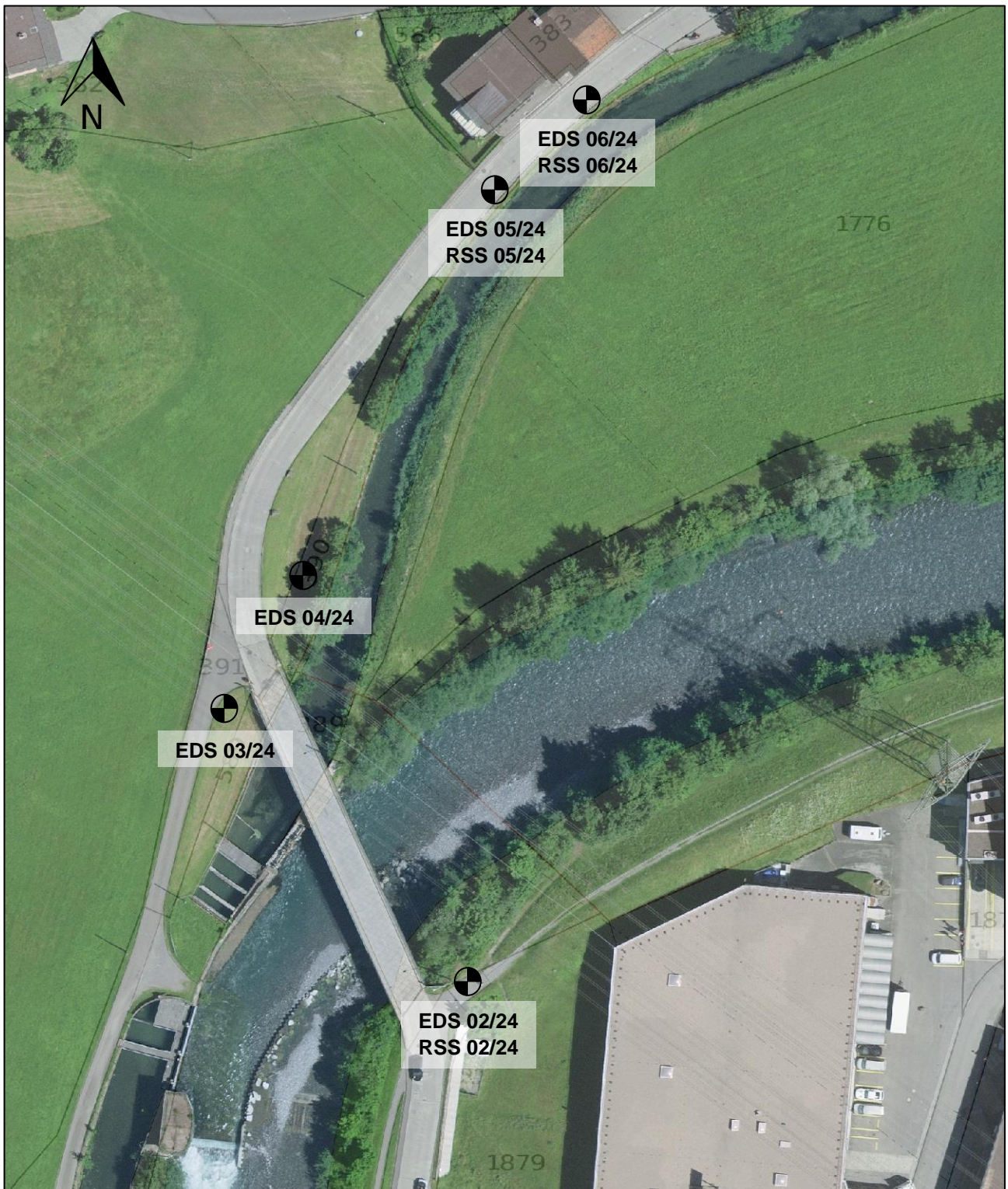
Beilage D : Elektrische Drucksondierung – Interpretation

ANHÄNGE (allgemeine Hintergrundinformationen)

Anhang 1 : Elektrische Drucksondierung (CPT)

Anhang 2 : Interpretation der elektrischen Drucksondierung

Anhang 3 : Rammsondierung



M 1:1'000

SITUATION MIT UNGEFÄHRER LAGE DER SONDIERSTELLEN

Seewernstrasse Abschnitt 5, Schränggigenstrasse bis Langensteg Brücke, 6440 Brunnen

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 biologisch abbaubarem 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 Geoprofile GmbH
Testphase :	Keine projektspezifischen Vorkehrungen
Testabbruch :	Siehe Anhang 1, “Elektrische Drucksondierung (CPT)” (GEO/APP/001)
Zusätzliche Messungen :	DPSH-B (RSS 02/24, 05/24, 06/24)
Vorbohren :	30 cm Beton (EDS 05/24, 06/24)

SONDIERGERÄT

Schubvorrichtung :	Hydraulische Schubeinheit mit einem maximalen Druck von 150 kN und einem Hub von 1 m
Aufbau der Schubvorrichtung :	Allein stehend
Reaktionsmasse :	Lastwagen 18to
Schubgestänge :	36 mm A.D.
Schutzverrohrung :	Nicht zutreffend
Reibungsminderer :	Integriert in der Messsonde
Penetrometer :	<ul style="list-style-type: none"> – Typ DP15-CFTPxy – 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: 0.75

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 EDS - RSS 02/24

B1

Elektrische Drucksondierung EDS 03/24

B2

Elektrische Drucksondierung EDS 04/24

B3

Elektrische Drucksondierung EDS - RSS 05/24

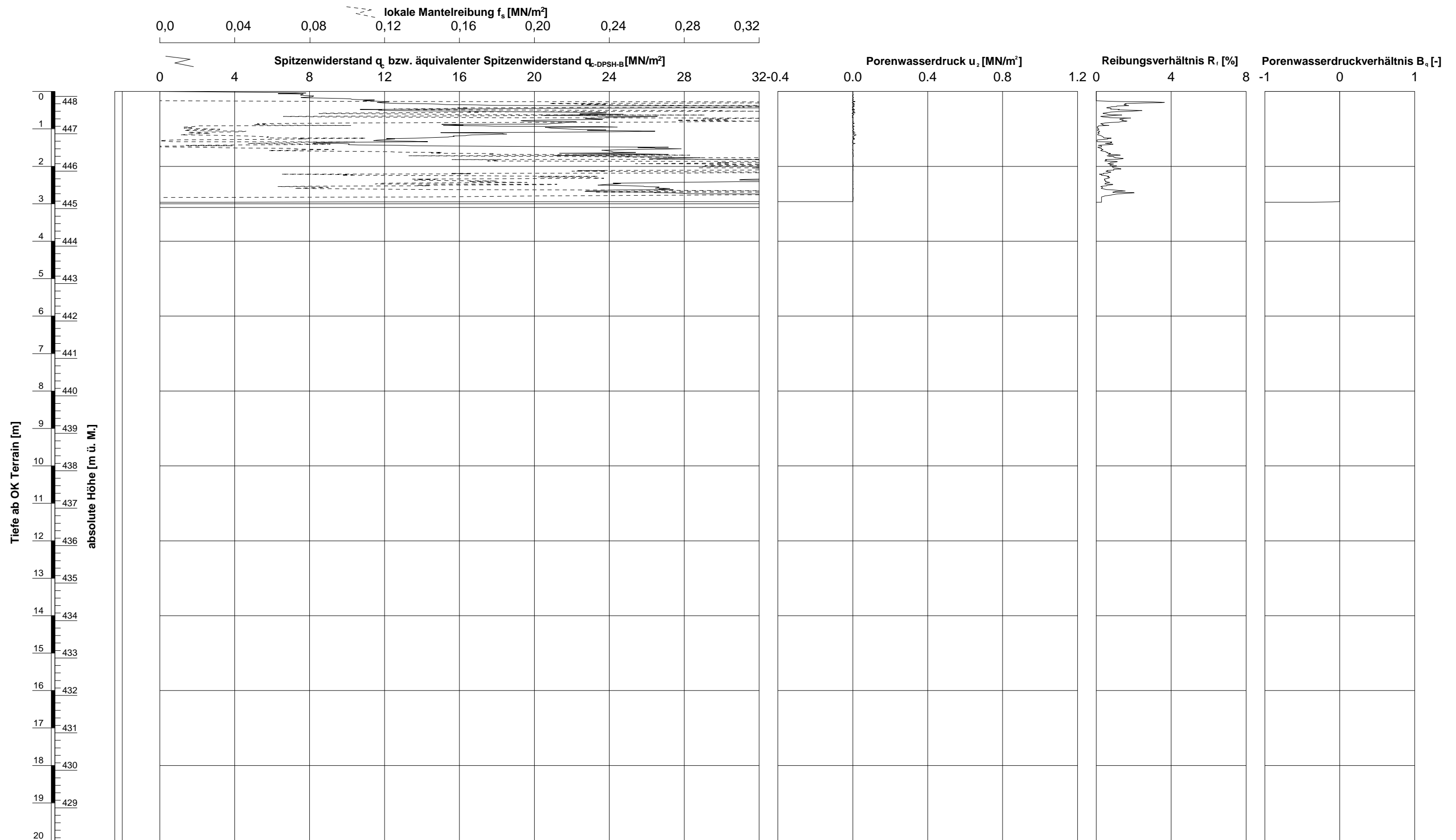
B4

Elektrische Drucksondierung EDS - RSS 06/24

B5

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 23.02.2024 kontrolliert: Hendrik Tuenter

GeODin-System / %FILENAME\$ / 04.03.2024/08:56:24



Ausführungsdatum : 22.02.2024 Koordinaten : 2689738 m O
 Ansatzpunkt : 448.13 m ü. M. 1207342 m N
 Wasser : m ab OK Terrain

Messsonde : DP15-CFPTxy
 Spitzenquerschnitt: 15 cm²

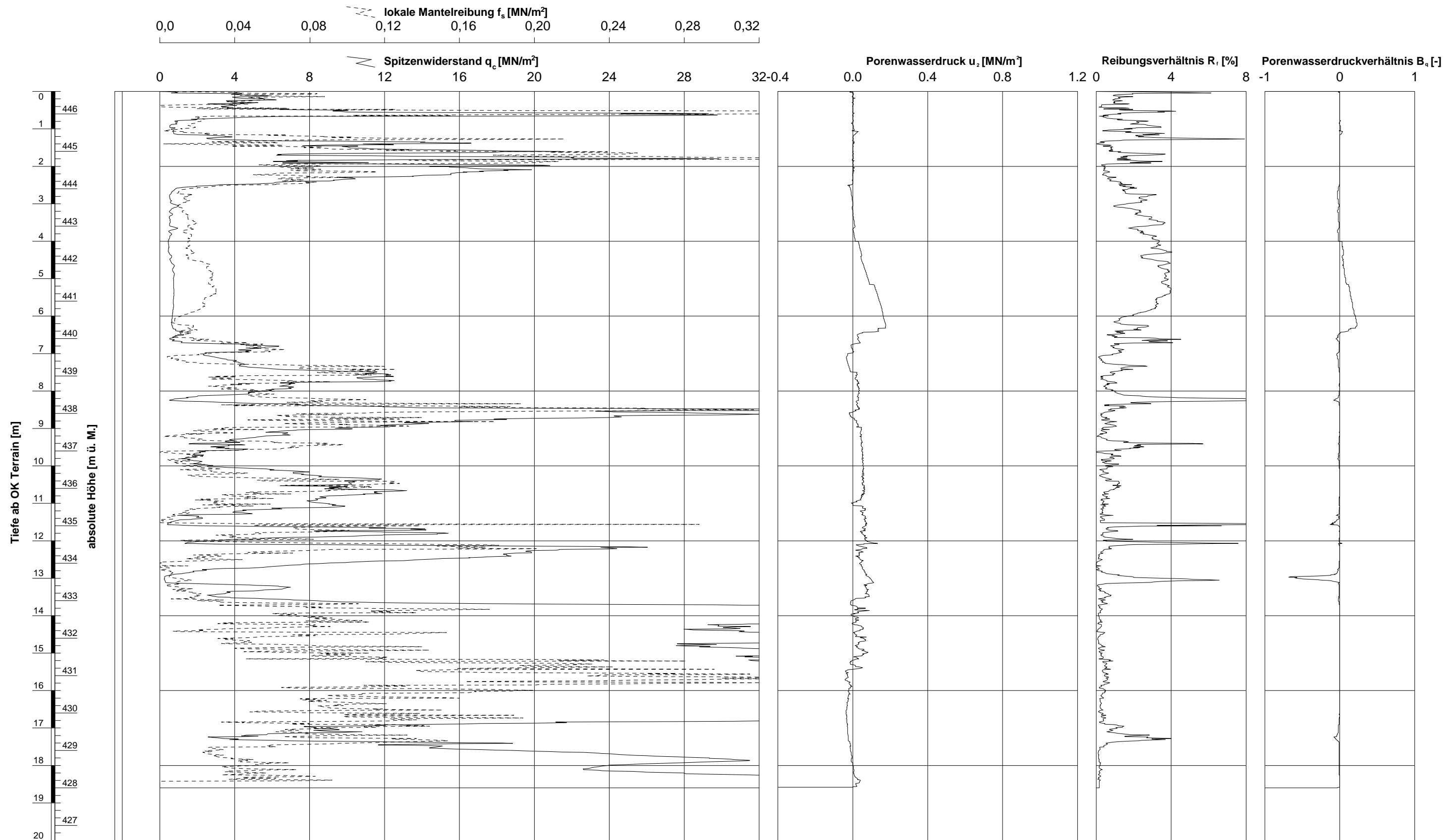
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten

Sondierung: EDS - RSS 02/24

Seewernstrasse Abschnitt 5, Schränggigenstrasse-Langensteg Brücke, 6440 Brunnen

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 23.02.2024 kontrolliert: Hendrik Tuenter

GeODin-System / %FILENAME\$ / 04.03.2024/08:49:37



Ausführungsdatum : 29.02.2024 Koordinaten : 2689698 m O
 1207390 m N Messsonde : DP15-CFPTxy
 Wasser : m ab OK Terrain Ansatzpunkt : 446.60 m ü. M. Spitzenquerschnitt: 15 cm²

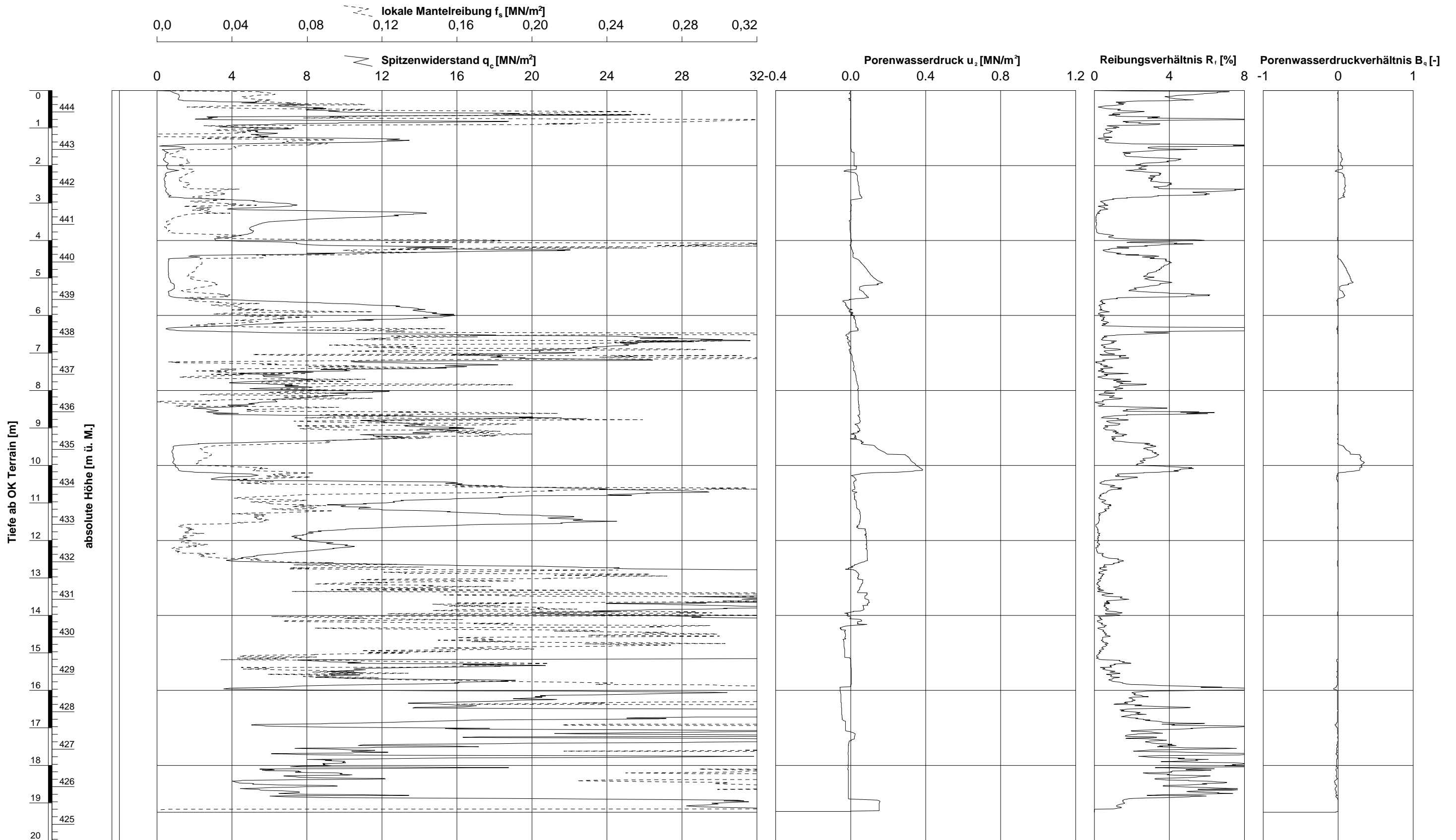
**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
 Messdaten**

Sondierung: EDS 03/24

Seewernstrasse Abschnitt 5, Schräggigenstrasse-Langensteg Brücke, 6440 Brunnen

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 23.02.2024 kontrolliert: Hendrik Tuenter

GeODin-System / %FILENAME\$ / 04.03.2024/08:52:28



Ausführungsdatum : 29.02.2024 Koordinaten : 2689711 m O
 1207411 m N Messsonde : DP15-CFPTxy
 Wasser : m ab OK Terrain Ansatzpunkt : 444.57 m ü. M. Spitzenquerschnitt: 15 cm²

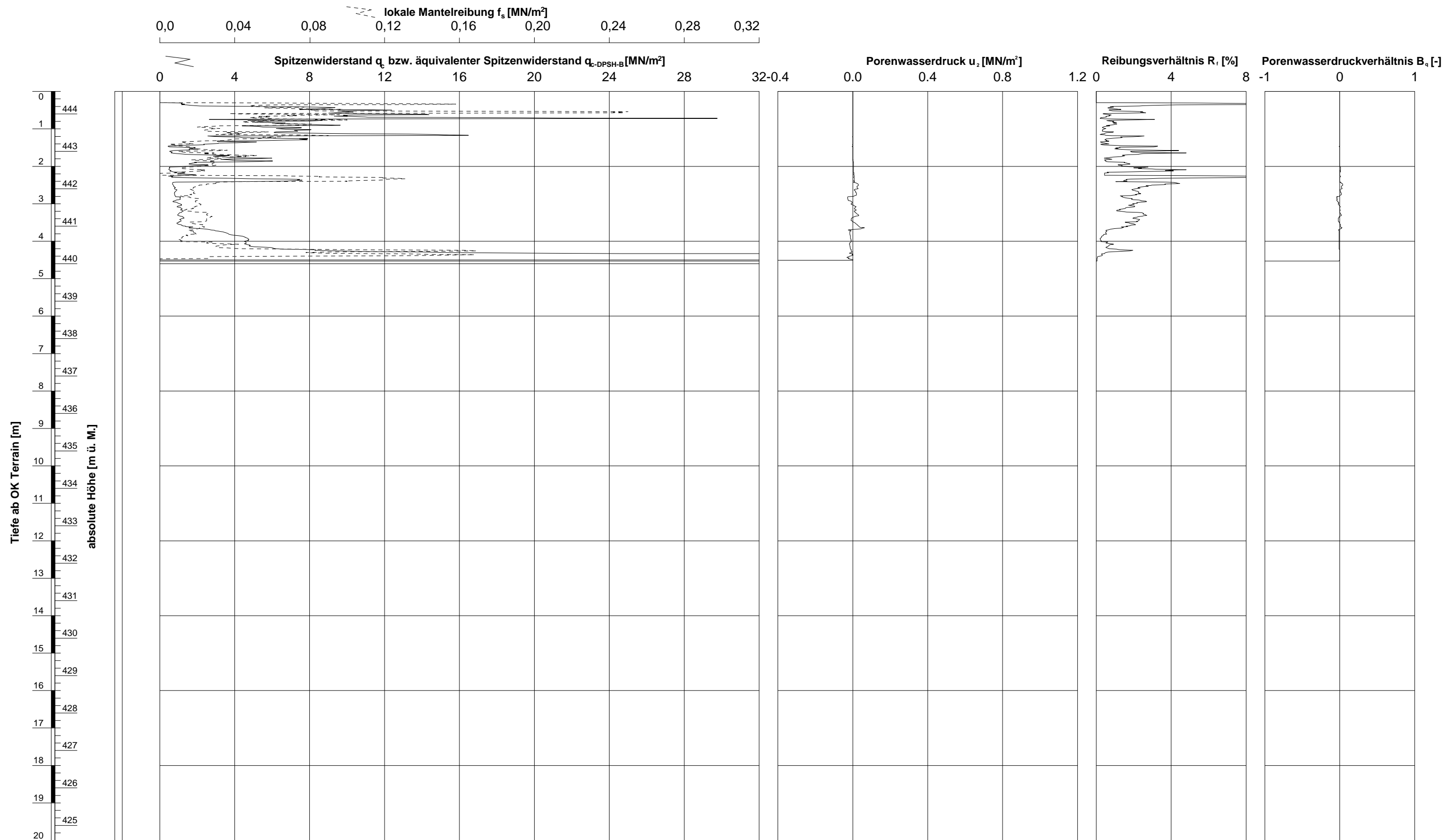
**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
 Messdaten**

Sondierung: EDS 04/24

Seewernstrasse Abschnitt 5, Schräggigenstrasse-Langensteg Brücke, 6440 Brunnen

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 23.02.2024 kontrolliert: Hendrik Tuenter

GeODin-System / %FILENAME\$ / 04.03.2024/08:56:31



Ausführungsdatum : 22.02.2024 Koordinaten : 2689743 m O Messsonde : DP15-CFPTxy
 Ansatzpunkt : 444.60 m ü. M. 1207478 m N Spitzenquerschnitt: 15 cm²
 Wasser : m ab OK Terrain

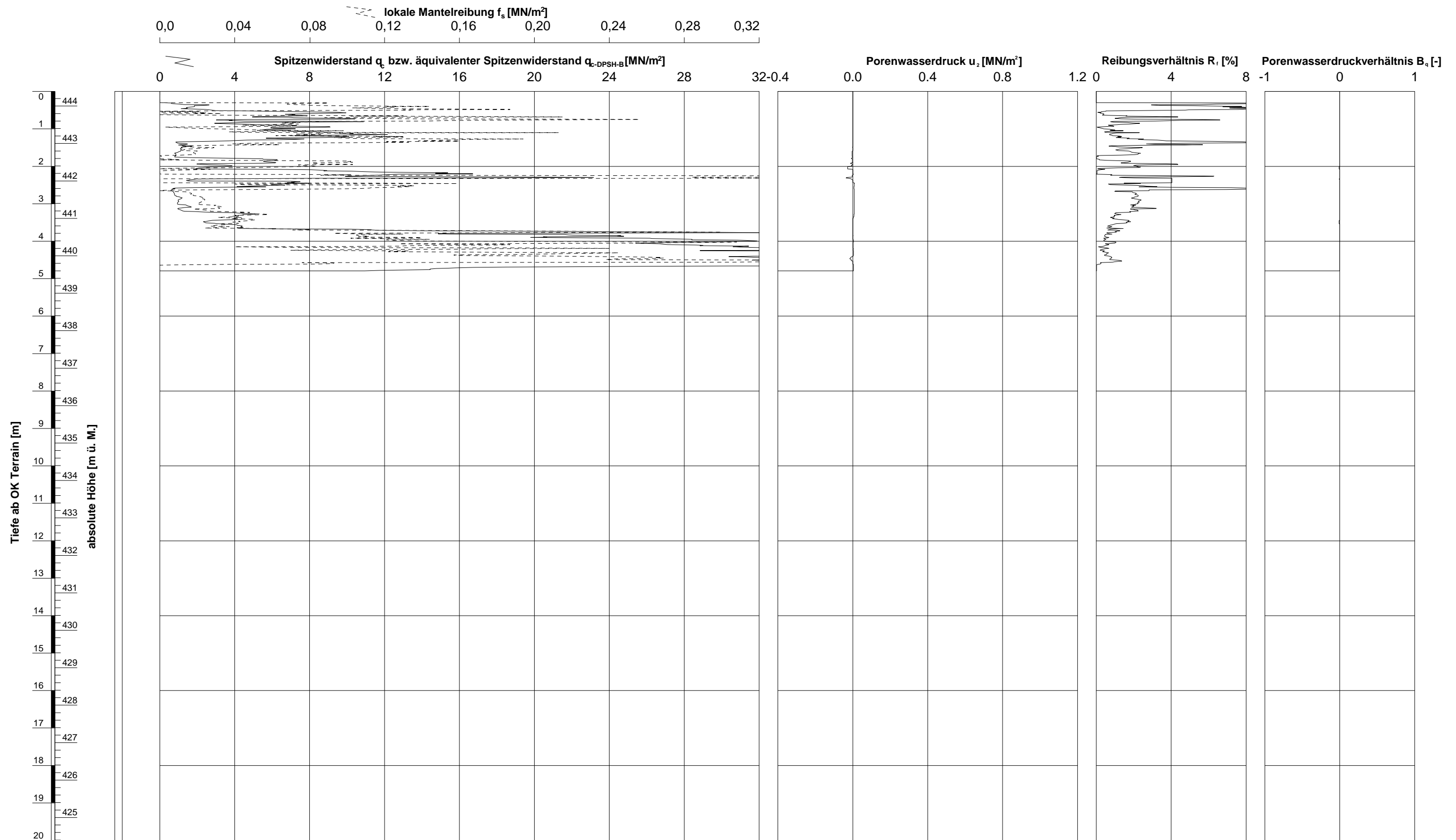
**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten**

Sondierung: EDS - RSS 05/24

Seewernstrasse Abschnitt 5, Schränggigenstrasse-Langensteg Brücke, 6440 Brunnen

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 23.02.2024 kontrolliert: Hendrik Tuenter

GeODin-System / %FILENAME\$ / 04.03.2024/12:07:04



Ausführungsdatum : 22.02.2024 Koordinaten : 2689760 m O Messsonde : DP15-CFPTxy
 Ansatzpunkt : 444.39 m ü. M. 1207493 m N Spitzenquerschnitt: 15 cm²
 Wasser : m ab OK Terrain

**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten**

Sondierung: EDS - RSS 06/24

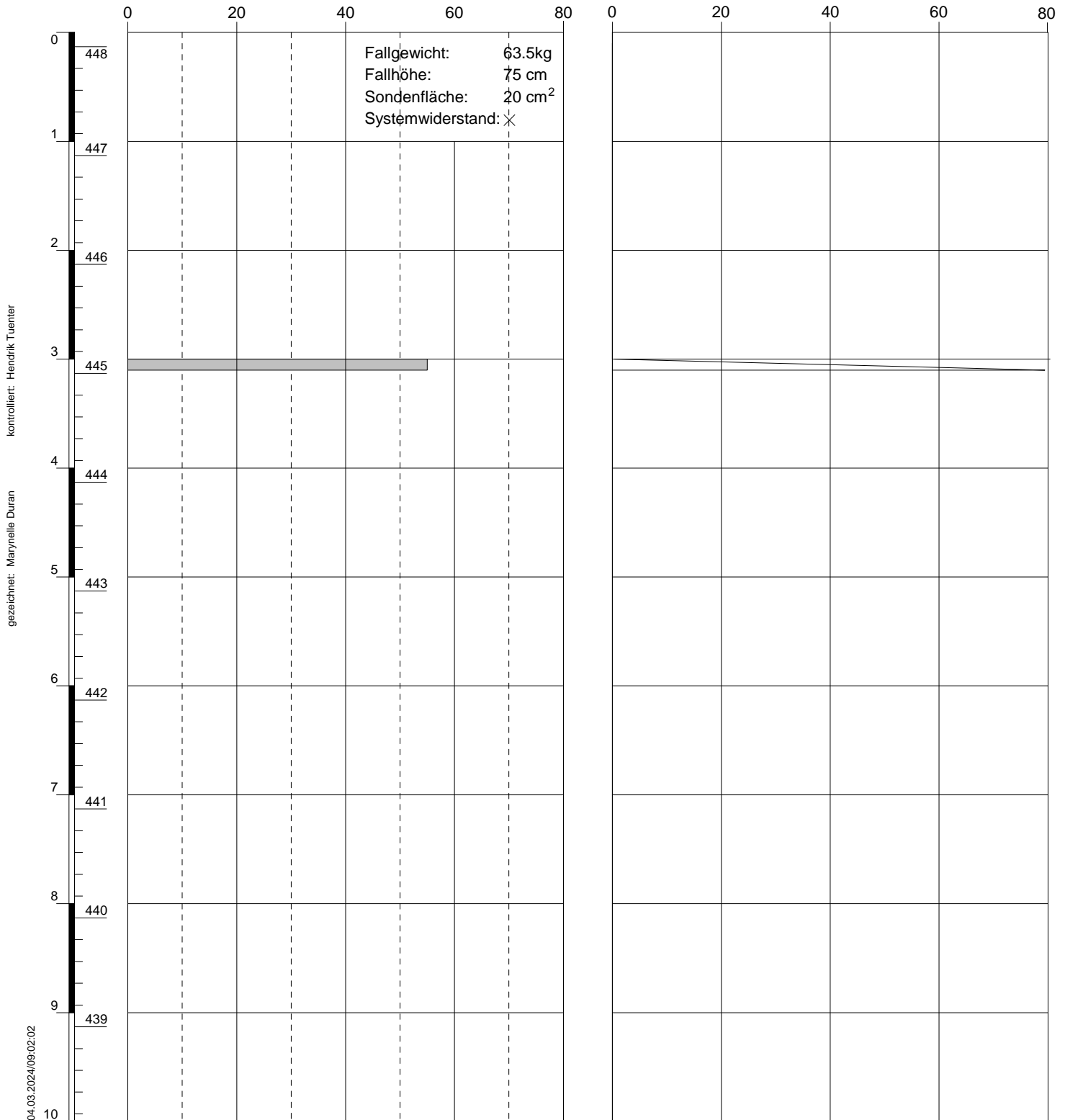
Seewernstrasse Abschnitt 5, Schränggigenstrasse-Langensteg Brücke, 6440 Brunnen

BEILAGE C
SUPERSCHWERE RAMMSONDIERUNG – MESSDATEN

INHALT	Beilage
Superschwere Rammsondierung EDS- RSS 02/24	C1
Superschwere Rammsondierung EDS- RSS 05/24	C2
Superschwere Rammsondierung EDS- RSS 06/24	C3

Schlagzahl pro 10 cm Eindringung [-]

dynamischer Spitzenwiderstand q_d [MN/m²]



Fallgewicht: 63.5kg
 Fallhöhe: 75 cm
 Sondenfläche: 20 cm²
 Systemwiderstand: ✕

gezeichnet: Marynelle Duran
 kontrolliert: Hendrik Tuenter

Ausführungsdatum: 22.02.2024 Koordinaten: 2689738 m O **Sondierung: RSS 02/24**
 Ansatzpunkt: 448.13 m ü.M. 1207342 m N

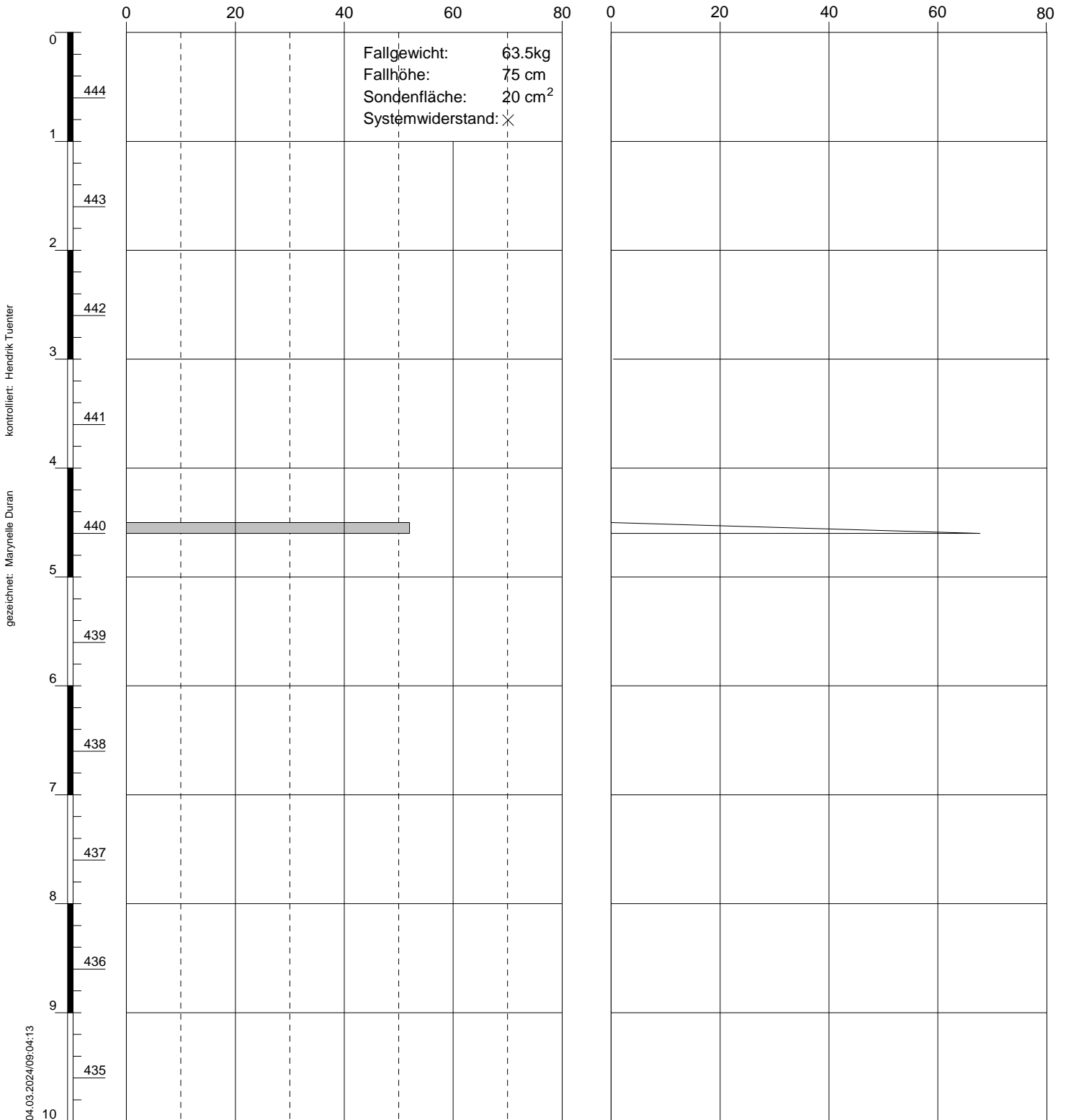
RAMMPROTOKOLL

Superschwere Rammsondierung DPSH-B gemäss EN 22476-2:2005

Seewernstrasse Abschnitt 5, Schräggigenstrasse-Langensteg Brücke, 6440 Brunnen

Schlagzahl pro 10 cm Eindringung [-]

dynamischer Spitzenwiderstand q_d [MN/m²]



Ausführungsdatum: 22.02.2024
 Ansatzpunkt: 444.60 m ü.M.

Koordinaten: 2689743 m O
 1207478 m N

Sondierung: RSS 05/24

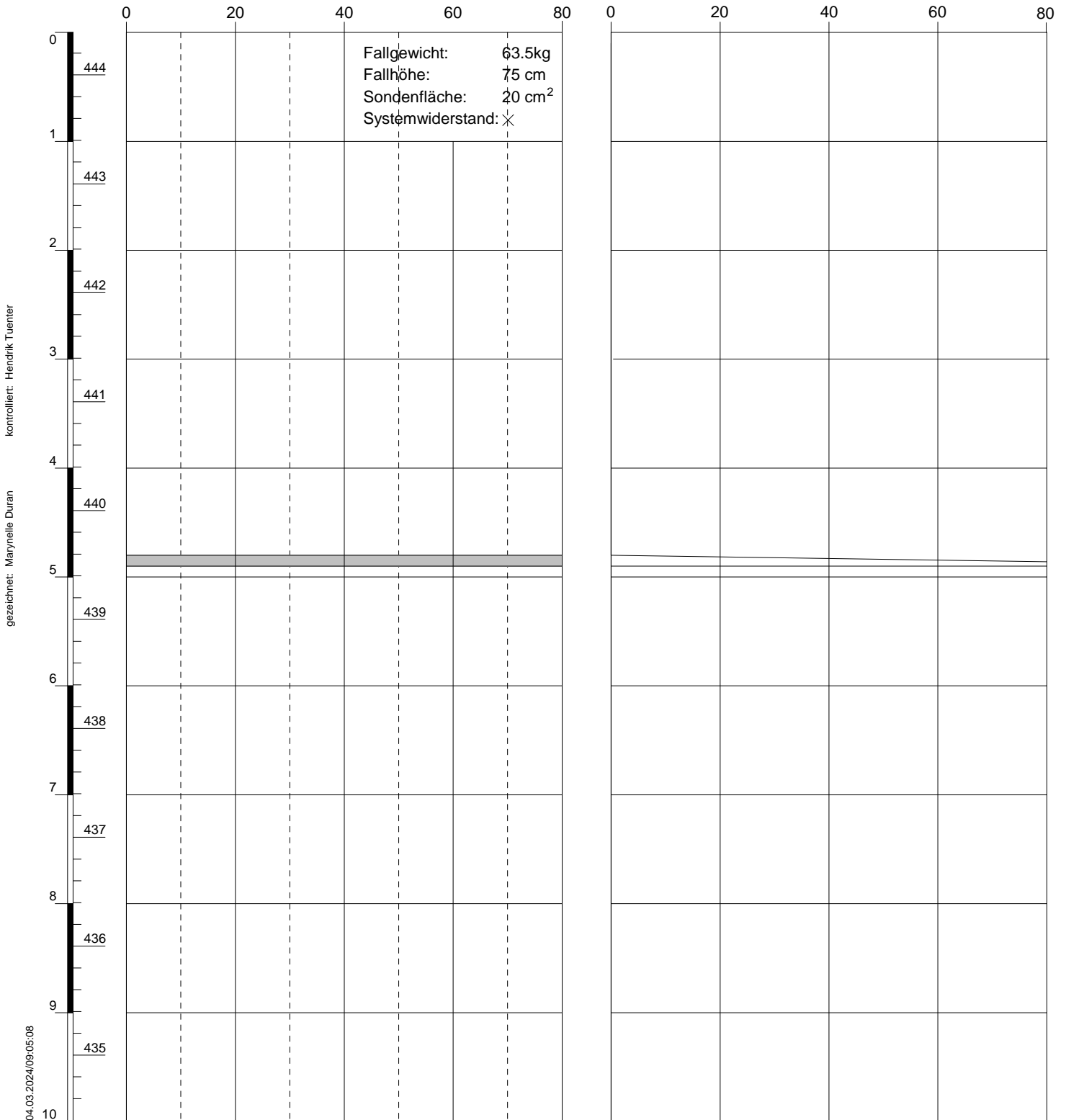
RAMMPROTOKOLL

Superschwere Rammsondierung DPSH-B gemäss EN 22476-2:2005

Seewernstrasse Abschnitt 5, Schräggigenstrasse-Langensteg Brücke, 6440 Brunnen

Schlagzahl pro 10 cm Eindringung [-]

dynamischer Spitzenwiderstand q_d [MN/m²]



gezeichnet: Marynelle Duran
kontrolliert: Hendrik Tuenter

GeODin-System / \$%FILENAME\$ / 04.03.2024/09:05:08

Ausführungsdatum: 22.02.2024
Ansatzpunkt: 444.39 m ü.M.

Koordinaten: 2689760 m O
1207493 m N

Sondierung: RSS 06/24

RAMMPROTOKOLL

Superschwere Rammsondierung DPSH-B gemäss EN 22476-2:2005

Seewernstrasse Abschnitt 5, Schräggigenstrasse-Langensteg Brücke, 6440 Brunnen

BEILAGE D
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG – INTERPRETATION

INHALT	Beilage
Elektrische Drucksondierung EDS - RSS 02/24	D1
Elektrische Drucksondierung EDS 03/24	D2
Elektrische Drucksondierung EDS 04/24	D3
Elektrische Drucksondierung EDS - RSS 05/24	D4
Elektrische Drucksondierung EDS - RSS 06/24	D5

- + 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_d) [MN/m²]

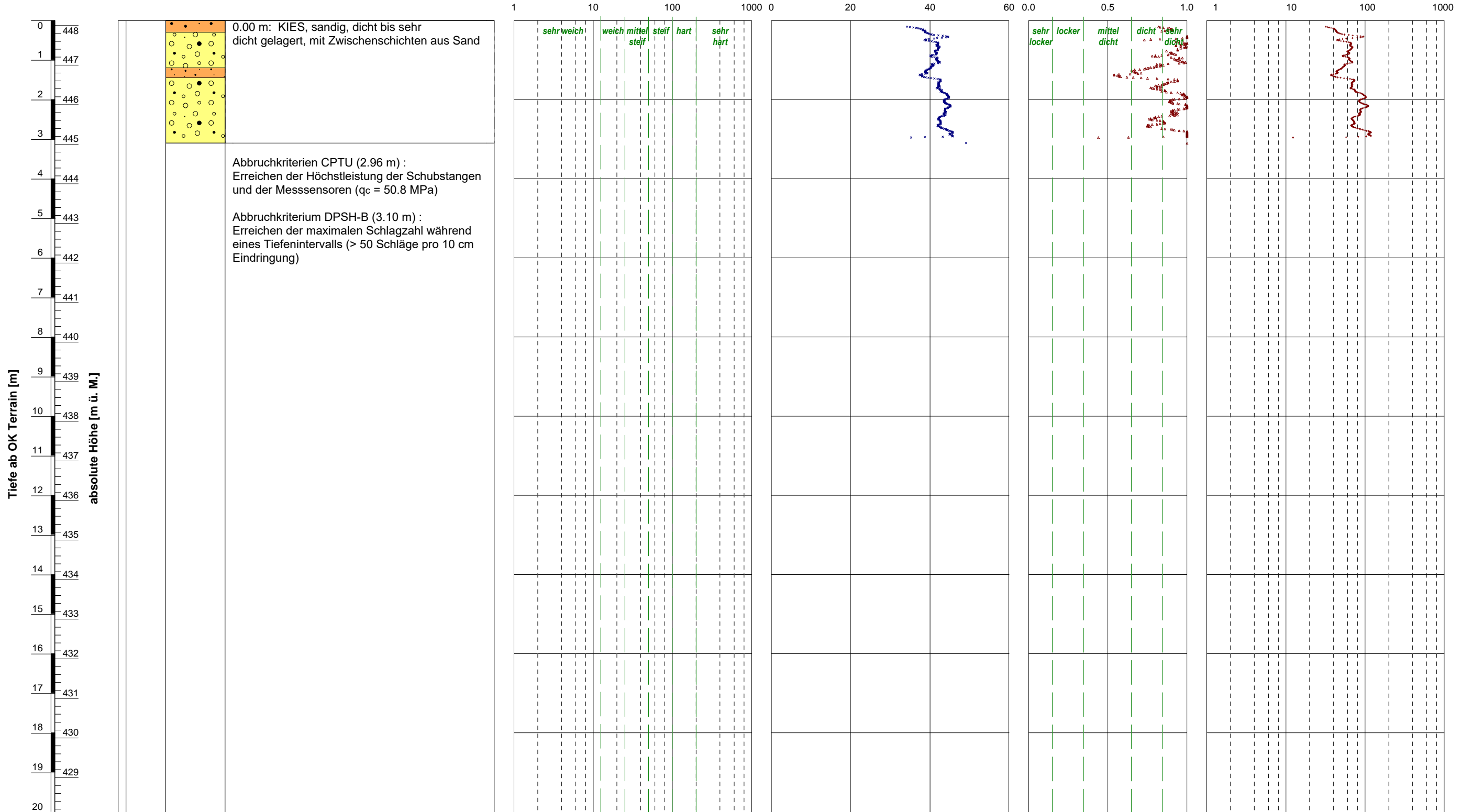
geotechnische Beschreibung

undrainierte Scherfestigkeit

drainierte Scherfestigkeit

Lagerungsdichte

In-situ Spannungsverhältnisse / Deformationseigenschaften

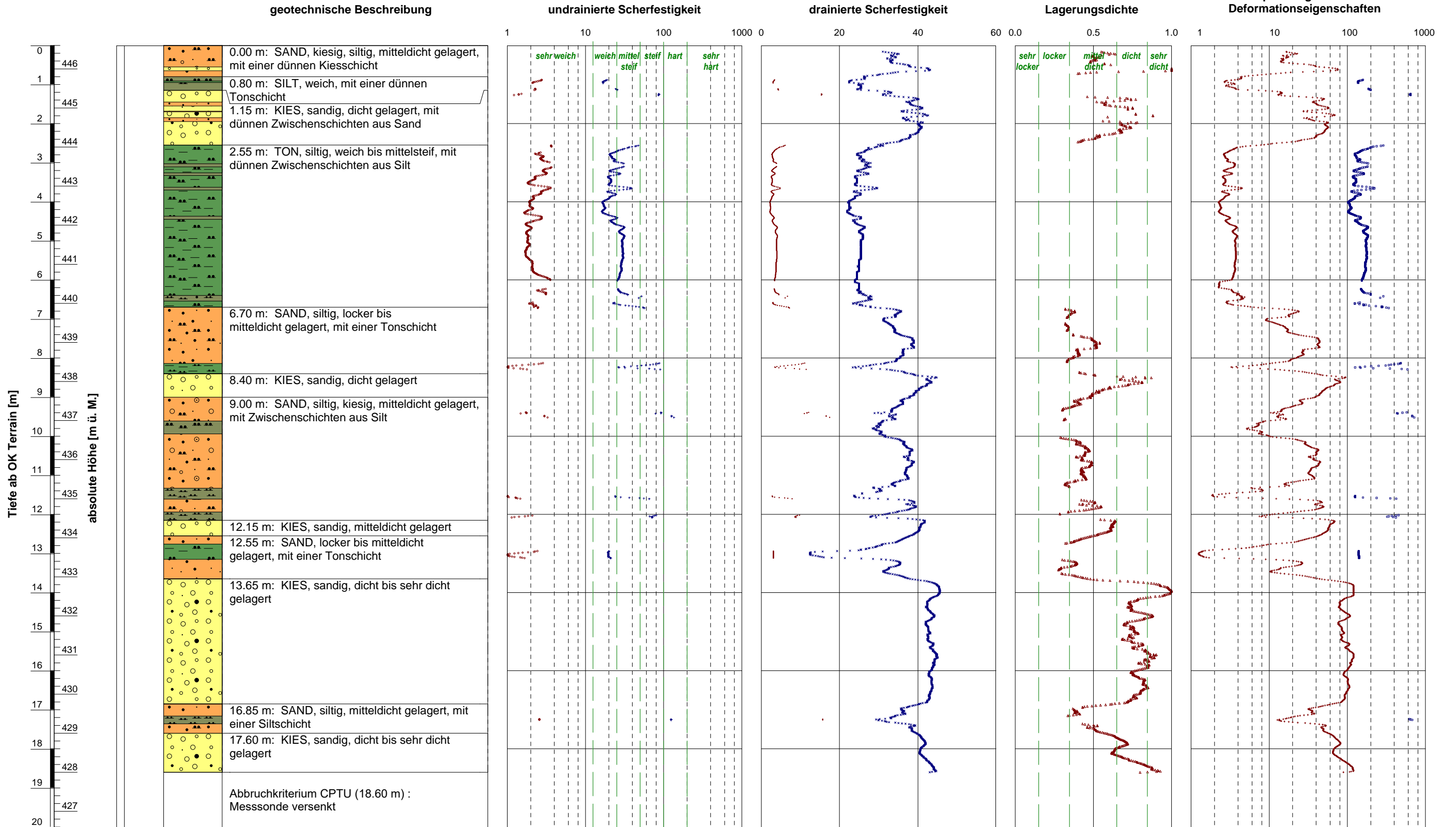


Ausführungsdatum : 22.02.2024 Koordinaten : 2689738 m O
 Ansatzpunkt : 448.13 m ü. M. 1207342 m N

Sondierung: EDS - RSS 02/24

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Interpretierte geotechnische Erwartungswerte
 Seewernstrasse Abschnitt 5, Schräggigenstrasse-Langensteg Brücke, 6440 Brunnen

- + 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_d) [MN/m²]

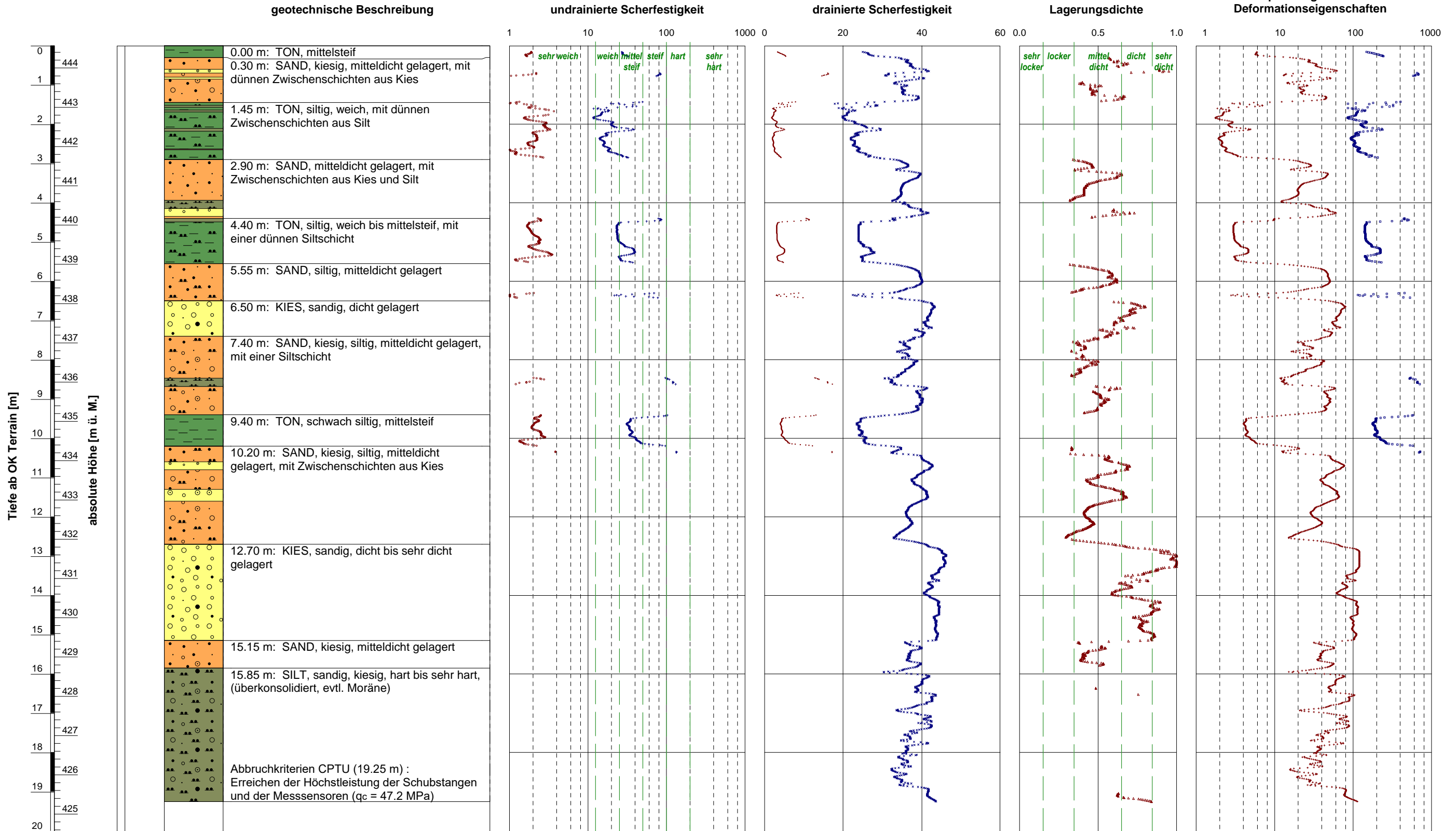


Ausführungsdatum : 29.02.2024 Koordinaten : 2689698 m O
 Ansatzpunkt : 446.60 m ü. M. 1207390 m N

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
 Interpretierte geotechnische Erwartungswerte
 Seewernstrasse Abschnitt 5, Schränggigenstrasse-Langensteg Brücke, 6440 Brunnen

Sondierung: EDS 03/24

- + 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_d) [MN/m²]

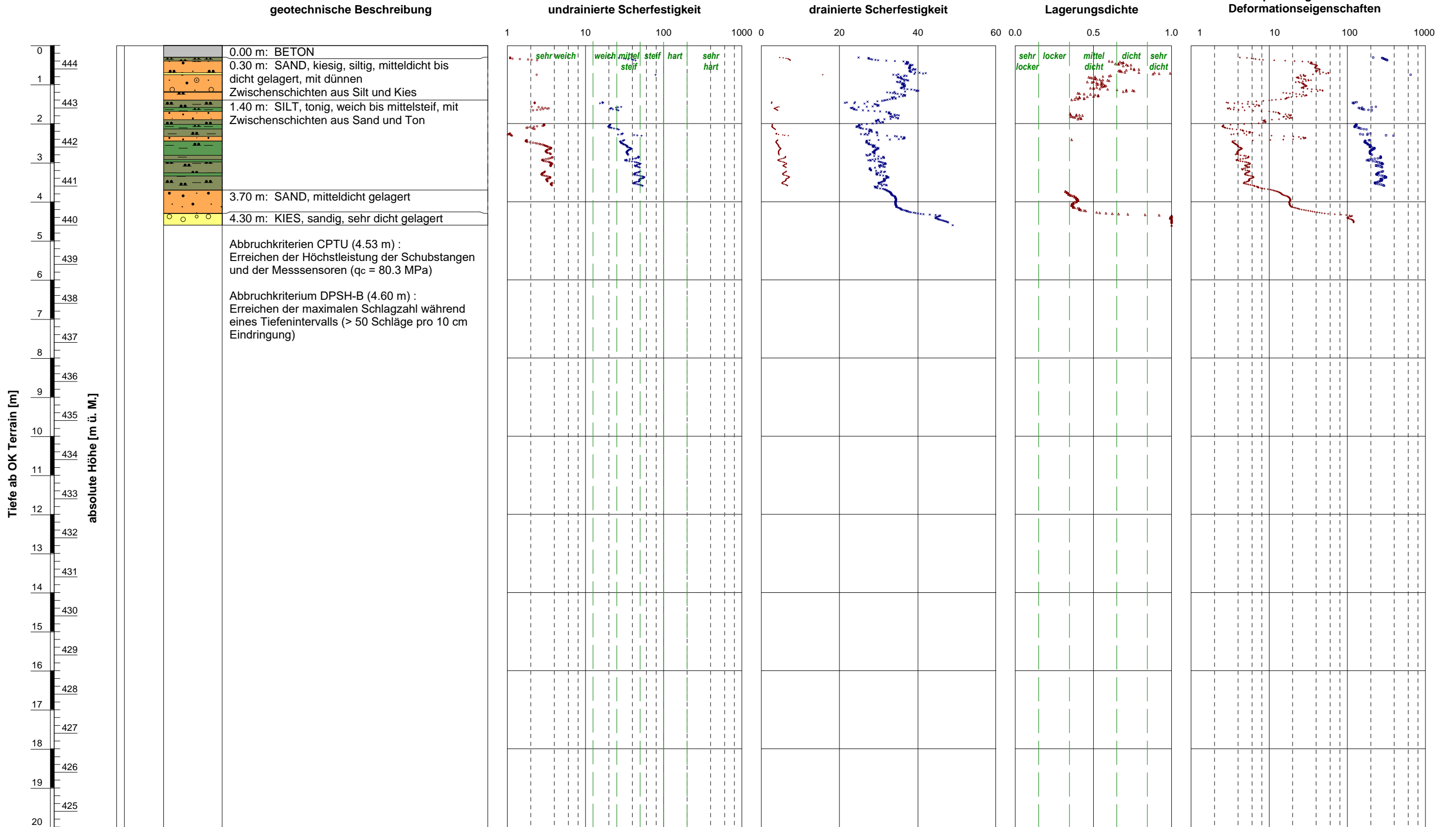


Ausführungsdatum : 29.02.2024 Koordinaten : 2689711 m O
 Ansatzpunkt : 444.57 m ü. M. 1207411 m N

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Interpretierte geotechnische Erwartungswerte
 Seewernstrasse Abschnitt 5, Schräggigenstrasse-Langensteg Brücke, 6440 Brunnen

Sondierung: EDS 04/24

- + 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_{od} (früher: $M_{E,1}$ bzw. E_d) [MN/m²]

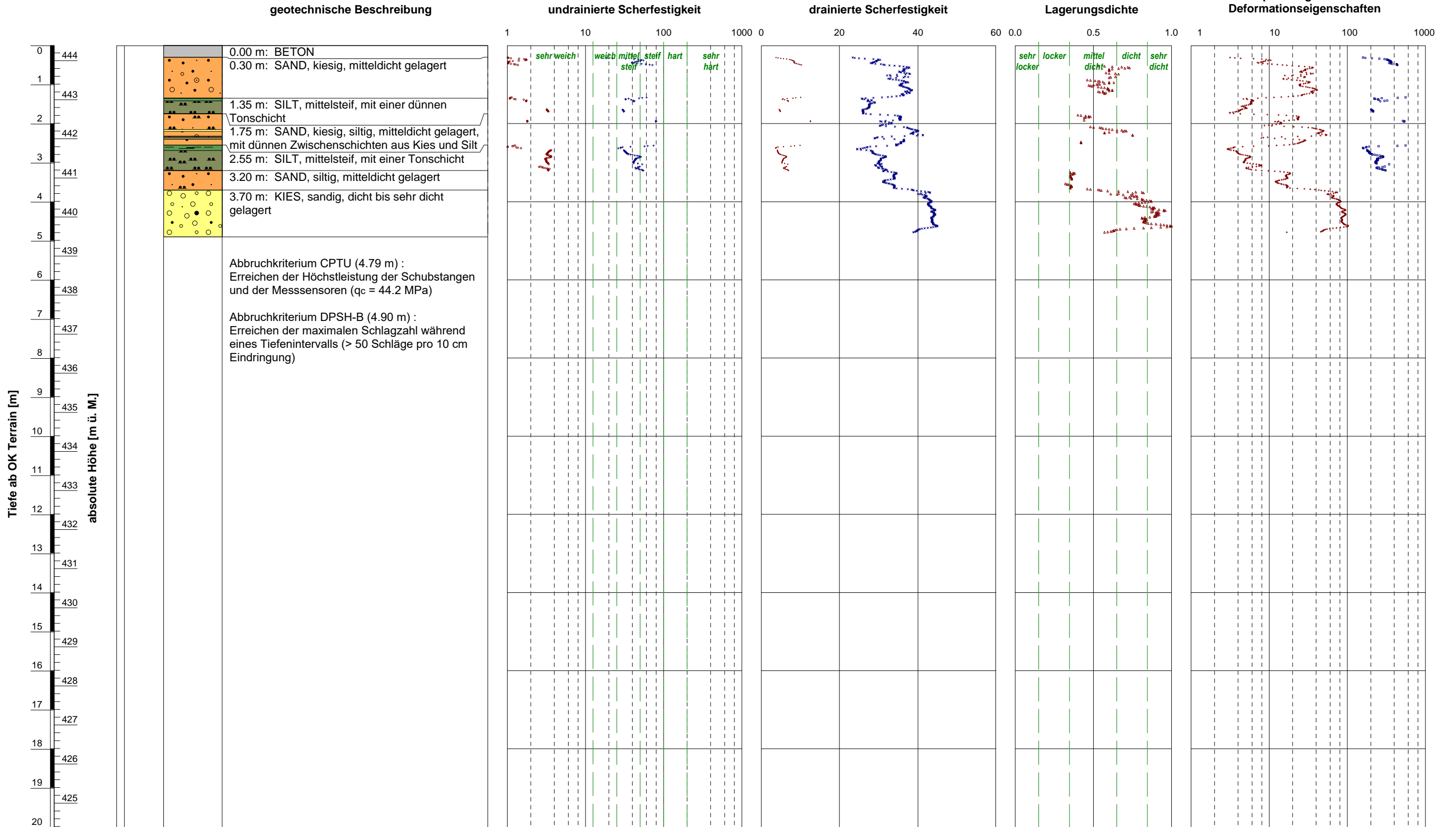


Ausführungsdatum : 22.02.2024 Koordinaten : 2689743 m O
 Ansatzpunkt : 444.60 m ü. M. 1207478 m N

Sondierung: EDS - RSS 05/24

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Interpretierte geotechnische Erwartungswerte
 Seewernstrasse Abschnitt 5, Schräggigenstrasse-Langensteg Brücke, 6440 Brunnen

- + 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_{σ}) [MN/m²]



Ausführungsdatum : 22.02.2024 Koordinaten : 2689760 m O
 Ansatzpunkt : 444.39 m ü. M. 1207493 m N

Sondierung: EDS - RSS 06/24

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Interpretierte geotechnische Erwartungswerte
 Seewernstrasse Abschnitt 5, Schräggigenstrasse-Langensteg Brücke, 6440 Brunnen

ANHÄNGE
ALLGEMEINE HINTERGRUNDINFORMATION

INHALT

- Anhang 1 : Elektrische Drucksondierung (CPT)
- Anhang 2 : Interpretation der elektrischen Drucksondierung
- Anhang 3 : Rammsondierung

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):

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

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

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:

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

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

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

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

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

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):

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

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):

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

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):

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

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.

ALLGEMEINES

Die Rammsondierung ist ein Verfahren, das zur Untersuchung des Baugrunds verwendet wird. Bei der Durchführung einer Rammsondierung wird eine Messsonde aus Stahl mittels eines Fallgewichts, welches aus einer bestimmten Höhe wiederholt fallen gelassen wird, in den Boden eingeschlagen. Dabei wird die Schlagzahl, welche für das Eindringen eines festgelegten Tiefenintervalls erforderlich ist, aufgezeichnet. Da die Schlagzahl durch Gestängereibung und Energieverluste mit zunehmender Tiefe tendenziell ansteigt, kann optional zur Bestimmung des Systemwiderstands das Rammgestänge in regelmässigen Intervallen angehoben und nachgeschlagen werden.







Gängige Sonden haben eine Querschnittfläche von 10, 15 oder 20 cm². Die Sonde wird mit einer freistehenden oder auf einem leichten Trägerfahrzeug montierten Schlagvorrichtung bis in Tiefen von maximal ca. 25 m vorgetrieben (baugrundabhängig). Die von Geoprofile GmbH für die Rammsondierung angewandten Verfahren und verwendeten Geräte stehen in Einklang mit den Regelungen der Schweizer Norm SN 670 318-2:2005 bzw. dem Eurocode EN ISO 22476-2:2005.

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

- das Erreichen der gewünschten Eindringtiefe,
- das Erreichen der maximalen Schlagzahl während eines Tiefenintervalls,
- Umstände im Ermessen des Sondiermeisters, wie z.B. das Risiko von Sach- oder Personenschaden.

AUSFÜHRUNGSVARIANTEN

Gemäss Eurocode sind mehrere Ausführungsvarianten möglich, wobei das Fallgewicht, die Fallhöhe sowie die Querschnittsfläche variieren. Gemäss nationalem Vorwort der SN 670 318-2:2005 ist in der Schweiz zudem die Verwendung der aus historischen Gründen verbreitet vorhandenen „Von Moos“ Rammsonde gestattet. Diese weist neben Unterschieden bei Fallgewicht, Fallhöhe und Querschnittsfläche eine unterschiedliche Form der eigentlichen Rammspitze auf. Die unten stehende Tabelle fasst die verschiedenen Ausführungsvarianten der Rammsondierung zusammen.

Bezeichnung		Spitze		Fallgewicht [kg]	Fallhöhe [m]	Messintervall [cm]	Rammenergie [J]	Spez. Rammenergie [kJ/m ²]	Form der Sonde
		Dm [mm]	Fläche [cm ²]						
Leichte Rammsonde	DPL	35.7	10	10	0.5	10	50	50	
„Von Moos“	VAWE	35.7	10	30	0.2	20	60	60	
Mittelschwere Rammsonde	DPM	43.7	15	30	0.5	10	150	100	
Schwere Rammsonde	DPH	43.7	15	50	0.5	10	250	167	
Superschwere Rammsonde A	DPSH-A	45.0	16	63.5	0.5	10 / 20	318	198	
Superschwere Rammsonde B	DPSH-B	50.5	20	63.5	0.75	10 / 20	476	238	

Der Standard Penetration Test (SPT), welcher bei Bohrungen oft ausgeführt wird, weist die gleichen Eigenschaften wie die superschwere Rammsondierung des Typs B (DPSH-B) auf, wird jedoch ab Bohrlochsohle angesetzt und bezieht sich auf einem Messintervall von 30 cm (N_{30}).

ERGEBNISSE

Die Darstellung der Ergebnisse der Rammsondierung umfasst:

- die Schlagzahl N pro Messintervall in Abhängigkeit der Tiefe z (N_{10} oder N_{20}),
- fakultativ den dynamischen Spitzenwiderstand r_d sowie den massenkorrigierten dynamischen Spitzenwiderstand q_d , wie folgt:

$$r_d = \frac{m \cdot g \cdot h \cdot E_r}{A_c \cdot e} = \frac{E_{meas}}{A_c \cdot e}$$

$$q_d = \left(\frac{m_H}{m_H + m_G} \right) \cdot r_d$$

Dabei gilt

m = Masse des Fallgewichts [kg]

g = Erdbeschleunigung [9.8 m/s²]

h = Fallhöhe [m]

E_r = Energieverhältnis bzw. Schlageffizienz (geräteabhängig) [-]

= E_{meas} / E_{theor} , mit E_{meas} = gemessene Rammenergie und E_{theor} = theoretische Rammenergie

A_c = Spitzenfläche [m²]

e = mittlere Eindringung pro Schlag [m]

= Messintervall / N

m_H = Masse des Fallgewichts

m_G = die Gesamtmasse der Verlängerungsstangen, des Ambosses und der Führungsstangen

INTERPRETATION UND ANWENDUNGSGRENZEN

Die Interpretation von Rammsondierungen dient primär der Bestimmung des Schichtaufbaus. Sie ist meistens nur qualitativ möglich. Eine quantitative Auswertung, wobei ein Bezug zwischen den Schlagzahlen und geotechnischen Parametern hergestellt wird, ist generell nur mit zusätzlichen geologischen oder geotechnischen Informationen sinnvoll. Dies, weil die Schlagzahlen neben den Baugrundeigenschaften noch von einer Reihe von weiteren, meistens unzureichend bekannten Faktoren bestimmt werden. Zur Vermeidung von Fehlinterpretation müssen diese Faktoren aber zwingend berücksichtigt werden.

Systemwiderstand

Grundsätzlich gilt, dass sich die Schlagzahl N in einer bestimmten Tiefe aus den folgenden Komponenten zusammensetzt:

- dynamischer Widerstand des Baugrundes im Bereich der Spitze;
- intrinsischer Systemwiderstand.

Der Systemwiderstand ergibt sich aus gerätetechnischen Widerständen sowie aus der kumulativen Reibung entlang dem Rammgestänge. Zu den wichtigsten gerätetechnischen Widerständen gehören die mechanische Dämpfung entlang und die elastische Ausbiegung des Rammgestänges. Die mechanische Dämpfung entlang des Gestänges und die elastische Ausbiegung des Rammgestänges selber sind abhängig von den Materialeigenschaften und der Kupplung zwischen Gestänge und dem Baugrund. Die elastische Ausbiegung wird zudem von der Grösse des ringförmigen Hohlraums um das Gestänge herum und der seitlichen Stützung durch den Baugrund beeinflusst.

Die zweite Komponente des Systemwiderstands, namentlich die Reibung entlang des Rammgestänges, wird primär von den anstehenden Baugrundsichten sowie von der Abweichung des Rammgestänges von der Lotrechten beeinflusst. Feinkörnige Schichten weisen im Vergleich zu Sanden und Kiesen meistens eine höhere Reibung entlang des Gestänges auf. Eine Abweichung von der Vertikalen bewirkt eine bessere Ankupplung und somit eine erhöhte Reibung zwischen Gestänge und Erdreich.

Um den Systemwiderstand abschätzen zu können, ist es gute Praxis, die Rammsonde regelmässig anzuheben und anschliessend nachzurammen. Ziel ist es, den Rammwiderstand im Bereich der Spitze weitgehend zu eliminieren, sodass zum Abteufen der Sonde nur der Systemwiderstand überwunden werden muss. Allerdings ist dieser Vorgehensweise in Sanden unterhalb des Grundwasserspiegels nur bedingt anwendbar, da beim Ziehen der Sonde ein Vakuum entstehen kann, welches das Auftreten von hydraulischem Grundbruch im Sondierloch unterhalb der Rammsonde begünstigt. Dies kann dazu führen, dass das Sondierloch beim Nachrammen nicht leer, sondern wieder mit Sand gefüllt ist.

Gerätetechnische Einflüsse

Aus gerätetechnischer Sicht spielt die Energieeffizienz der Schlagvorrichtung eine wesentliche Rolle. Eine geringe Schlageffizienz bewirkt, dass nur ein geringer Teil der Rammenergie in das Rammgestänge geleitet wird, was zwingend zu einer höheren Schlagzahl führt. Moderne Rammsysteme erreichen eine Schlageffizienz von über 85 Prozent, bei älteren Systemen liegt diese tiefer. Die Effizienz von mit Pressluft betriebenen Systemen ist meistens etwas geringer als bei vergleichbaren Systemen mit einer mechanischen Hebevorrichtung und automatischem Auslöser (z.B. Kette mit Mitnehmer).

Geotechnische Einflüsse

Baugrundseitig hängt die gemessene Schlagzahl von verschiedenen geotechnischen Faktoren ab, darunter:

- Lagerungsdichte des Korngefüges
- Korngrößenverteilung
- Kornform und –rauigkeit
- Mineralart der Körner
- Grad der Verfestigung
- In-situ Spannungsverhältnisse
- Wassergehalt und Lage des Wasserspiegels
- geotechnische Verhalten des Baugrundes (drainiert / undrainiert)

Unter sonst gleichen Bodenverhältnissen ist die Schlagzahl in grobkörnigen Böden unterhalb des Grundwasserspiegels niedriger. Umgekehrt ist bei sonst gleichen Bodenverhältnissen die Schlagzahl in siltigen Böden unterhalb des Grundwasserspiegels gleich oder höher.

LITERATURANGABEN

Butler, J. J., Caliendo, J. A. und Goble, G. G. (1998), Comparison of SPT energy measurements methods, Proc. 1st Int. Conf. on Site Characterization, Atlanta 1998, Vol. 2, pp. 901–905.

CEN (2005), “Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Felduntersuchungen - Teil 2: Rammsondierungen (ISO EN 22476-2:2005)

Smolczyk, U. (2003), Geotechnical Engineering Handbook, Volume 1: Fundamentals, Ernst & Sohn, Berlin.

VSS Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (1997), Rammsondierung “Von Moos” (SN 670 314: 1997)