

Neubau dreier Mehrfamilienhäuser Brunnerstrasse 2, Kat.-Nrn. 350 und 1266, 8867 Niederurnen

Baugrunduntersuchung



Jung Generalunternehmung GmbH | Korki 1 | 8752 Näfels

Auftragsnummer: 25 156

Datum: 16.04.2025 [Brunnerstrasse 2 8867 Niederurnen - Baugrunduntersuchung.docx]

—

Geologie Umwelt Planung
Schweizerhofstrasse 2
CH-8750 Glarus
Telefon: 055 644 29 63
info@magma-ag.ch
www.magma-ag.ch

Inhalt

1	Ausgangslage und Zielsetzung.....	2
1.1	Ausgangslage.....	2
1.2	Auftrag.....	2
1.3	Zielsetzung	2
2	Ausgeführte Arbeiten	3
3	Baugrundaufbau	4
3.1	Geologische / hydrogeologische Übersicht.....	4
3.2	Beschreibung des Baugrundes	5
3.3	Baugrundkennwerte.....	7
4	Bautechnische Empfehlungen	8
4.1	Aushub	8
4.2	Rammpbarkeit.....	8
4.3	Wasserverhältnisse.....	8
4.4	Bauwasserhaltung	10
4.5	Baugrubenabschlüsse	10
4.6	Foundationen	10
4.7	Wiederverwendbarkeit, Hinterfüllungen und Auffüllungen	11
4.8	Dachwasserversickerung.....	12
4.9	Naturgefahren	12
4.10	Erdbebengefährdung und Baugrundklasse	12
4.11	Altlasten, Hinterfüllungen, Belastungen des Bodens.....	12
4.12	Erd- und Grundwasserwärmenutzung.....	13
4.13	Radonrisiko.....	13
4.14	Neophyten	14
	Verwendete Unterlagen.....	15

Beilagen

- Beilage 1: Situationsplan 1:500
- Beilage 2: Geologisch-geotechnische Schnitte A–A' und B–B', 1:200
- Beilage 3: Geologische Profile der Baggersondierungen BS 1 bis BS 5, 1:50
- Beilage 4: Profil der superschweren Rammsondierung RS 1, 1:100
- Beilage 5: Bericht der Drucksondierungen CPT 1 und CPT 3

Auftraggeber: Jung Generalunternehmung GmbH | Korki 1 | 8752 Näfels

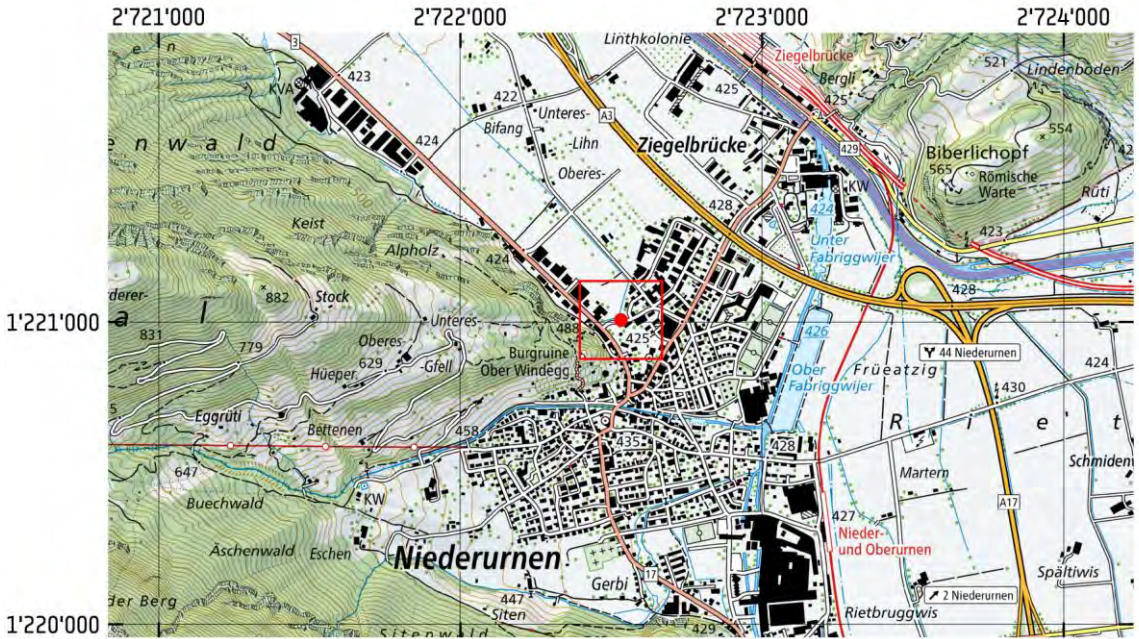


Abb. 1: Ausschnitt aus der Landeskarte 1:25'000 mit der Lage der Bauparzelle (rot).

1 Ausgangslage und Zielsetzung

1.1 Ausgangslage

Der Eigentümer der Parzellen Kat.-Nrn. 350 und 1266 in 8867 Niederurnen beabsichtigt, das auf den Parzellen bestehende Einfamilienhaus rückzubauen und drei neue Mehrfamilienhäuser zu erstellen.

Die Bauparzellen sind eben und liegen auf einer Höhe von ca. 424 m ü. M. Sie liegen in der Linthebene nahe am Fusse des Planggenstocks. Die geplanten Neubauten reichen ca. 3.5 m unter Oberkante Terrain (OKT) und umfassen vier Obergeschosse und ein Untergeschoss, das die drei Gebäude verbindet.

Der Untergrund soll vor Baubeginn geologisch und geotechnisch beurteilt werden. Die Informationen sollen als Grundlage für die Planung von Aushub, Baugrube, Böschungssicherung, Foundation, Wasserhaltung und Meteorwasserversickerung dienen.

1.2 Auftrag

Basierend auf unserer Offerte vom 18.12.2025 wurde die magma AG am 05.02.2025 von Jung Architektur GmbH mit der Ausarbeitung einer Baugrunduntersuchung beauftragt.

1.3 Zielsetzung

Folgende Fragestellungen waren mit der Baugrunduntersuchung zu klären:

- ▶ Beschaffenheit des Untergrundes bezüglich Setzungsempfindlichkeit, Tragfähigkeit und Standfestigkeit der Baugrubenabschlüsse mit Angabe der Baugrundkennwerte.
- ▶ Verlauf der Schichten mit Mächtigkeit der aufgelockerten Verwitterungsschicht resp. Tiefenlage der ausreichend tragfähigen Schichten.
- ▶ Angabe der Bodenklasse als Grundlage für die Berechnung der Erdbebensicherheit.
- ▶ Abklären der Wasserverhältnisse und Ermittlung des Grundwasserspiegels.
- ▶ Beurteilung der Sickerfähigkeit des Untergrundes (Dachwasserversickerung) und Empfehlungen zu allfälligen Versickerungsbauwerken.
- ▶ Angaben zur Möglichkeit der Grundwasser- oder Erdwärmenutzung.
- ▶ Angaben zum Aushub und der Verwendbarkeit des Aushubmaterials.
- ▶ Bautechnische Folgerungen inkl. Empfehlung zu Foundationstyp mit entsprechenden Kennwerten, Angaben zu Böschungen oder Baugrubensicherungen.
- ▶ Grundlegende Angaben zu Radon und Naturgefahren.

2 Ausgeführte Arbeiten

Die Geländearbeiten wurden am 18.02.2025 durch die Maschinenbetrieb Winteler AG, am 12.03.2025 durch die Geocontrol AG und am 02.43.2025 sowie 10.04.2025 durch die Geoprofile GmbH unter Leitung durch unser Büro ausgeführt. Die Baugrunduntersuchung umfasste die folgenden Arbeiten:

- ▶ Ausführung von fünf Baggersondierungen (BS 1 bis BS 5) bis in Tiefen von 2.5 m bis 3.0 m zur geologischen Ansprache der anstehenden Schichten,
- ▶ Ausführung von einer superschweren Rammsondierung (RS 1) bis in eine Tiefe von 26.6 m zur Ermittlung der Konsistenz und Lagerungsdichte der anstehenden Lockergesteine,
- ▶ Ausführung von drei Drucksondierungen (CPT 1 bis CPT 3) nach zweimaligem Aufstehen bis in eine Tiefe von 20.0 m zur Ermittlung der Konsistenz und Lagerungsdichte der anstehenden Lockergesteine,
- ▶ Aufzeichnen von zwei geologischen Schnitten,
- ▶ Auswertung der Sondierresultate, Erarbeiten des Baugrundmodells,
- ▶ Zusammenfassung im vorliegenden Bericht,
- ▶ bautechnische Empfehlungen.

3 Baugrundaufbau

3.1 Geologische / hydrogeologische Übersicht

Das Baufeld befindet sich geologisch gesehen im Bereich von Alluvionen der Linthebene. Die Alluvialböden bestehen im Untersuchungsgebiet aus wechselgelagerten Ablagerungen von Schwemmsedimenten und Linthschottern aus ehemaligen Linthläufen. Die Schwemmsedimente setzen sich massgeblich aus setzungsempfindlichem Feinsand, Silt und Ton zusammen, die mit organischem Material und Kiesen durchsetzt sind. Die Wechsellagerung von Alluvionen und Linthschottern sind bis zu 20 m mächtig. Ab ca. 19–26 m unter Oberkante Terrain stehen vermutlich sandig-kiesige fluviale Sedimente des ehemaligen Zürichseestadiums an ([1], [2]).

Abb. 2:
Auszug aus der
geologischen Karte
1:10'000 [1] mit der Lage
der Bauparzelle (rot).
Weiss: Alluvionen,
Hellgrün: Linth-
Rheingletscher Moräne,
Braun: Kalksteine und
Mergel der Unteren
Süsswassermolasse (USM).



Die Parzelle befindet sich im Bereich des Linthgrundwasserstroms im Gewässerschutzbereich Au. Das Grundwasser fliesst in nordnordwestliche Richtung zum Linthkanal. Der mittlere Flurabstand befindet sich gemäss Grundwasserkarte bei ca. 1.5 m unter OKT [3]. In unseren Sondierungen wurde ein subartesisch gespannter Grundwasserspiegel bei 2.0–2.4 m unter OKT angetroffen.

Am Standort sind zwei Grundwasserstockwerke ausgebildet. Das obere Stockwerk befindet sich in den Alluvionen. Innerhalb der Alluvionen sind zudem artesisch gespannte Grundwasservorkommen in Schottern der ehemaligen Linthläufe bekannt, die teilweise auch für Grundwasserfassungen genutzt werden [2]. Die Druckspiegel liegen zwischen 2.0–2.5 m über OKT [4].

Abb. 3:

Auszug aus der Karte zu Grundwasservorkommen 1:10'000 [3] mit der Lage der Bauparzelle (rot mit Punkt).

Grob gestreift: Vorkommen vermutet,

Fein gestreift: Vorkommen erhärtet.

Blaue Linien: Isohypsen.

Blaue Quadrate: Quellen

Rotes Quadrat:

Grundwasserfassung



Ein weiteres artesisch gespanntes Grundwasservorkommen kann in grösserer Tiefe im Bereich der kiesig-sandigen Ablagerungen des ehemaligen Zürichseespiegels ausgebildet sein. Das in der Sondierung BS 2 angetroffene Grundwasser ist subartesisch unter den feinkörnigen Verlandungs-/Schwemmsedimenten gespannt und stieg um 2.5 m an.

In ca. 450 m Distanz findet sich eine Grundwasserfassung, Quelfassungen sind im unteren Niederurner Tal bekannt. [3].

3.2 Beschreibung des Baugrundes

Der Schichtaufbau lässt sich im Detail wie folgt beschreiben:

Schicht A: Boden (Mächtigkeit ca. 0.3–0.5 m)

Die Bauparzelle ist im Gartenbereich und auf den Feldern mit einem humosen, dunkelbraunen, sandigen Silt mit wenig Kies bedeckt. Es gibt keine Hinweise auf Fremdan-teile.

Die Schicht A ist schlecht verdichtet, die Schlagzahlen liegen bei $N_{20} \leq 5$. Diese Einheit ist nicht als Fundationshorizont geeignet.

Schicht B: künstliche Auffüllung (Mächtigkeit ca. 0.1–0.9 m)

Unter dem Boden befindet sich im östlichen Bauperimeter eine künstliche Auffüllung mit einem dunkelgrauen, siltigen und tonigen Kies mit wenig Sand und einigen Stei-nen. Die künstliche Auffüllung ist eine Mischung aus Verlandungssedimenten, Schwemmsedimenten/Alluvionen und zum Teil Ziegelbruchstücken. Der Fremdmaterial-anteil beträgt mehrheitlich $< 1\%$. In der BS 3 nahe des bestehenden Gebäudes wurde in 0.9–2.2 m unter OKT ein Fremdmaterialanteil von ca. 50 % festgestellt.

Die Schicht B weist eine lockere Lagerung und eine grundsätzlich schlechte Konsolidie-rung auf, sie ist nicht als Fundationshorizont geeignet.

Schicht C: Verlandungssedimente (Mächtigkeit ca. 0.3–1.8 m)

Unter dem Boden oder unter der künstlichen Auffüllung befindet sich ein brauner, toniger Silt mit wenig Sand und vereinzelt Kies und Steinen, die Körner sind gut gerundet. Es handelt sich um ein Gemisch aus feinkörnigen Alluvionen mit kiesigen Schüttungen. Es gibt keine Hinweise auf Fremdanteile. Das gesamte Schichtpaket kann als Verlandungssedimente interpretiert werden und war am Sondiertag erdfeucht mit weicher Konsistenz.

Die Schicht C ist gut rammpbar und die Schlagzahlen liegen bei ca. $N_{20} \leq 5$. Dies bedeutet eine grundsätzlich schlechte Konsolidierung des Untergrunds. Somit eignet sich diese Einheit nicht als Fundationshorizont.

Schicht D: Schwemmsedimente/Alluvionen (Mächtigkeit 1.2–1.5 m)

Unter den Deckschichten stehen im zentralen und östlichen Bauperimeter siltige, sandige Tone und sandige Silte, sogenannte Alluvionen, an (**Schicht D1**). Diese sind als Stillwasserablagerungen aus temporären Stauseen entstanden. Dieses Schichtpaket enthält vielfach Pflanzenreste, Holz und Schneckenhäuser. Die Schicht D1 war am Sondiertag feucht.

Generell weist diese Einheit eine weiche Konsistenz auf, die undrainierte Scherfestigkeiten der Drucksondierung liegen im Bereich von $s_u = 15\text{--}40 \text{ kN/m}^2$.

Die Schwemmsedimente/Alluvionen wurden in der Rammsondierung (RS 1) und der Drucksondierung (CPT 3) erneut in einem unteren Intervall ab 6.0 resp. 8.5 m unter OKT mit einer Mächtigkeit von 10.75–20.0 m angetroffen (**Schicht D2**).

Die undrainierte Scherfestigkeiten der Drucksondierung in der Schicht D2 liegen im Bereich von $s_u = 38\text{--}105 \text{ kN/m}^2$.

Bei mechanischer Beanspruchung neigen die Schichten D1 und D2 zum Aufweichen. Sie sind aufgrund der feinkörnigen Ausprägung und der geringen Tragfähigkeit als Fundationshorizont nicht geeignet.

Schicht E1: Linthschotter, ehemalige Linthläufe (Mächtigkeit ca. 3.5–5.7 m)

Im westlichen Parzellenbereich steht oberflächennach (0.7 m) grauer, sandiger Kies mit wenig Silt und viel Steinen an. Im zentralen und östlichen Bereich des Bauperimeters liegt diese Schicht in 3.0–3.8 m unter OKT und wird von den Schwemmsedimenten überdeckt. Diese grobkörnigen Sedimente können als Randflussablagerungen in den Linthschottern resp. Gemisch aus Linthschottern und Seeablagerungen interpretiert werden und sind ca. 3.5–5.7 m mächtig.

Der Schotter sind wassergesättigt und beinhalten einen lokal subartesisch gespannten Grundwasserspiegel.

Die Schlagzahlen liegen bei $N_{20} = 16\text{--}48$, weshalb sie eine mitteldichte bis dichte Lagerungsdichte aufweist. Sie ist als Fundationshorizont für mittlere Lasten geeignet.

Schicht E2: Sedimente Zürichseestadium, sandig-kiesig (Mächtigkeit >1 m)

In der Drucksondierung [CPT 3] wurde in ca. 19.3 m und in der Rammsondierung [RS 1] in ca. 26 m unter OKT erneut Schotter angetroffen. Sie gehören zu Sedimenten des Zürichseestadiums und sind sandig-kiesig ausgebildet, wurden aber nicht direkt aufgeschlossen. Die Schicht E2 beinhaltet einen artesisch gespannten Aquifer mit einem Grundwasserdruckspiegel von 2.0–2.5 m über OKT.

Die Schlagzahlen der Schicht E2 liegen bei $N_{20} = 30–70$.

3.3 Baugrundkennwerte

Die nachstehend genannten Kennziffern basieren auf Erfahrungswerten vergleichbarer Schichten. Es handelt sich um Minimal- und Maximalwerte, welche die wahrscheinliche Streuung der Baugrundeigenschaften innerhalb der betreffenden Schicht beschreiben. Der charakteristische Wert ist im angegebenen Streubereich spezifisch für den jeweiligen geotechnischen Nachweis bzw. die geotechnische Bemessung festzulegen (vgl. SIA 267, Ziffer 4.2) [10].

Tab. 1: Baugrundkennwerte

Schicht mit USCS-Klassierung	Raumgewicht γ_{ek} [kN/m ³]	Reibungswinkel ϕ'_{ik} [°]	Kohäsion c'_{ik} [kN/m ²]	Zusammen-drückungsmodul M_E [MN/m ²]	Hydr. Leitfähigkeit k [m/s]	Frostempfindlichkeit (VSS 70 140)
Schicht A: Boden, ML	-	-	-	-	$10^{-5}–10^{-8}$	-
Schicht B: Künstliche Auffüllung, GM–ML	19–20	30–32	0–2	5–6	$10^{-6}–10^{-8}$	G2–G3
Schicht C: Verlandungssedimente, CL	16–20	25–27	5–10	3–5	$10^{-8}–10^{-10}$	G3–G4
Schicht D1 (oberes Intervall): Schwemmsedimente / Alluvionen, CH	16–19	22–30	3–8	1–5	$10^{-8}–10^{-10}$	G2–G4
Schicht D2 (unteres Intervall): Schwemmsedimente / Alluvionen, CH	16–19	22–30	5–15	4–12	$10^{-8}–10^{-10}$	G2–G4
Schicht E1: Linthschotter, GM–GW	19–22	35–38	0	30–80	$10^{-3}–10^{-6}$	G1–G2
Schicht E2: Sedimente Zürichseestadium, GM–GW	19–22	35–38	0	60–100	$10^{-3}–10^{-6}$	G1–G2

Einschränkende Bemerkungen zu den Bodenkennziffern:

- Es wurden keine Laborversuche durchgeführt, die Bodenkennziffern stellen Erfahrungswerte dar.

- ▶ Der Wiederbelastungswert M_E' beträgt ca. das 2 bis 3-fache des M_E -Wertes (Neubelastung)
- ▶ Durch Auflockerung wie Wasser, Frost, Baugeräte können die angegebenen Bodenkennziffern verschlechtert werden (insbesondere feinkörnige Schichten)
- ▶ In den feinkörnigen Schichten können die Scherfestigkeiten auf $\varphi'k < 20^\circ$ und $c'k = 0$ absinken.
- ▶ In wasserführenden und stark wassergesättigten Schichten ist $c'k = 0$ zu setzen.

4 Bautechnische Empfehlungen

4.1 Aushub

Für das Bauvorhaben ist eine Aushubtiefe von ca. 3.5 m erforderlich. Der Aushub kommt bis in diese Tiefe in den Schichten A, B, C, D und E und damit den Klassen 1–3 gemäss VSS 40 575 zu liegen [11].

Die anstehenden Lockergesteine sind bis zur geplanten Aushubtiefe baggerbar. Es ist nicht mit Baggerhindernissen zu rechnen.

Die feinkörnig ausgeprägten Alluvionen und Verlandungssedimente neigen beim Befahren oder unter mechanischer Beanspruchung und unter Einfluss von Wasser zum Ausspülen und starkem Aufweichen. Unter Einfluss von Wasser können Sie die Grabwerkzeuge verkleben. Der Aushub muss «vor Kopf» ausgeführt werden. Die Aushubsohle liegt vollständig in den Schottern der Schicht E1, nasse Schotter sind nicht standfest und brechen beim Abbau nach.

4.2 Rammpbarkeit

Die angetroffenen Lockergesteinsschichten sind in den feinkörnigen Sedimenten (Schicht A, B, C, D1 und D2) leicht bis mittelschwer rammpbar (N_{20} 3–20). Die Schotter in den Schichten E1 und E2 sind schwer bis sehr schwer rammpbar (N_{20} bis 50). Die Drucksondierungen CPT 1 und CPT 2 standen in der Schicht E1 auf, d.h. sie sind nicht rammpbar.

Es ist zu beachten, dass die anstehenden Lockergesteinsschichten beim Rammen zu Setzungen neigen.

4.3 Wasserverhältnisse

Das Baufeld befindet sich in flachem Gelände. Auf der gegenüberliegenden Strassen- seite der Brunnerstrasse verläuft der Wisengraben. Es sind zwei Grundwasserstockwerke vorhanden:

- ▶ Oberes Grundwasserstockwerk in den Lintschottern (Schicht E1), auf dem Baufeld unter den Schwemmsedimenten (Schicht D1) subartesisch gespannt.
- ▶ Unteres Grundwasserstockwerk in den Sedimenten Zürichseestadiums (Schicht E2), artesisch gespannt.

In den Sondierungen wurde im den Linthschottern Grundwasser in ca. 2.4 m unter OKT festgestellt. In Bereichen, wo die Linthschotter mit feinkörnigen Schwemmsedimenten/Alluvionen bedeckt ist das Grundwasser subartesisch gespannt und steigt ca. 0.5 m an. Gemäss Grundwasserkarte des Kantons Glarus liegt der freie, mittlere Grundwasserstand in den Alluvionen bei ca. 422.5 m ü. M [3]. Die während der Sondierungen angetroffenen Grundwasserspiegel entsprechen vermutlich etwa einem höheren Niedrigwasserstand.

Während den Sondierarbeiten befand sich auf den benachbarten Parzellen Kat.-Nrn. 626 und 2173 eine neu ausgehobene Baugrube in der im südöstlichen Bereich 1'000 l/min Grundwasser abgepumpt wurde. Im nordwestlichen Bereich wurde deutlich weniger Grundwasser abgepumpt. Diese Absenkung wirkte sich womöglich auf die Parzellen des geplanten Neubaus aus und führte dazu, dass in der eingebauten Grundwassermessstelle in BS 2 kein Grundwasser mehr gemessen werden konnte.

Nachfolgende, freie Wasserstände sind für das Baufeld abzuleiten:

Tab. 2:
Wasserstände des Grundwassers im Bereich des Baufelds. Niedrig- und Hochwasser sind annahmen.

Wasserverhältnisse	Wasserstand [m ü. M.]	Flurabstand [m]
Niedrigwasser NW	ca. 421.5–422.0	ca. 2.0–2.5
Mittelwasser MW	422.0–422.5	ca. 1.5–2.0
Hochwasser HW	ca. 422.5–423.5	ca. 1.0–1.5

Der **Bauwasserstand** muss auf Höhe des Mittelwasser-Ereignisses auf 422.5 m ü. M. festgelegt werden. Zusätzlich ist bei stärkeren Niederschlagsereignissen ein Oberflächenabfluss mit einer Fliesstiefe von über 0.25 m im westlichen Bauperimeter zu berücksichtigen (siehe Kapitel 4.9 Naturgefahren).

In den Linthschottern (Schicht E1) und allenfalls kiesigen Zwischenlagen innerhalb der Alluvionen sind ergiebige, subartesisch gespannte Grundwasservorkommen bekannt. Sollten Pfahlbohrungen für die Foundation in das artesisch gespannte Grundwasservorkommen (Schicht E2) vorstossen, ist der Bauwasserstand auf den Druckspiegel des unteren Grundwasservorkommens anzusetzen. Dieser kann bis zu 2.5 m über OKT liegen.

Der **Bemessungswasserstand** ist auf der Höhe des Hochwasserstandes auf 423.5 m ü. M. anzusetzen. Das geplante Untergeschoss befindet sich grösstenteils unterhalb des Grundwasserspiegels, eine Abdichtung ist somit gegen drückendes Wasser erforderlich. Zudem ist der Wasserstand für den Auftrieb, insbesondere für Bauzustände in denen noch keine grossen Auflasten vorhanden sind, zu berücksichtigen.

Rechtliche Vorgaben

Die Projektparzelle liegt gemäss Gewässerschutzkarte des Kantons Glarus im Gewässerschutzbereich Au. Gemäss Anhang 4 Ziffer 211 Abs. 2 der Gewässerschutzverordnung dürfen im Gewässerschutzbereich Au keine Anlagen erstellt werden, die unter dem langjährigen, natürlichen mittleren Grundwasserspiegel liegen [5]. Da direkte Eingriffe unterhalb des mittleren Grundwasserspiegels geplant sind, ist für das Bauwerk

eine Bewilligung nötig. Pfähle im Bereich des Grundwassers, die die Durchflusskapazität beeinflussen, sind bewilligungspflichtig. Ausnahmen können ausschliesslich in begründeten Fällen bewilligt werden und nur soweit die Durchflusskapazität gegenüber dem natürlichen Zustand um höchstens 10 % reduziert wird. Daher werden Ausgleichsmassnahmen erforderlich.

4.4 Bauwasserhaltung

Aufgrund des über die Aushubkote reichenden, angetroffenen Grundwasserspiegels wird eine Grundwasserabsenkung erforderlich. Diese kann entweder mit Pumpensämpfen oder kurzen Filterbrunnen ausgeführt werden. In den Linthschottern (E1) ist insbesondere bei Grundwasserhochständen mit einem recht hohen Wasserandrang zu rechnen.

Das Baugrubenabwasser muss unter Einhaltung der SIA Empfehlung 431 mit Vorschaltung eines Absatzbeckens und einer Neutralisation entsorgt werden [12]. Bei hohem Grundwasserspiegel ist der umliegende Untergrund bereits gesättigt und eine Versickerung nicht möglich. In diesem Fall wird eine Ableitung in die Kanalisation nötig. Das Einleiten in die Kanalisation ist genehmigungspflichtig.

Bei einer Grundwasserabsenkung kann das abgepumpte Grundwasser in das nächstgelegene Oberflächengewässer, der Wisengraben in ca. 15–30 m von der Bauparzelle entfernt, eingeleitet werden.

4.5 Baugrubenabschlüsse

Die Aushubtiefen für das geplante Bauvorhaben betragen voraussichtlich ca. 3.5 m. Generell können die Baugruben in alle Richtungen frei geböscht werden. Dies setzt voraus, dass das Grundwasser bis mindestens 0.5 m unter die Aushubkote abgesenkt wird. In nassen Bereichen werden sonst technische Sicherungen erforderlich.

Aufgrund der sehr geringen Konsistenz resp. des hohen Wassergehalts ist generell eine maximale **Böschungsneigung** von 1:1 (45°) für freie Böschungen zulässig.

Als **technische Sicherung** sind, aufgrund der eingeschränkten Rammbarkeit, keine geramten Einbauten möglich. Als technische Sicherungen können Rühlwände mit gebohrten Trägern oder Baumeisterrühlwände mit Sicker- oder Filterbetonauflagen (0.5 m unter Aushubsohle eingebunden -> Grundwasserabsenkung erforderlich) vorgesehen werden.

4.6 Foundationen

Gemäss derzeitiger Planung kommt die Foundationskote des Gebäudes in rund 3.5 m Tiefe zu liegen. Auf dieser Kote stehen lokal die feinkörnigen Alluvionen (Schicht D1) und die Linthschotter (Schicht E1) an. Die Schicht E1 ist als Foundationshorizont geeignet, die Schicht D1 hingegen nicht.

Die Linthschotter (Schicht E1) weisen nicht durchgängig Mächtigkeiten von mindestens 2 m unter der Fundationskote auf. Daher ist eine Flachfundation ohne Zusatzmassnahmen nicht möglich. Feinkörnige Sedimente der Schicht D1 und D2 sind zu Fundation nicht geeignet und müssen mit einem gut verdichtbaren Kiessand ersetzt werden.

Damit Differenzsetzungen und somit Verkippungen des Neubaus minimiert werden, muss der Neubau über eine Tiefenfundation mittels Pfählen fundiert werden. Allenfalls werden Zugpfähle zur Auftriebssicherung erforderlich. Bei der Wahl des Pfahltyps ist zu beachten, dass die Pfähle möglicherweise bis in die Schicht E2 durch z. T. (sub-)artesisches Grundwasservorkommen hinab geführt werden müssen. Demnach sind Pfahltypen, die durch offene Bohrverfahren hergestellt werden mit Vorsicht zu behandeln, da durch diese Pfahltypen Wasserwegsamkeiten bis zur Geländeoberfläche hergestellt werden, die ggf. nicht mehr sauber abgedichtet werden können. Bei Mikropfählen besteht zudem eine Knickgefahr in den weichen Böden. Zu bevorzugen sind Verdrängungs- oder Ramppfähle (vgl. [6]).

Es muss darauf geachtet werden, dass Baumaterialien verwendet werden, welche das Grundwasser nicht verschmutzen.

Organische Böden, wie sie in der Schicht D1 vorhanden sind, enthalten in der Regel betonaggressive Bestandteile (kalklösende Kohlensäure, Sulfate) und zusätzlich häufig Huminsäuren, die Frischbeton beim Erstarren beeinträchtigen können.

Im Lockergestein ist die Tragfähigkeit aufgrund der Gebrauchstauglichkeit festzulegen. Wir empfehlen, den Baugrund nach erfolgtem Aushub durch den Geotechniker beurteilen zu lassen, um die Tragfähigkeit endgültig festzulegen. Die Verdichtung des Materialsatzes ist mittels Plattendruckversuchen zu überprüfen.

4.7 Wiederverwendbarkeit, Hinterfüllungen und Auffüllungen

Aushubmaterial fällt von den Schichten A, B, C, D und E an. Der Boden (Schicht A) kann, solange kein Fremdmaterial vorhanden ist, wiederverwendet werden. Die künstliche Auffüllung (Schicht B) muss je nach Fremdmaterialanteil entsorgt werden. Die Verlandungssedimente (Schicht C) und Schwemmsedimente/Alluvionen (Schicht D1) eignen sich aufgrund des hohen Feinanteils nicht zur Wiederverwendung. Der Linthschotter (Schicht E1) eignet sich bei geringem Feinanteil als Hinterfüllung, die Eignung sollte mit einer Siebkurve geprüft werden.

Für die Hinterfüllungen sowie für allfällige Geländeauffüllungen ist gut durchlässiges, gut verdichtbares Material, z.B. gemischtkörniger Kies, zu verwenden. Auf eine gute Drainage der Hinterfüllungen ist zu achten. Sofern für tragende Auffüllungen grössere Schichtdicken erforderlich sind, sollten diese lagenweise in Lagen von maximal 0.3 m verdichtet werden. Der Anschluss von Auffüllungen an feinkörniges Lockergestein muss über ein geeignetes Geotextil erfolgen.

Im Grundwasserbereich darf kein Geröll oder Recyclingmaterial (RC) verwendet werden. Beim Einbau von Recyclingmaterial muss ein Mindestabstand von 2.0 m zum

höchsten Grundwasserspiegel eingehalten werden, was auf dem Baufeld aufgrund des hoch liegenden Grundwasserstands nicht realisierbar ist (siehe Tab. 2).

4.8 Dachwasserversickerung

Zur Gewährleistung der Grundwasserneubildung und zur Entlastung der Kanalisation muss nicht verschmutztes Abwasser von Dachflächen, Strassen, Wegen und Plätzen, wenn immer möglich an Ort und Stelle zur Versickerung gebracht werden (Eidg. Gewässerschutzgesetz GSchG v. 24.1.1991, Art. 7.2) [13]. Ist eine Versickerung aufgrund der örtlichen Verhältnisse nicht möglich, so kann das anfallende Meteorwasser in die Kanalisation oder direkt in ein oberirdisches Gewässer eingeleitet werden.

Bei einer unterirdischen Versickerung muss ein Mindestabstand von 1.0 m zum 10-jährlichen Grundwasserhochstand eingehalten werden, was aufgrund des geringen Flurabstands auf dem Baufeld nicht möglich ist [7]. Eine Versickerung des Dachwassers ist daher nur oberflächlich z. B. über begrünte Mulden möglich.

Der anstehende Untergrund weist aber nur sehr tiefe hydraulische Leitfähigkeiten auf, so dass bei einer oberflächlichen Versickerung nur geringe Sickerleistungen von maximal 0.5 l/min·m² erzielt werden können. Im westlichen Bereich, wo die Linthschotter an der Oberfläche anstehen, ist eine oberflächliche Versickerung möglich und eine Sickerleistung von 1–2 l/min·m² kann angenommen werden.

Falls keine ausreichenden Flächen zur oberirdischen Versickerung zur Verfügung stehen, kann das unverschmutzte Wasser dem nächsten Vorfluter (Wisengraben) zugeführt werden, wobei hier aber die Hochwassergefährdung beachtet werden muss. In letzter Instanz ist eine bewilligungspflichtige Einleitung in die Kanalisation möglich.

4.9 Naturgefahren

Auf dem Baufeld ist eine erhöhte Restgefahr für Wasser angegeben (Stufe 4, [3]). Aufgrund der feinkörnigen, oberflächennahen Ablagerungen ist mit einer oberflächlichen Vernässung zu rechnen. Bei einer Wiederkehrperiode von 100 Jahren ist eine Fliesstiefe von > 0.25 m angegeben [8]. Dies ist bei der Gebäudeabdichtung und Schachtbauwerken zu berücksichtigen.

Das Gelände rund um das Gebäude sollte so angelegt werden, dass anströmendes Wasser vom Bauwerk, insbesondere Lichtschächten, wegfließen kann.

4.10 Erdbebengefährdung und Baugrundklasse

Das Baufeld liegt gemäss SIA 261 in der Erdbebengefährdungszone Z2 [14]. Es gilt somit ein Bemessungswert der horizontalen Beschleunigung auf Fels $a_{g,d} = 1.0 \text{ m/s}^2$.

Der Untergrund im Bereich des Neubaus ist der Baugrundklasse D zuzuordnen («Ablagerungen von lockerem bis mitteldichtem kohäsionslosem Lockergestein (mit oder ohne einige weiche kohäsive Schichten), oder von vorwiegend weichen bis steifem kohäsivem Lockergestein» und mehr als 20 m Mächtigkeit).

4.11 Altlasten, Hinterfüllungen, Belastungen des Bodens

Das Baufeld ist nicht im Kataster der belasteten Standorte (KbS) [3] eingetragen.

Im Zuge der Baugrunderkundung wurde eine künstliche Auffüllung im zentralen, westlichen und südlichen Bauperimeter angetroffen. Sie ist 0.1–0.9 m mächtig und beinhaltet mehrheitlich einen Fremdmaterialanteil von < 1 %. In BS 3 (nahe beim bestehenden Haus) wurde in 0.9–1.2 m unter OKT ein Fremdmaterialanteil von ca. 50 % festgestellt. Das Fremdmaterial in der künstlichen Auffüllung sind Ziegelbruchstücke und vereinzelt Draht. In den Schwemmsedimenten/Alluvionen wurden natürlich eingebrachte, organische Materialien (Holz und Schilf) angetroffen. In den Hinterfüllungen des bestehenden Wohngebäudes und des asphaltierten Vorplatzes muss erfahrungsgemäss auch mit Fremdstoffen gerechnet werden.

Wir empfehlen, bei der Submission die Entsorgung von B-Material zu berücksichtigen.

Im künstlich aufgefüllten Boden wurden auf den Parzellen keine Verschmutzungen angetroffen. Aufgrund der ehemals intensiven Nutzung der Badstrasse ist angrenzend, in einem Abstand von 10 m hauptsächlich mit erhöhten Bleikonzentrationen (Pb) und Polyzyklischen aromatischen Kohlenwasserstoffen (PAK) zu rechnen.

4.12 Erd- und Grundwasserwärmenutzung

Das Baufeld befindet sich aufgrund der Lage im Grundwasserleiter im Erdsondenausschlussbereich [3]. Erdsonden dürfen daher auf der Parzelle nicht ausgeführt werden.

Generell ist eine Wärmenutzung des Grundwassers über eine Grundwasserwärmepumpe möglich aber bewilligungspflichtig. Die Mächtigkeit der Linthschotter liegt zwischen 3.5–5.7 m und ist möglicherweise ausreichend für eine Grundwasserwärmenutzung. Dies müsste jedoch im Vorfeld mit einem Pumpversuch in einer Kernbohrung abgeklärt werden.

Energiekörbe, die einen Abstand vom 2.0 m zum Grundwasser einhalten müssen, sind aufgrund des hohen Grundwasserstandes nicht ausführbar.

4.13 Radonrisiko

Für das Baufeld wird vom Bundesamt für Gesundheit (BAG) eine Wahrscheinlichkeit von 4 % für eine Überschreitung des Referenzwerts von 300 Bq/m³ angegeben. Im vorliegenden Fall ist ein komplett unterkellertes Erdgeschoss ohne Aufenthaltsräume geplant.

Gemäss Empfehlungen des BAG sind Grundmassnahmen und einfache Massnahmen zu realisieren [9]. Dazu gehören:

- ▶ Selbstschliessende, luftdichte Kellertür zum Wohnbereich
- ▶ Abdichtungsmassnahmen zwischen dem Untergeschoss und den bewohnten Gebäudeteilen vorzusehen
- ▶ Abdichtung von Installationskanälen, Liftschächten und Abwurfschächten (zum Beispiel für Wäsche)
- ▶ Zu- und Ableitungen durch erdberührende Bauteile für Strom, Wasser, Abwasser etc. sind dicht auszuführen (zum Beispiel durch RDS).

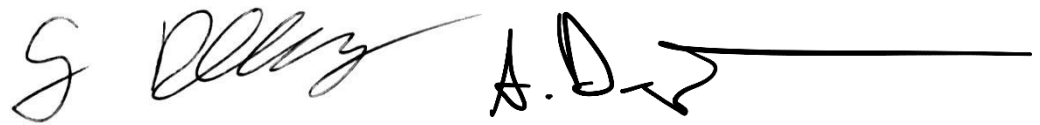
Da die Gebäude aufgrund des hohen Grundwasserspiegels wasserdicht ausgebildet werden müssen, ist auch ein gewisser Radonschutz gegeben. Mit einer durchlässigen Gebäudehinterfüllung kann allfällige Radon-haltige Bodenluft um die Gebäude herum ausgasen.

4.14 Neophyten

Im Zuge der Geländearbeiten sind keine Neophyten angetroffen worden.

magma AG, Zürich, 16.04.2025

Sachbearbeiter: Andri Degiacomi, MSc ETH Erdwissenschaften



Gerd Rothardt, Dipl.-Geologe

Andri Degiacomi, MSc ETH Erdwissenschaften

Verteiler (PDF):

Jung Generalunternehmung GmbH | Korki 1 | 8752 Näfels

magma AG (intern)

Version	Korreferat	Korrekturen	Schlusskontrolle
1.0 16.04.2025	14.04.2025 Ro	15.04.2025 De	16.04.2025 De

Wir bestätigen, dass bei der Durchführung der vorliegenden Untersuchung die Sorgfaltspflicht angewendet worden ist, dass die Ergebnisse und Schlussfolgerungen auf dem aktuellen und im Bericht angegebenen Kenntnisstand beruhen und dass diese nach den anerkannten Regeln des Fachgebiets und nach bestem Wissen ermittelt worden sind.

Wir gehen davon aus,

- ▶ dass uns seitens des Auftraggebers bzw. der von ihm benannten Drittpersonen vollständige Informationen und Dokumente zur Auftragsabwicklung zur Verfügung gestellt worden sind,
- ▶ dass der Auftraggeber nicht auszugsweise von den Resultaten der Untersuchung Gebrauch macht und
- ▶ dass der Auftraggeber die Resultate nicht unüberprüft für einen nicht vereinbarten Zweck oder für ein anderes Objekt verwendet bzw. nicht auf geänderte Verhältnisse anwendet.

Andernfalls lehnen wir gegenüber dem Auftraggeber jede Haftung für dadurch entstandene Schäden ab. Macht ein Dritter von den Arbeitsergebnissen Gebrauch oder trifft er darauf basierende Entscheidungen, so wird die Haftung für direkte oder indirekte Schäden ausgeschlossen, die aus der Verwendung der Arbeitsergebnisse allenfalls entstehen.

member of
suisse.ing

Verwendete Unterlagen

Projektbezogene Unterlagen

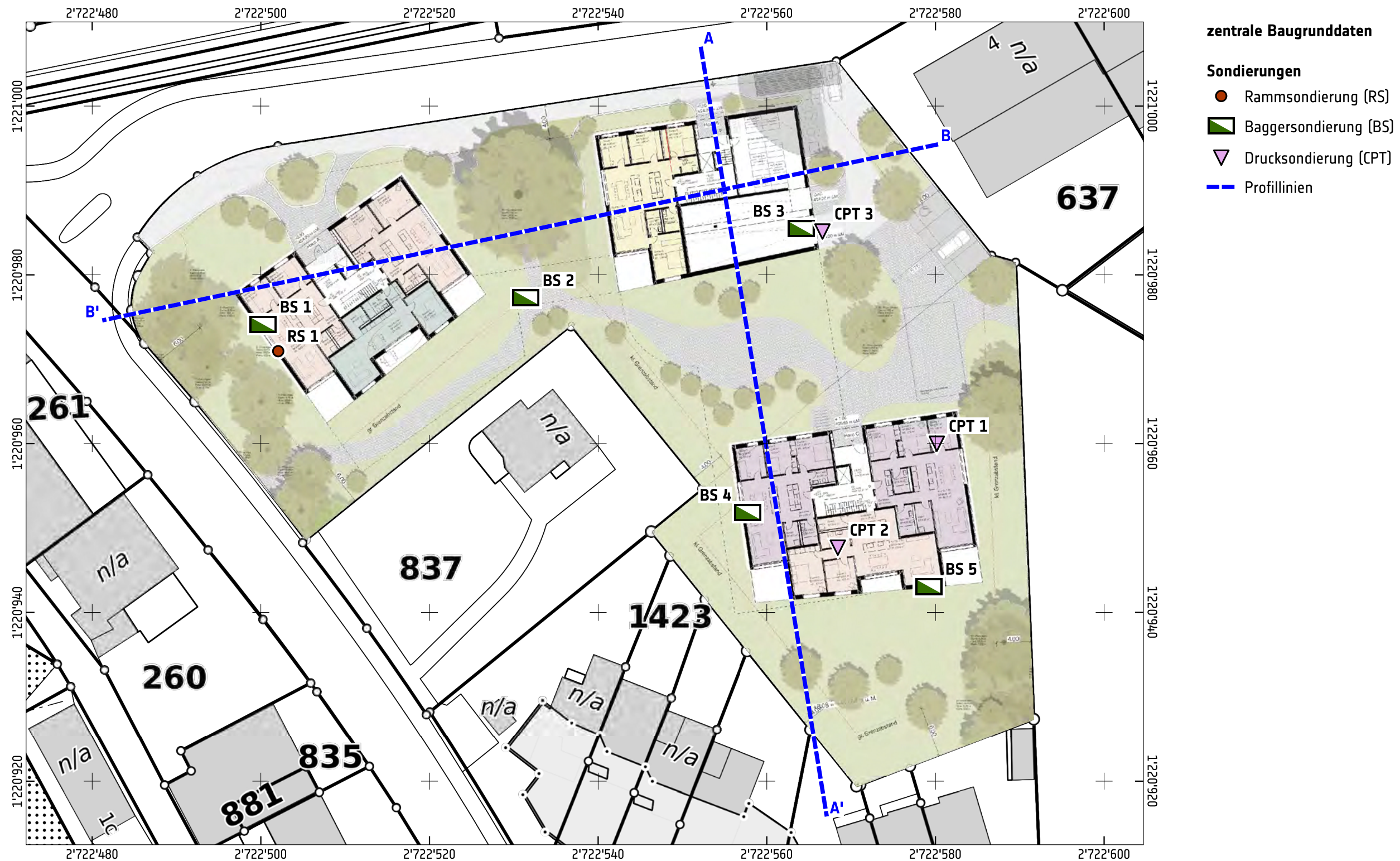
- [1] Ochsner, A. (1969): Geologischer Atlas der Schweiz 1:25'000, Blatt 53 Linthebene (LK 1133). Herausgegeben vom Bundesamt für Landestopografie swisstopo, Bern.
- [2] magma AG: firmeninterne Unterlagen.
- [3] ARG (laufend nachgeführt): GIS-Browser des Kantons Glarus, <http://map.geo.gl.ch>, diverse Kartenwerke. – Abteilung Raumentwicklung und Geoinformation ARG des Kantons Glarus.
- [4] Schindler, C. (2004): Zum Quartär des Linthgebiets zwischen Luchsingen, dem Walensee und dem Zürcher Obersee. Profiltafeln und Karten, Lieferung 169. – Landesgeologie BWG, Bern.
- [5] Umweltschutzdirektionen (2001): Bauen im Grundwassergebiet. Bern.
- [6] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V. (2012): Empfehlungen des Arbeitskreises «Pfähle» –EA-Pfähle. Ernst & Sohn GmbH & Co. Hamburg.
- [7] Verband Schweizer Abwasser- und Gewässerschutzfachleute VSA (2019): Abwasserbewirtschaftung bei Regenwetter.
- [8] Swisstopo (laufend nachgeführt): map.geo.admin.ch. – diverse Kartenwerke.
- [9] Eidgenössisches Departement des Innern EDI (2012): Radon Vorsorgemassnahmen bei Neubauten. – Bundesamt für Gesundheit BAG, Bern 2012.

Gesetzliche Unterlagen

- [10] SIA 267 (2013): Geotechnik. – Schweizer Norm SN 505 267, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 8027 Zürich.
- [11] VSS 40 575 (2019): Erdarbeiten – Abbauklassen und Empfehlungen. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS, Ausgabe 2019-03, Zürich.
- [12] SIA 431 (2022): Entwässerung von Baustellen. – Schweizer Norm SN 509 431, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, 8039 Zürich.
- [13] GSchG Bundesgesetz vom 24. Januar 1991 über den Schutz der Gewässer (Gewässerschutzgesetz, GSchG). – SR 814.20.
- [14] SIA 261 (2020): Einwirkungen auf Tragwerke. – Schweizer Norm SN 505 261, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 8039 Zürich.

Situationsplan, 1:500

Plangrundlagen: Amtliche Vermessung Kanton GL und Grundriss Erdgeschoss Jung Generalunternehmung GmbH



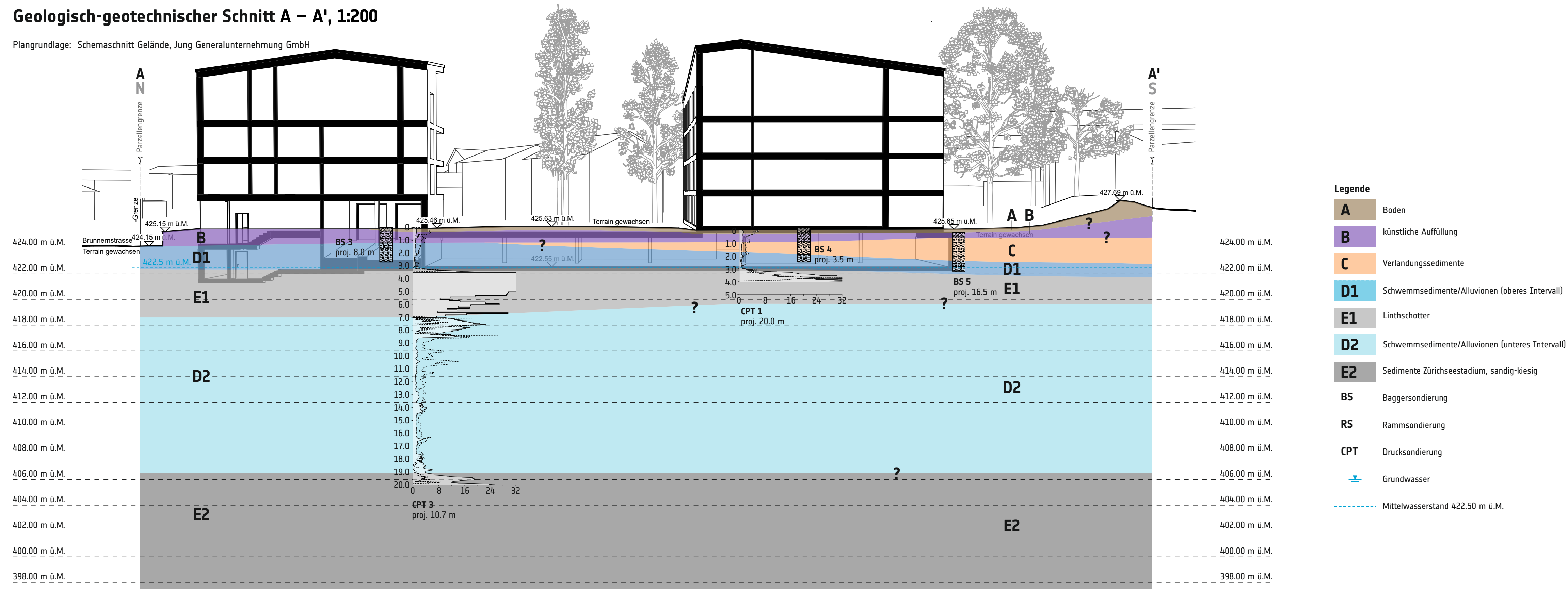
zentrale Baugrunddaten

Sondierungen

- Rammsondierung (RS)
- Baggersondierung (BS)
- ▼ Drucksondierung (CPT)
- Profillinien

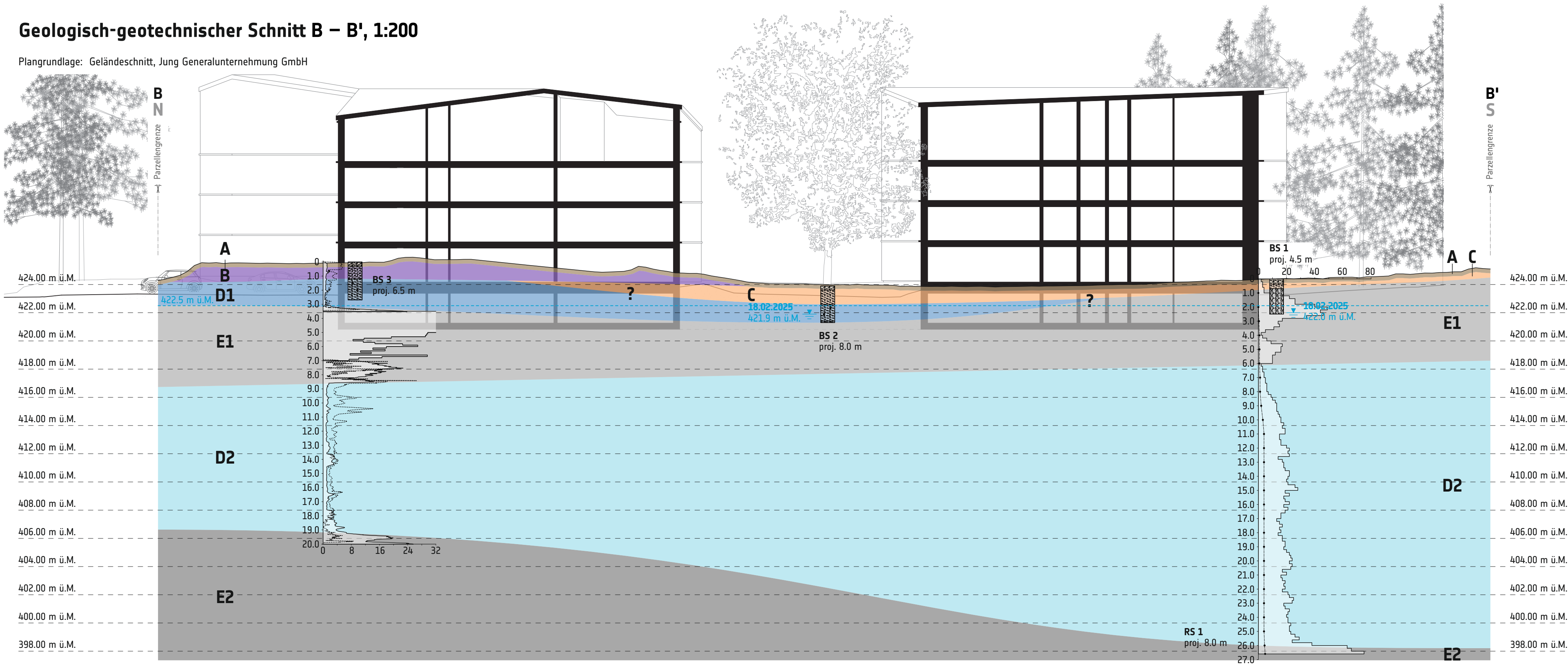
Geologisch-geotechnischer Schnitt A – A', 1:200

Plangrundlage: Schemaschnitt Gelände, Jung Generalunternehmung GmbH



Geologisch-geotechnischer Schnitt B – B', 1:200

Plangrundlage: Geländeschnitt, Jung Generalunternehmung GmbH



Legende

- A** Boden
- B** künstliche Auffüllung
- C** Verlandungssedimente
- D1** Schwemmsedimente/Alluvionen (oberes Intervall)
- E1** Linthschotter
- D2** Schwemmsedimente/Alluvionen (unteres Intervall)
- E2** Sedimente Zürichseestadium, sandig-kiesig
- BS** Baggersondierung
- RS** Rammsondierung
- CPT** Drucksondierung
- Grundwasser
- Mittelwasserstand 422.50 m ü.M.

BS 1, Brunnerenstrasse 2, Niederurnen, 1:50

Koordinaten / Höhe OKT: 2'722'500 / 1'220'974; ca. 424.4 m ü.M.
Ausführung: Maschinenbetrieb Winteler AG, 18.02.2025
Geologische Aufnahme: Andri Degiacomi, MSc ETH Erdwissenschaften, magma AG, 18.02.2025

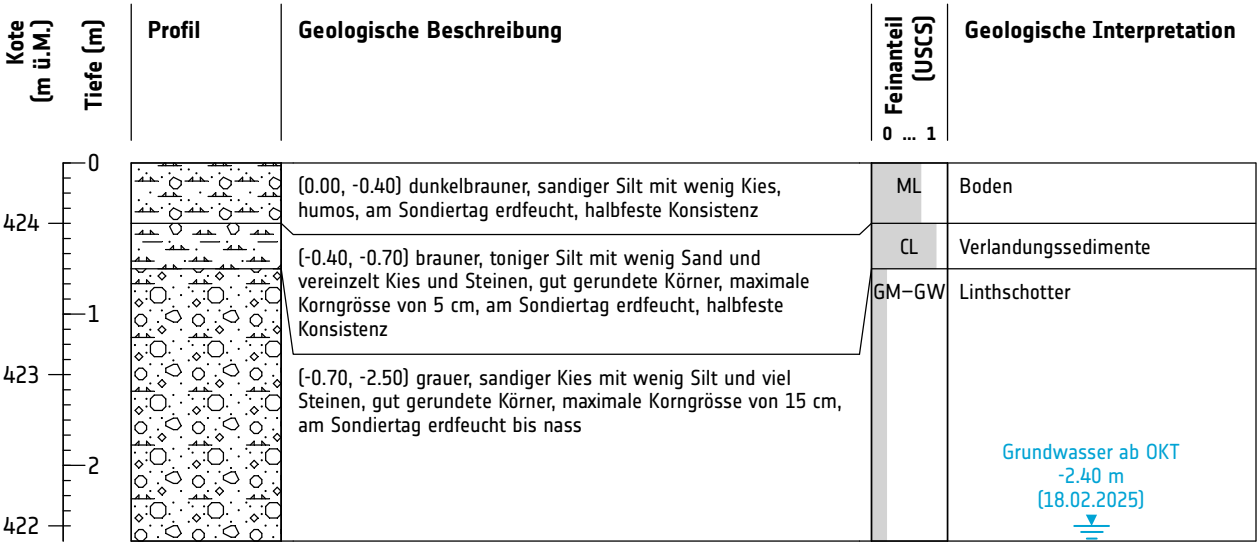


Foto: magma AG, 18.02.2025



BS 2, Brunnerstrasse 2, Niederurnen, 1:50

Koordinaten / Höhe OKT:

2'722'531 / 1'220'977; ca. 423.9 m ü.M.

Ausführung:

Maschinenbetrieb Winteler AG, 18.02.2025

Geologische Aufnahme:

Andri Degiacomi, MSc ETH Erdwissenschaften, magma AG, 18.02.2025

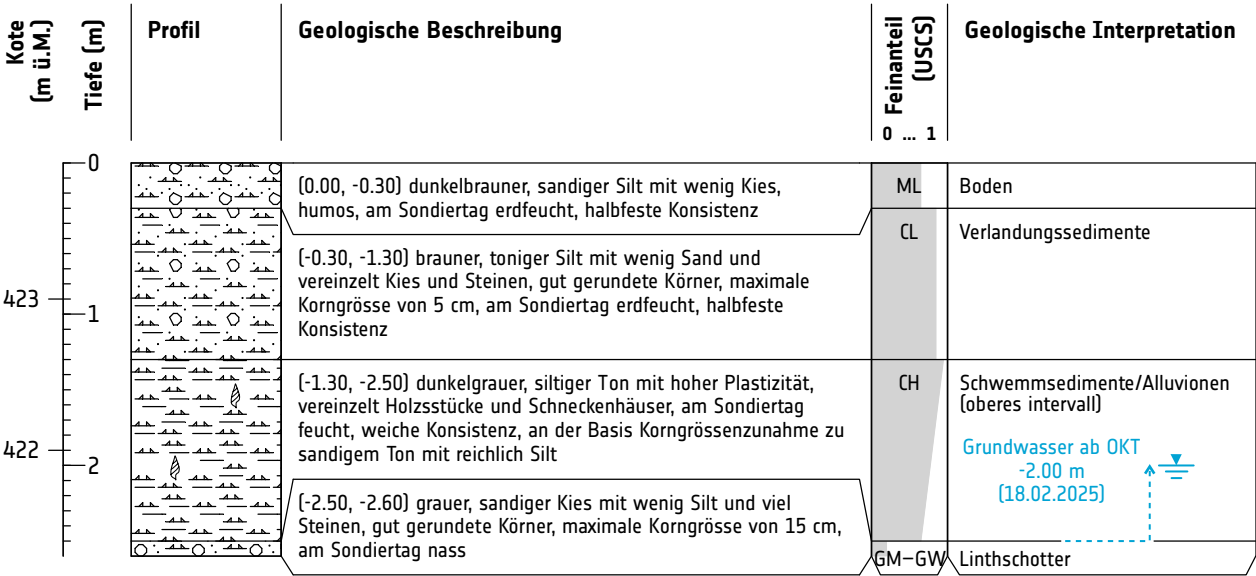


Foto: magma AG, 18.02.2025



BS 3, Brunnerstrasse 2, Niederurnen, 1:50

Koordinaten / Höhe OKT: 2'722'564 / 1'220'985; ca. 425.6 m ü.M.
Ausführung: Maschinenbetrieb Winteler AG, 18.02.2025
Geologische Aufnahme: Andri Degiacomi, MSc ETH Erdwissenschaften, magma AG, 18.02.2025

Kote (m ü.M.)	Tiefe (m)	Profil	Geologische Beschreibung	Feinanteil (USCS)	Geologische Interpretation
0	0		(0.00, -0.30) dunkelbrauner, sandiger Silt mit wenig Kies, humos, am Sondiertag erdfeucht, halbfeste Konsistenz	ML	Boden
425	1		(-0.30, -1.20) brauner und dunkelgrauer, siltiger und toniger Kies mit wenig Sand und einigen Steinen, kantengerundete bis bis gut gerundete Körner, maximale Korngrösse von 47 cm, am Sondiertag erdfeucht, Mischung aus Schotter, Verlandungs-sedimente, Schwemmsedimente / Alluvionen und Fremdmaterial. 0.3-0.9; vereinzelt Ziegelbruchstücke (Fremdmaterialanteil <1 %) 0.9-1.2: Ziegelbruchstücke (Fremdmaterialanteil ca. 50 %)	GM-ML	künstliche Auffüllung
424	2		(-1.20, -2.70) dunkelgrauer siltiger Ton mit hoher Plastizität, vereinzelt Holzstücke und Schneckenhäuser, am Sondiertag feucht, weiche Konsistenz	CH	Schwemmsedimente/Alluvionen (oberes Intervall)
423					



Foto: magma AG, 18.02.2025



BS 4, Brunnerenstrasse 2, Niederurnen, 1:50

Koordinaten / Höhe OKT: 2'722'558 / 1'220'952; ca. 425.6 m ü.M.
Ausführung: Maschinenbetrieb Winteler AG, 18.02.2025
Geologische Aufnahme: Andri Degiacomi, MSc ETH Erdwissenschaften, magma AG, 18.02.2025

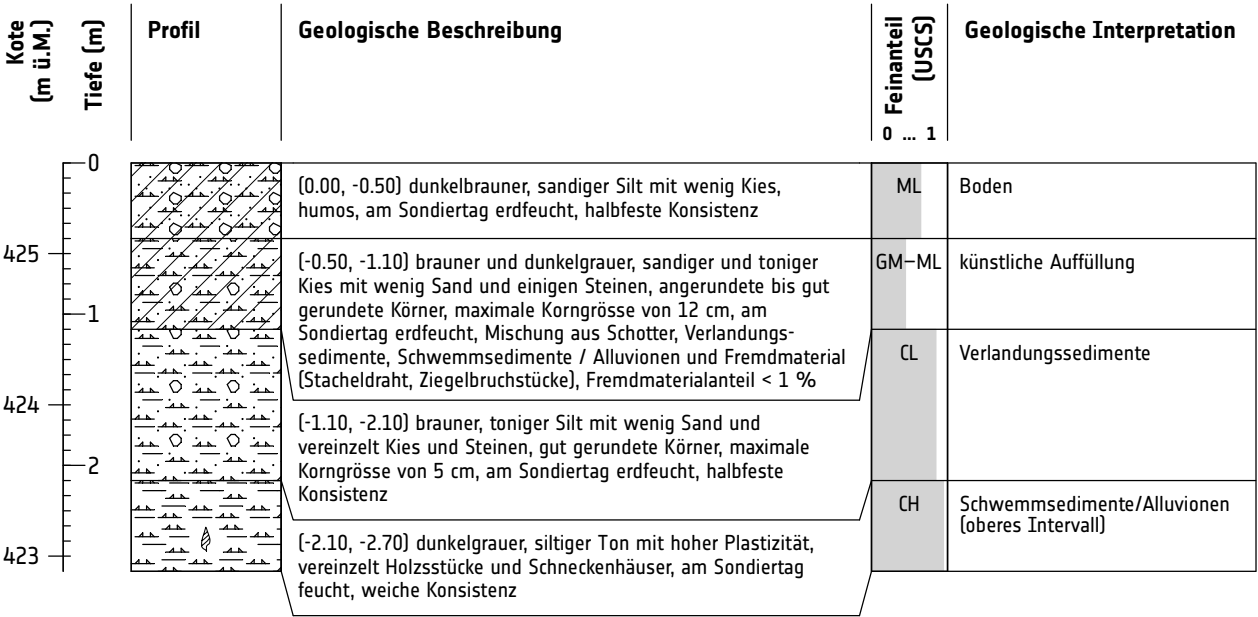


Foto: magma AG, 18.02.2025



BS 5, Brunnerstrasse 2, Niederurnen, 1:50

Koordinaten / Höhe OKT: 2'722'579 / 1'220'943; ca. 425.2 m ü.M.
Ausführung: Maschinenbetrieb Winteler AG, 18.02.2025
Geologische Aufnahme: Andri Degiacomi, MSc ETH Erdwissenschaften, magma AG, 18.02.2025

Kote (m ü.M.)	Tiefe (m)	Profil	Geologische Beschreibung	Feinanteil (USCS)	Geologische Interpretation
425	0		(0.00, -0.30) dunkelbrauner, sandiger Silt mit wenig Kies, humos, am Sondiertag erdfeucht, halbfeste Konsistenz	ML	Boden
				GM-ML	künstliche Auffüllung
424	1		(-0.30, -0.40) brauner und dunkelgrauer, sandiger und toniger Kies mit wenig Sand und einigen Steinen, angerundete bis gut gerundete Körner, maximale Korngrösse von 12 cm, am Sondiertag erdfeucht, Mischung aus Schotter, Verlandungs-sedimente und Schwemmsedimente / Alluvionen	CL	Verlandungssedimente
423	2		(-0.40, -2.20) brauner, toniger Silt mit wenig Sand und vereinzelt Kies und Steinen, gut gerundete Körner, maximale Korngrösse von 5 cm, am Sondiertag erdfeucht bis feucht, weiche Konsistenz		
	3		(-2.20, -3.00) dunkelgrauer, siltiger Ton mit hoher Plastizität, enthält Schilf, Schneckenhäuser und Dropstones (kantengerundet und maximal 6 cm Durchmesser), am Sondiertag feucht, weiche Konsistenz	CH	Schwemmsedimente/Alluvionen (oberes Intervall)



Foto: magma AG, 18.02.2025



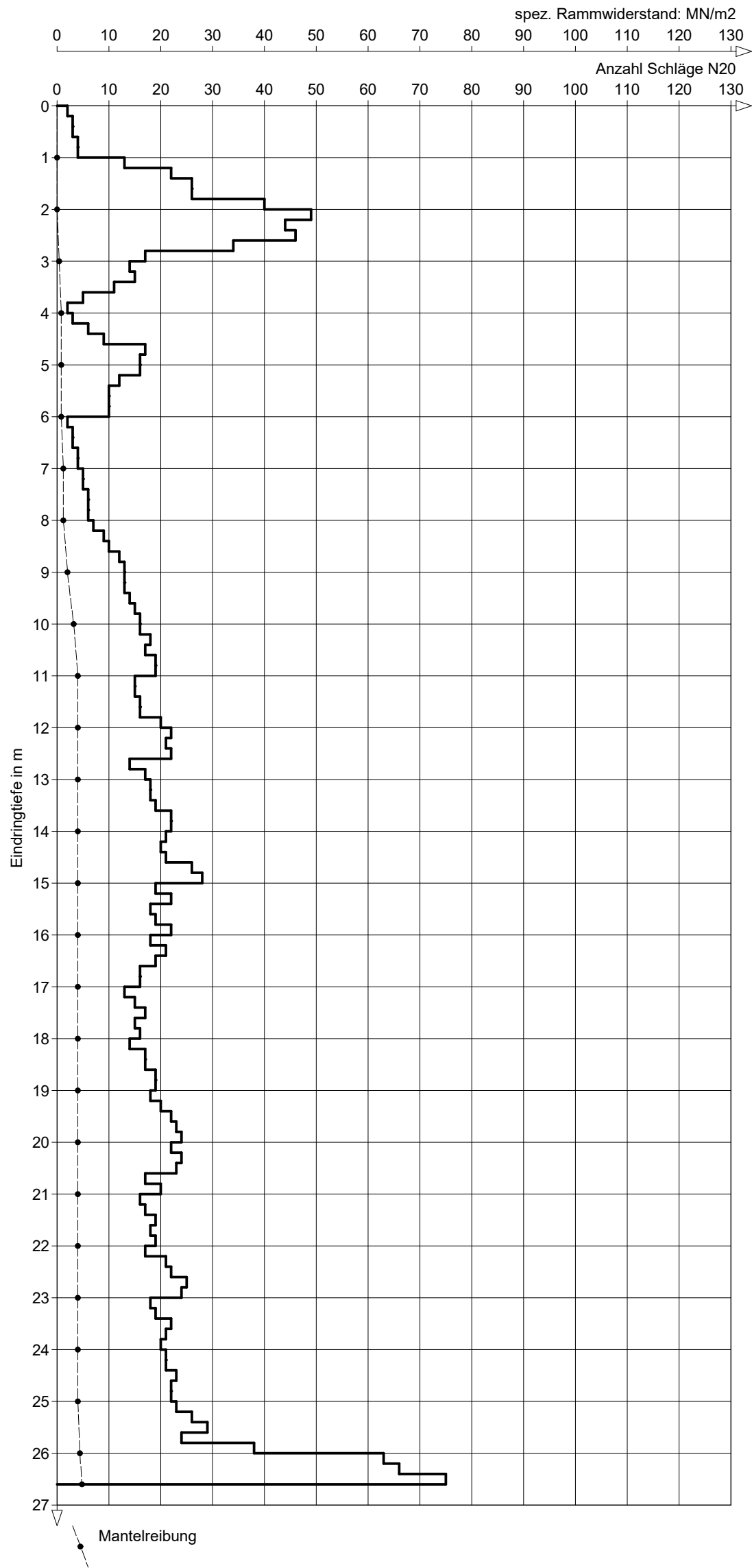
Profile der Rammsondierung

RS 1, 1:100, Geocontrol AG

 Dorfstrasse 25, 8332 Rumlikon ZH Tel. 044 362 18 74 / Fax 044 362 47 56 www.geocontrol.ch	Projekt : NB dreier MFH, Brunnenstr. 2, KTN350+1266, 8867 Niederurnen	
	Projektnr. : 25174	Koordinaten :
	Massstab : 1:100	Datum : 12.03.2025
	Ausführung : B. Hog	Auswertung : P. Bruhin
Schwere Rammsonde:		Ramm-Masse: 63.5 kg
		Fallhöhe: 0.50 m
		Spitzenoberfläche: 1590 mm2

Sondierung Nr.: 1

OKT



Endtiefe: 26.60m
Freie Länge: 1.46m
Wasser: kein Wasser in der freien Länge nach Gestängerrückzug

Bericht der Drucksondierungen

CPT 1 und CPT 3, Geoprofile GmbH

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNGEN

**NEUBAU DREIER MFH
KAT.-NR. 350 UND 1266
BRUNNERNSTRASSE 2
8867 NIEDERURNEN**

**Projekt Nr.: 60-3279
Bericht Nr.: 3279 / 1**

Geoprofile GmbH

**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNGEN
NEUBAU DREIER MFH
KAT.-NR. 350 UND 1266
BRUNNERNSTRASSE 2
8867 NIEDERURNEN**

Bauherrschaft	Jung Generalunternehmung GmbH
Auftraggeber	magma AG
Adresse	Josefstrasse 92 8005 Zürich Herr Andri Degiacomi
Referenz Nr. des Auftraggebers	25 156
Projekt Nr. Geoprofile GmbH	60-3279
Band	1 von 1
Vertraulichkeit	Verteilung des Berichts beschränkt auf vom Auftraggeber genehmigten Projektteilnehmer

Kurzbeschreibung

Die Bauherrschaft plant an der Brunnerstrasse 2 in 8867 Niederurnen den Neubau eines dreien Mehrfamilienhauses.

Zur erweiterten Abklärung der lokalen Baugrundverhältnisse wurde Geoprofile GmbH vom Auftraggeber beauftragt, 2 elektrische Drucksondierung bis in Tiefen von ca. 20 m abzuteufen.

Der vorliegende Bericht dokumentiert die folgenden Leistungen :

- Abteufen von 2 elektrischen Drucksondierungen mit einer Länge von insgesamt 20.59 m, inklusive Messung des Porenwasserüberdrucks (CPTU - DPSH 1 und CPTU - DPSH 2) ;
- Abteufen von 2 superschweren Rammsondierungen mit einer Länge von insgesamt 3.8 m (DPSH 1 – DPSH 2) ;
- Auswertung der Messdaten ;
- Geotechnische Interpretation der elektrischen Drucksondierungen und Herleitung von geotechnischen Kennwerten.

Feldarbeiten : 02. - 10. April 2025

Version	Datum	Beschreibung	Kontrolliert	Genehmigt
1	11.04.2025	Schlussbericht	kat	hjt

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 1:500

SITUATION MIT UNGEFÄHRER LAGE DER SONDIERSTELLEN

Neubau dreier MFH, Brunnenstrasse 2, 8867 Niederurnen

BEILAGE A
AUSFÜHRUNGSPRAXIS

INHALT

Beilage

Ausführungspraxis der elektrischen Drucksondierung

A1

TESTSTEUERUNG – PENETRATION

Generelle Testablauf :	Siehe Anhang 1, "Elektrische Drucksondierung (CPT)" (GEO/APP/001)
Vorbereitungsphase :	– 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 :	– 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
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 :	– 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: 0.875

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 - DPSH 1

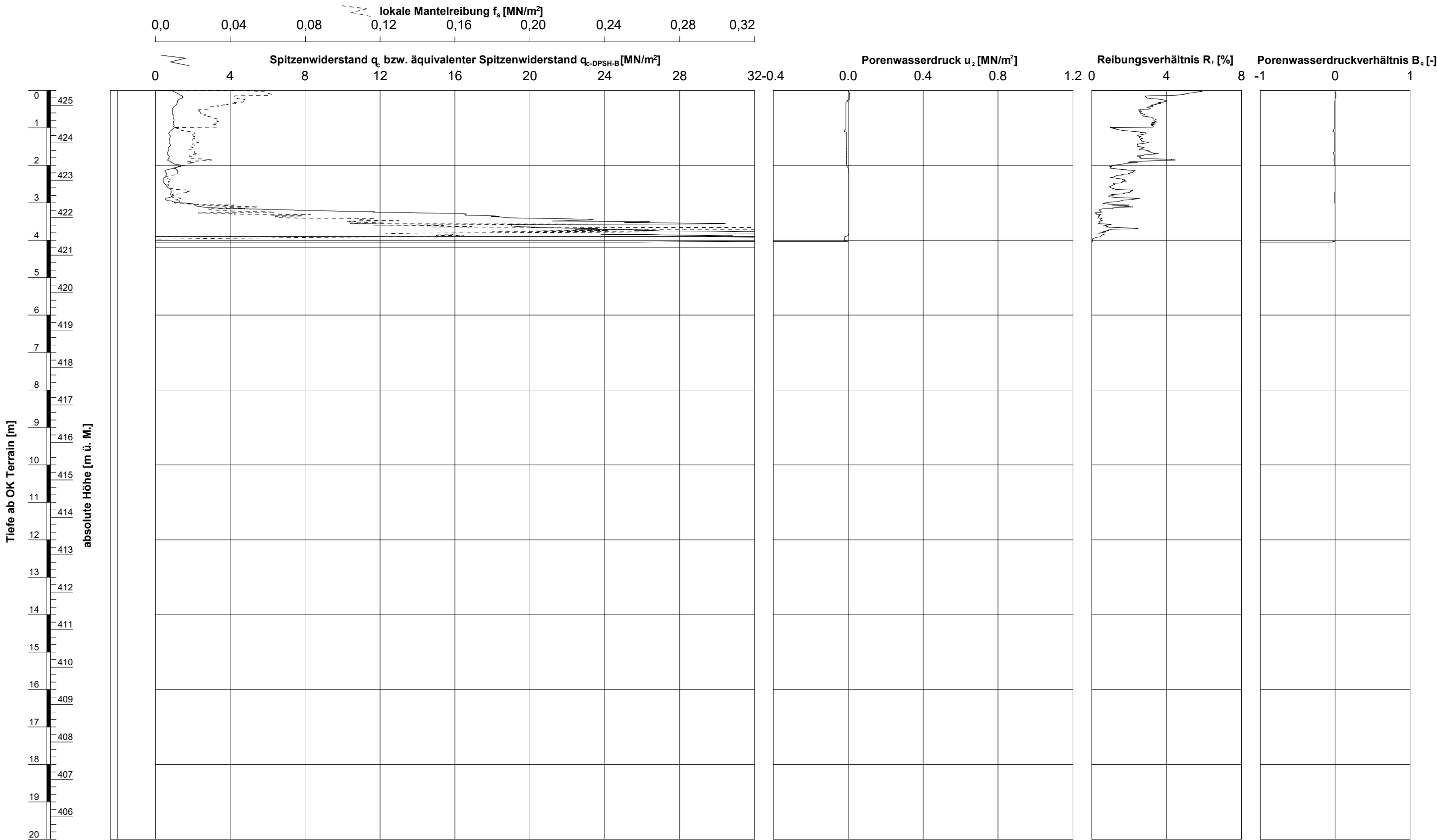
B1

Elektrische Drucksondierung CPTU - DPSH 2

B2

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 07.04.2025 kontrolliert: Hendrik Tuerter

GeODin-System / %FILENAME\$ / 11.04.2025/11:25:58



Ausführungsdatum : 02.04.2025 Koordinaten : 2722579.53 m O Messsonde : DP15-CFTPxy
Ansatzpunkt : 425.40 m ü. M. 1220960.19 m N Spitzenquerschnitt: 15 cm²
Wasser : m ab OK Terrain

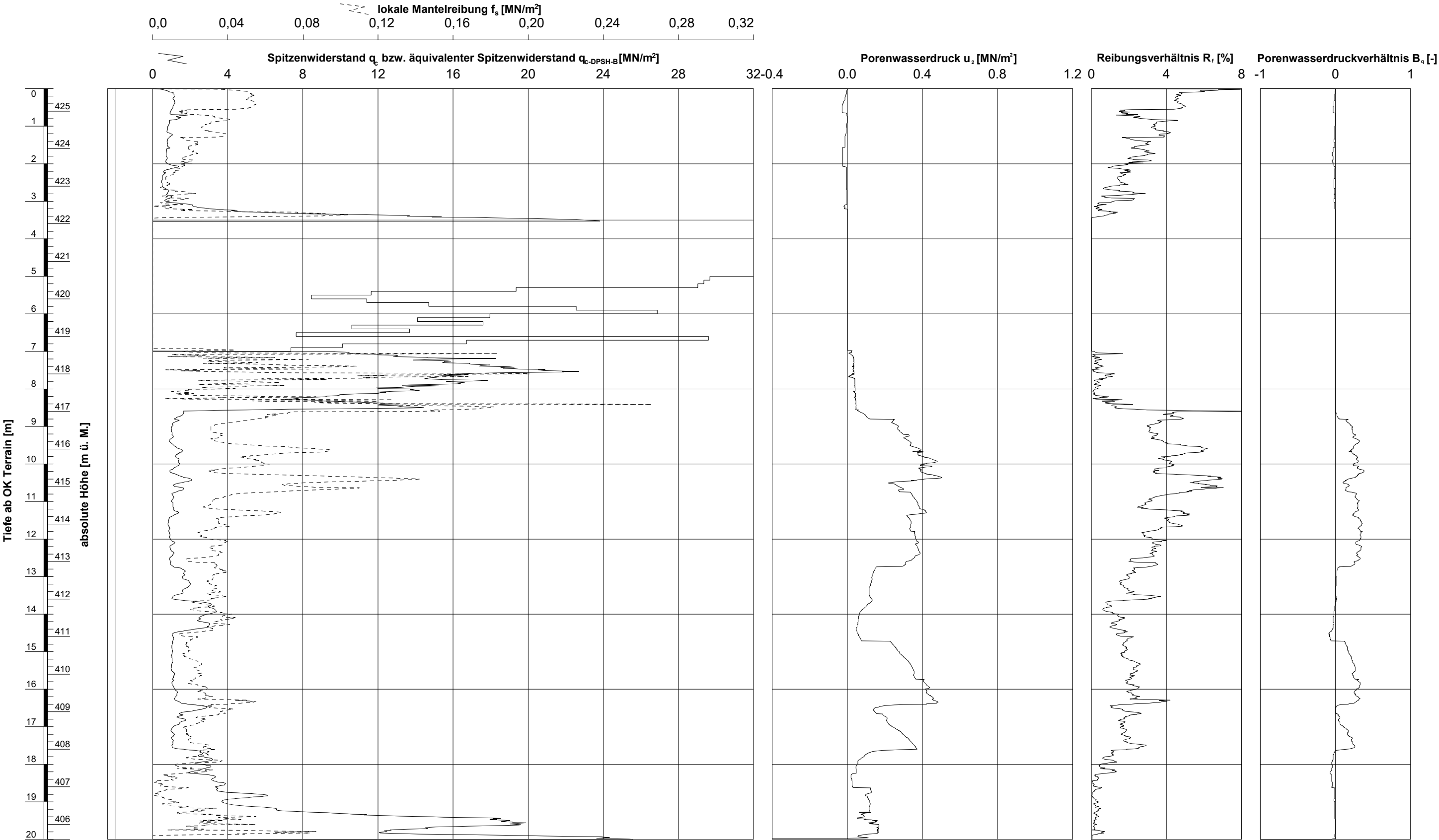
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten

Sondierung: CPTU - DPSH 1

Neubau dreier MFH, Brunnenstrasse 2, Kat.-Nr. 350 und 1266, 8867 Niederurnen

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 07.04.2025 kontrolliert: Hendrik Tuerter

GeODin-System / %FILENAME\$ / 11.04.2025/11:07:53



Ausführungsdatum : 10.04.2025 Koordinaten : 2722566.63 m O Messsonde : DP15-CFTPxy
Ansatzpunkt : 425.60 m ü. M. 1220985.14 m N Spitzenquerschnitt: 15 cm²
Wasser : m ab OK Terrain

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten

Sondierung: CPTU - DPSH 2

Neubau dreier MFH, Brunnenstrasse 2, Kat.-Nr. 350 und 1266, 8867 Niederurnen

BEILAGE C
SUPERSCHWERE RAMMSONDIERUNG – MESSDATEN

INHALT

Beilage

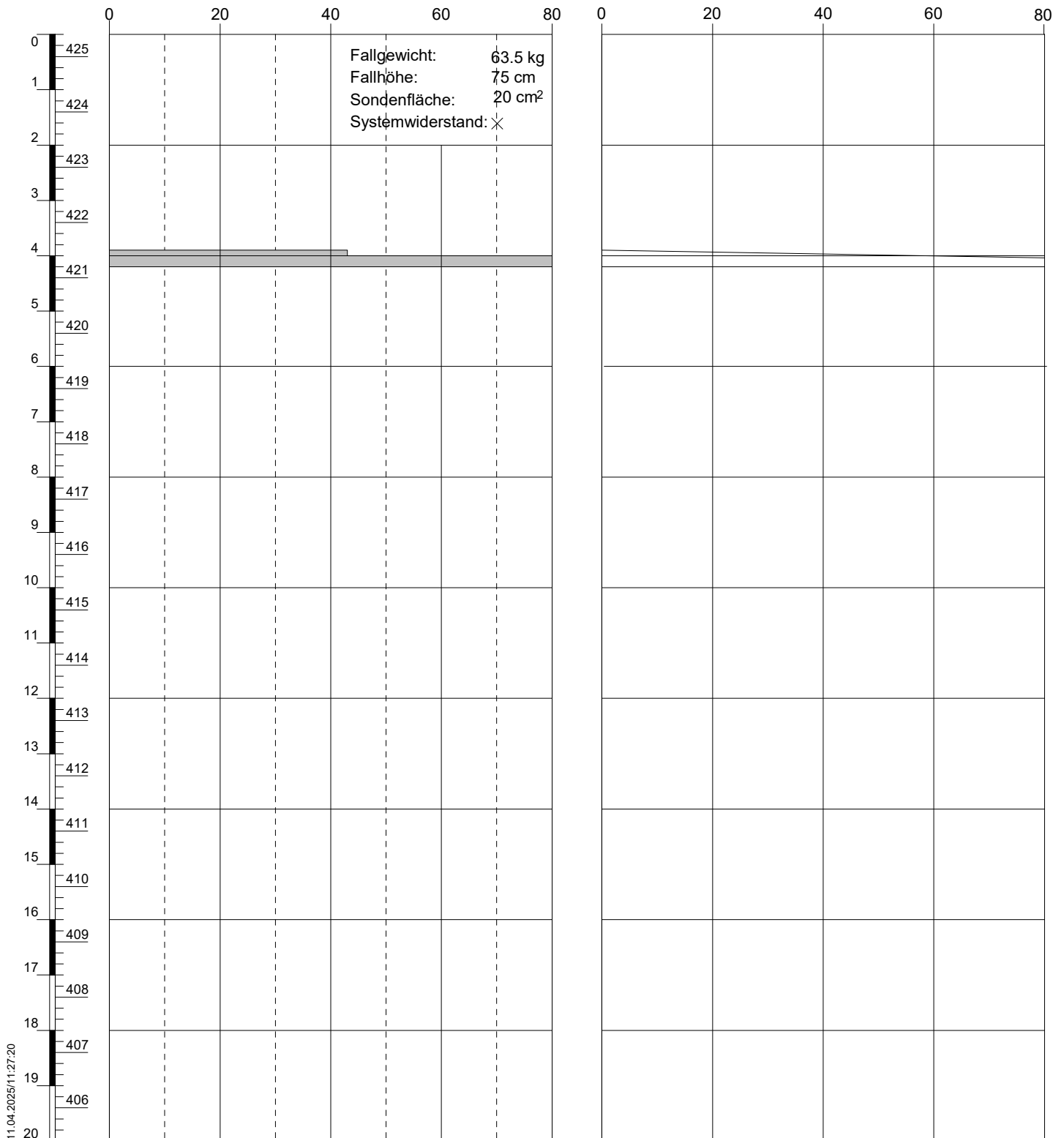
Superschwere Rammsondierung DPSH 1
Superschwere Rammsondierung DPSH 2

C1
C2

Schlagzahl pro 10 cm Eindringung [-]

dynamischer Spitzenwiderstand q_d [MN/m²]

gezeichnet: Marynelle Duran Datum: 07.04.2025 kontrolliert: Hendrik Tuentler



Ausführungsdatum: 02.04.2025
Ansatzpunkt: 425.40 m ü.M.

Koordinaten: 2722579.53 m O
1220960.19 m N

Sondierung: DPSH 1

RAMMPROTOKOLL

Rammsondierung gemäss EN 22476-2:2005

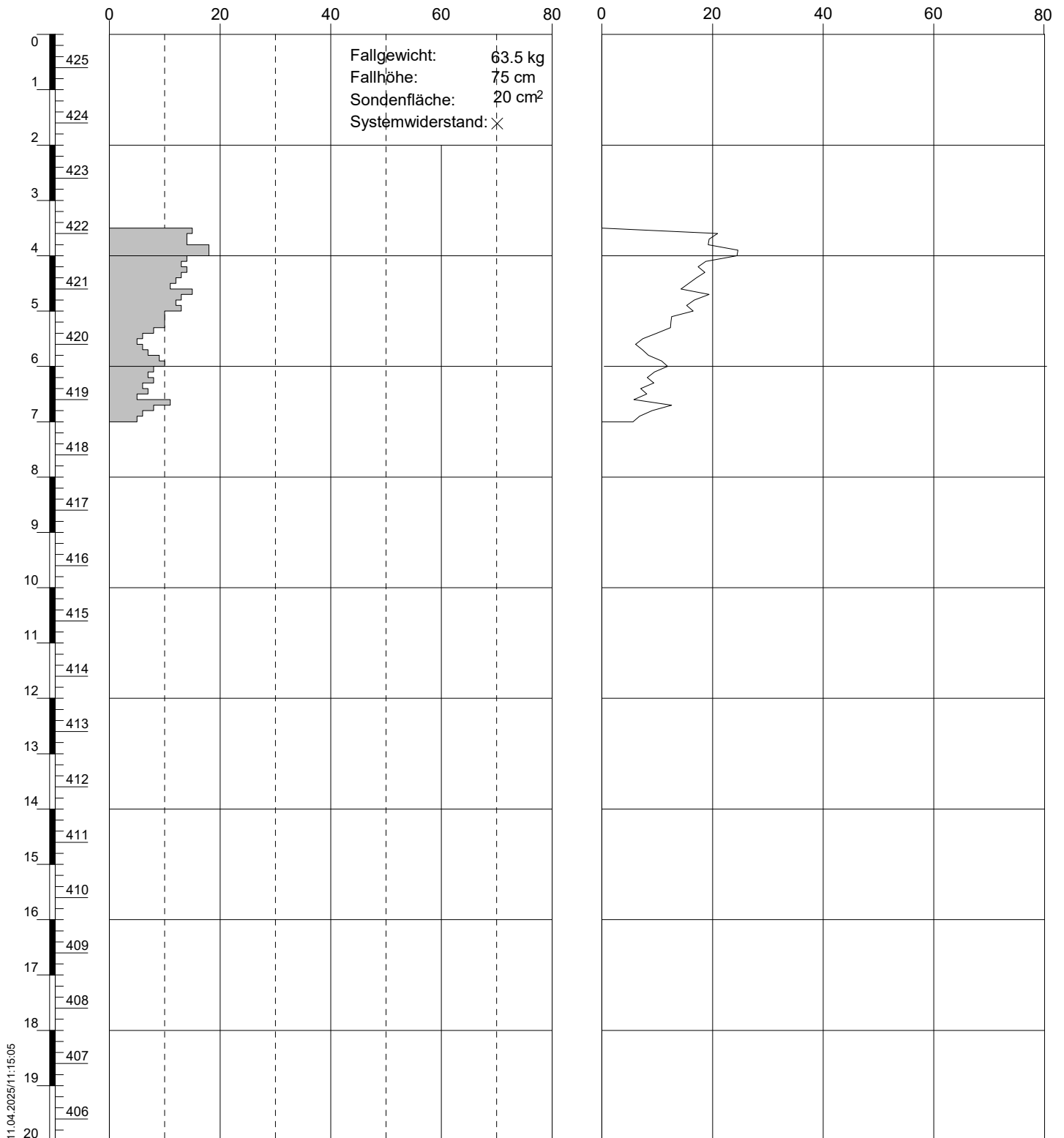
Neubau dreier MFH, Brunnenstrasse 2, Kat.-Nr. 350 und 1266, 8867 Niederurnen

GeODIn-System / \$%FILENAME\$ / 11.04.2025/11:27:20

Schlagzahl pro 10 cm Eindringung [-]

dynamischer Spitzenwiderstand q_d [MN/m²]

gezeichnet: Marynelle Duran Datum: 07.04.2025 kontrolliert: Hendrik Tuentler



Ausführungsdatum: 10.04.2025
Ansatzpunkt: 425.60 m ü.M.

Koordinaten: 2722566.63 m O
1220985.14 m N

Sondierung: DPSH 2

RAMMPROTOKOLL

Rammsondierung gemäss EN 22476-2:2005

Neubau dreier MFH, Brunnenstrasse 2, Kat.-Nr. 350 und 1266, 8867 Niederurnen

GeODIn-System / %FILENAME% / 11.04.2025/11:15:05

BEILAGE D
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG – INTERPRETATION

INHALT

Beilage

Elektrische Drucksondierung CPTU - DPSH 1

D1

Elektrische Drucksondierung CPTU - DPSH 2

D2

- +

undrainierte Scherfestigkeit s_u [kN/m²]

○

Sensitivität S_t [-]
- ×

effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]

·

effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △

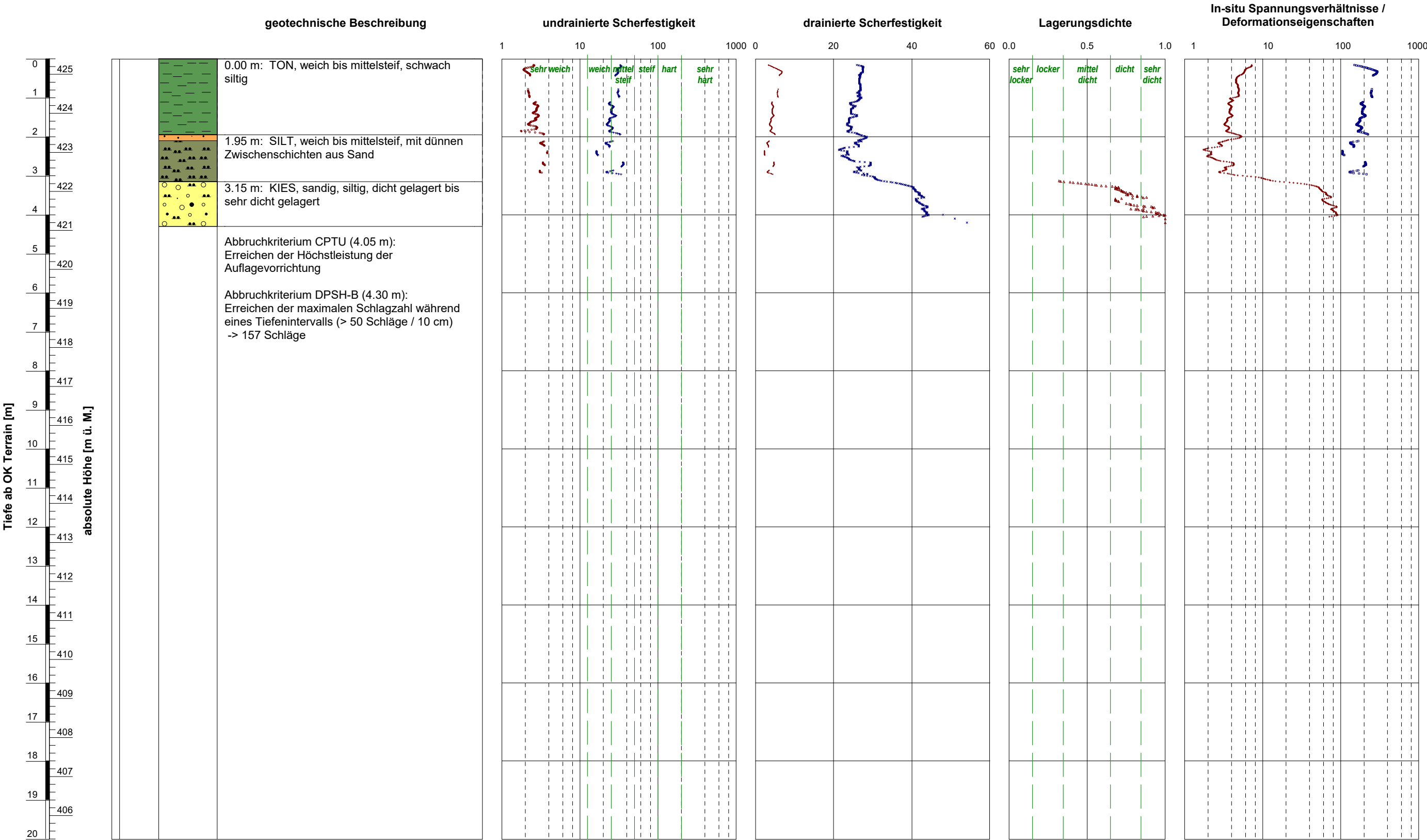
bezogene Lagerungsdichte I_D [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ'_p [kN/m²]

+

oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: $M_{E,1}$ bzw. E_u) [MN/m²]

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 07.04.2025 kontrolliert: Hendrik Tuerker

GeODin-System / \$%FILENAME\$ / 11.04.2025/11:30:29



Ausführungsdatum : 02.04.2025 Koordinaten: 2722579.53 m O
Ansatzpunkt : 425.40 m ü. M. 1220960.19 m N

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Interpretierte geotechnische Erwartungswerte
Neubau dreier MFH, Brunnenstrasse 2, Kat.-Nr. 350 und 1266, 8867 Niederurnen

Sondierung: CPTU - DPSH 1

- +

undrainierte Scherfestigkeit s_u [kN/m²]

○

Sensitivität S_t [-]
- ×

effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]

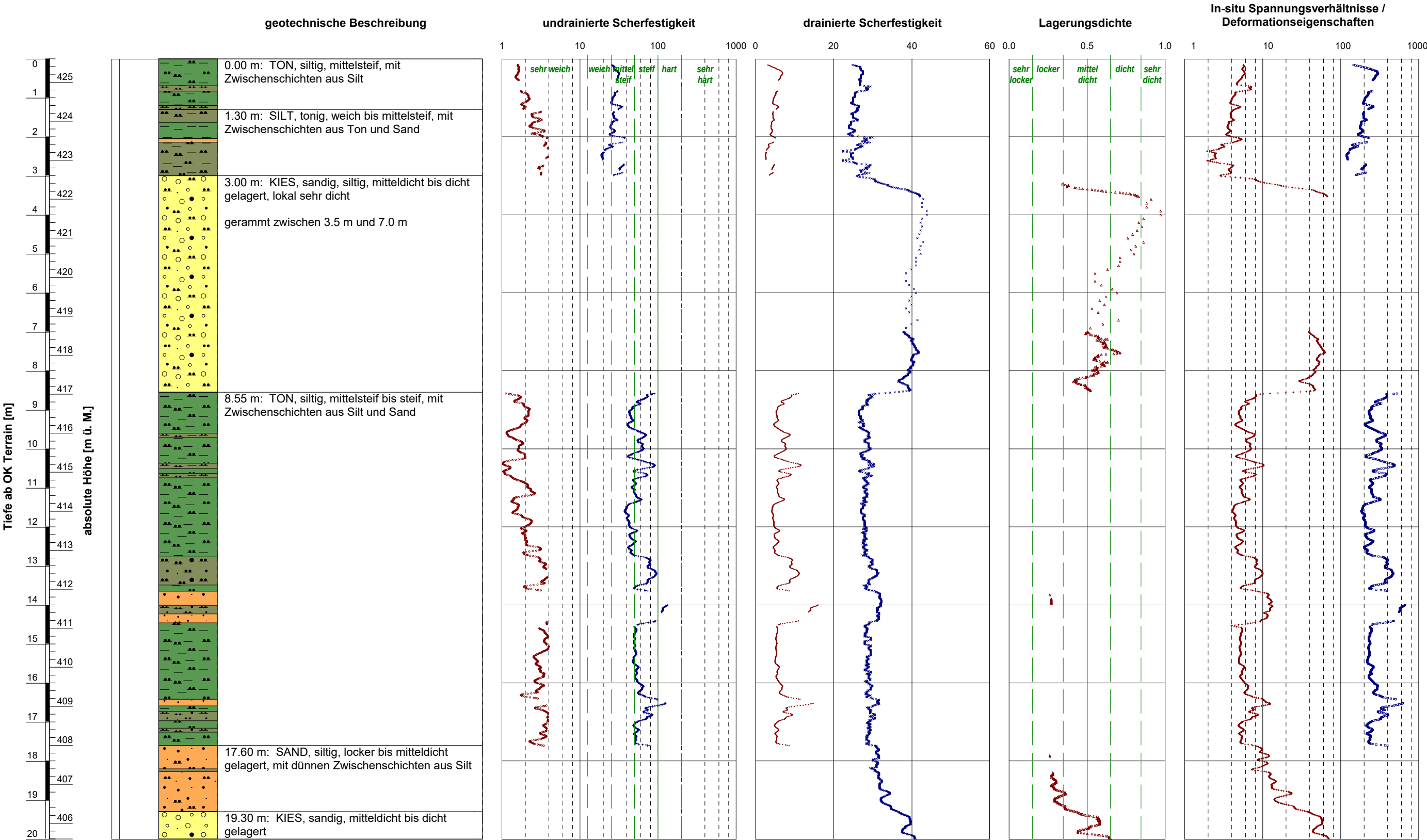
·

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]



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 Erdruchedruck 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):

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

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

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_0 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):

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

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
$1.2 + 0.05 \cdot \log(t/100)$
≈ 1.3 für Sande, welche nach der letzten Eiszeit abgelagert wurden | (t in Jahren) |

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:

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

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):

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

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):

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

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):

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

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_o - 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 Querschnittsfläche 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		Fall- gewicht [kg]	Fall- höhe [m]	Mess- intervall [cm]	Ramm- energie [J]	Spez. Ramm- energie [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)

Smoltczyk, 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)