



**Ingenieurgemeinschaft
für Umweltanalytik
Büro A. Szabady**
Talstraße 16
D-73547 Lorch-Weitmars
Tel. (0 71 72) 60 35
Fax (0 71 72) 48 36
e-mail: info@igu-szabady.de

UNTERSUCHUNGSBERICHT Baugrundsituation Geothermepark Krailling, Flurstück 61

Auftraggeber:

Silenos Energy Geothermie Gauting
Interkommunal GmbH & Co. KG
Siegburger Straße 241
50679 Köln
zusammen mit ASTO Ecopark

Gutachter:

Ingenieurgemeinschaft für Umweltanalytik
Büro A. Szabady
Talstraße 16
73547 Lorch-Weitmars

Bearbeitung:

Andreas Szabady, Dipl.-Geol.
Christian Szabady, M.Sc. Umwelttechnik/Geo
Gordan Sredl, Dipl.-Geol.

Projekt-Nr. 2023182

Stand: 15.12.2023

INHALTSVERZEICHNIS

A. Verzeichnis des Textteils

	Seite
1. Veranlassung	1
2. Geologische Situation	2
3. Hydrogeologie	4
4. Bislang vorgefundene Baugrundsituation	5
4.1 Grundlagen der Rammsondierungen	6
5. Bodenmechanische Kennwerte	8
6. Gründungsvarianten	9
6.1 Raster von Einzelfundamenten	9
6.2 Tiefengründungen im Bereich des abtauchenden Gründungshorizontes	10
7. Diskussion	15
8. Grundwasser und Durchlässigkeiten	16

B. Verzeichnis der Anlagen

Anlage 1	Übersichtslagepläne
Anlage 2	Übersichtslageplan Aufschlussstellen
Anlage 3	Sondierergebnisse RS 1 bis 12
Anlage 4	Geologischer Schnitt
Anlage 5	Setzungsberechnungen exemplarisch

1. Veranlassung

Die Silenos Energy GmbH plant zusammen mit ASTO Ecopark die Herstellung von 4 Tiefbohrungen, um die tiefe Erdwärme zu nutzen. Der Standort liegt östlich des Flugplatzareals Oberpfaffenhofen in einem Gelände mit der Flurstücks-Nr. 61. Der Bohrplatz soll im Wald errichtet werden. Der Auftrag zur Durchführung der Baugrunduntersuchung erfolgte vertraglich am 13.11.2023 auf der Grundlage unseres Angebotes vom 28. September 2023 mit der Erklärung vom 14.11.2023. Die entsprechende Sondier- und Bohrgenehmigung wurde behördlicherseits durch das Genehmigungsschreiben vom 20.11.2023 erteilt.



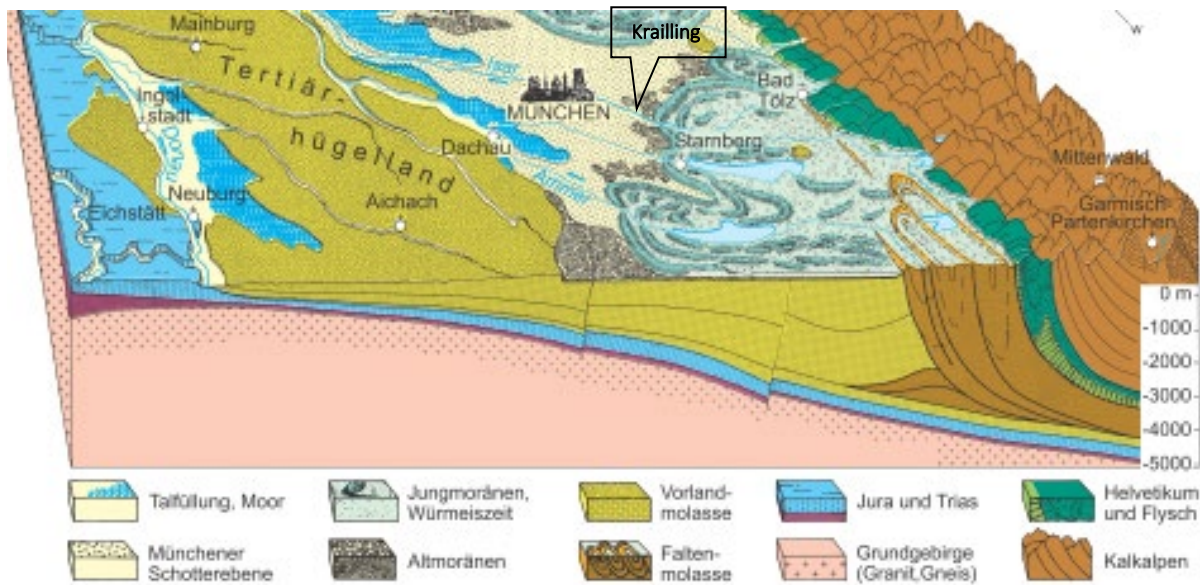
2. Geologische Situation

Das, aus dem Französischen abgeleitete Wort Molasse (bedeutet französisch weich) beschreibt die Sedimente des Molassebeckens als unverfestigtes, heterogen abgelagertes, gemischtkörniges Material, bestehend aus Sanden, Mergel und Konglomerate aus Kies mit Feinsand und Schluff und Kalksteine.

Die Auffüllung der Molasse erfolgte vom unteren Oligozen bis ins obere Miozen über ca. 25 Mio. Jahre und ging einher mit der Subsidenz und Gebirgsbildung und damit verbundenen Meeresspiegelschwankungen. Die Zufuhr der Sedimente erfolgte aus dem südlich aufsteigenden Alpenraum, so dass über die Millionen Jahre hinweg die Molasse eine Mächtigkeit bis zu 5 km erreicht.

Um den Aufbau von Molassematerialien zu verstehen, ist die Erkenntnis wichtig, dass die Sedimente der Molasse aus radialen und axialen Schüttungen entstanden sind. So finden sich als radiale Schüttung mächtige Konglomerate und Kalk- sowie Sandsteine am Alpenrand, wohingegen zum Münchner Raum nördlich axiale Schüttungen aus steinigen Kiesen, Sanden und Feinsanden vorherrschen.

Der Untersuchungsraum liegt in der jungmoränen Landschaft der letzten Eiszeiten, der Würm- und Rißeiszeit. Bei den Ablagerungen entstanden heterogene Sedimentformationen, die sich oberflächlich aus einem überwiegenden Anteil schluffhaltiger Kiese und Schotter zusammensetzen. Die rolligen Kies- und Schotterböden zeigen, unterschiedlich stark mit Schluff und Feinsand zersetzte Porenräume, so dass die Bodentragfähigkeit und die Wasserdurchlässigkeit kleinräumig stark schwanken können.

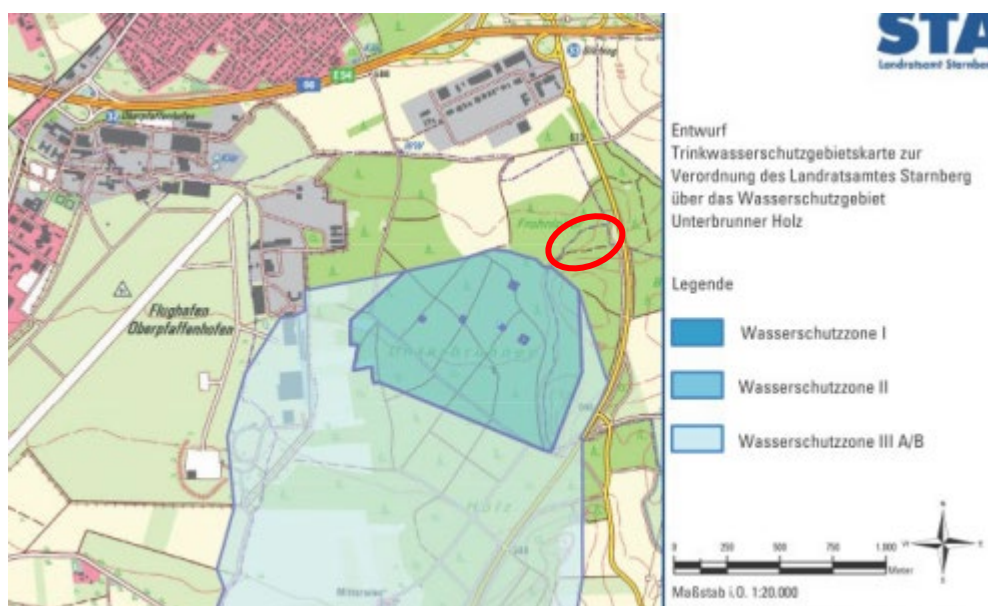


Aus verschiedenen Bohrungen westlich des Untersuchungsraumes und aus Brunnenbohrungen in westlicher Nähe des Standortes sind Stillwasserablagerungen, die sich linsenförmig über mehrere Quadratmeter flächig erstrecken, bekannt.



3. Hydrogeologie

Das erste, obere Grundwasserstockwerk befindet sich in den quartären, Würm eiszeitlichen Grobkies- und Schotterablagerungen mit mehreren 10er-Metern Aquifärmächtigkeit. Der Flurabstand (Grundwasserstand) ist, aufgrund der Brunnen im westlich angrenzenden Wasserschutzgebiet am Geothermieplatzstandort mit ca. 20 bis 25 m unter GOK bekannt.



Objekt-ID:	7933BG015306
Gemeinde:	Gauting (Starnberg)
TK25-Nr:	7933
TK25-Name:	Weßling
Bohransatzhöhe [m NN]:	579.25
Endteufe [m]:	34.00
Bohrungsjahr:	2001
Hauptbohrverfahren:	Bohrverfahren nicht bekannt

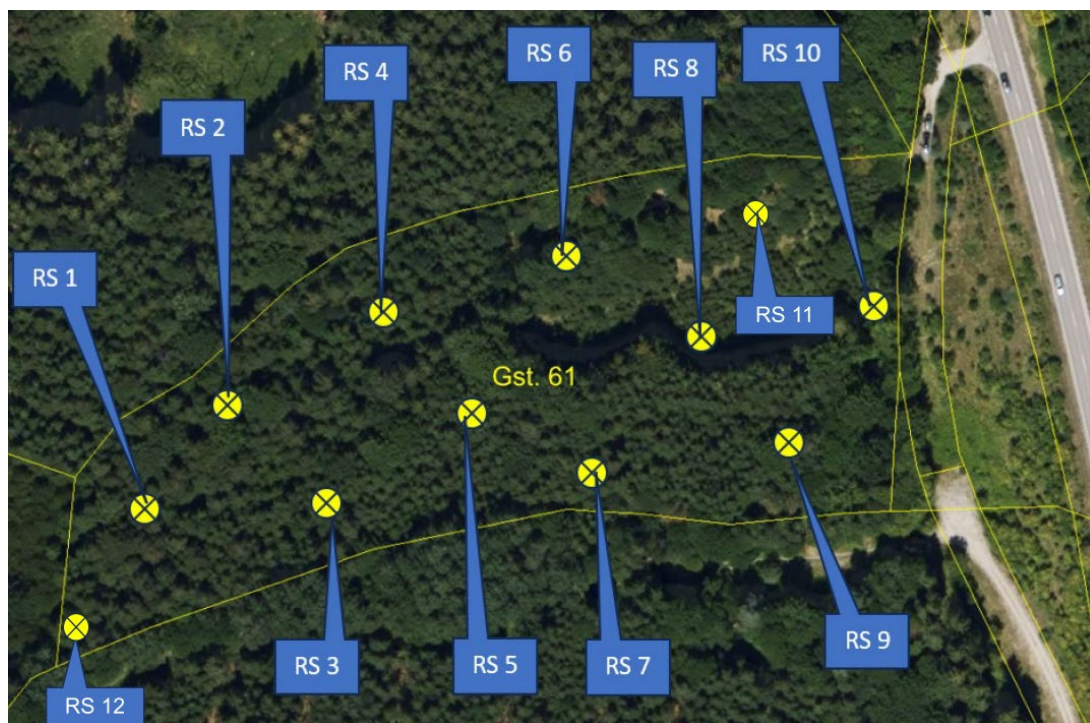
Grundwasserdaten

Grundwasser erreicht:	Ja
Ruhewasserspiegel [m u. AP]:	22.69

Die Grundwasserfließrichtung ist ungestört nach Nord-Nordosten gerichtet. Durch die vorhandenen Grundwasserbrunnen des Zweckverbandes Starnberg und des Brunnens Nr. 3 der Gemeinde Gilching und Germering dürfte jedoch ein mehrere 100 m breiter Absenkrichter vorhanden sein, der die Isohypsen nach Westen ablenkt.

4. Vorgefundene Baugrundsituation

Der Baugrund wurde Auftrag gemäß auf seine Tragfähigkeiten und Bodenzusammensetzung mittels schwerer Rammsondierungen RS (DPH) und Schuppen-Probenahmen untersucht. Im überplanten Baufenster wurden insgesamt 12 Rammsondierungen niedergebracht.



Es zeigen sich weich bis steife, geringmächtige, bindige Deckschicht mit ca. 1,0 bis 1,5 m. Im Westen beginnt darunter eine dichte Schotteroberfläche. Nach Osten hin fällt die gut tragfähige Schotteroberfläche ab und es steht ein zunehmend mächtig werdender, locker bis sehr locker gelagerter Boden, der Schlagzahlen von 2 bis 4 Schlägen bis zu – 4,0 m aufzeigt, gefolgt von einer lockeren Lagerungsdichte mit Schlagzahlen zwischen 4 und 6 bis in eine Tiefe von ca. 5,0 m. Es folgt eine ca. 60 cm grobkiesige, schluffige Schicht bis -6,40 m unter GOK. Schließlich folgt ein abrupter Wechsel ab ca. 6,70 m bzw. 6,80 m unter GOK in dicht gelagerten Schotterablagerungen mit Schlagzahlen zwischen 35 und 45. Die Schlagzahlen nehmen mit der Tiefe kontinuierlich bis zu 60 Schläge zu. Der Grundwasserspiegel wurde bei einer Sondiertiefe bis 18 m unter GOK nicht erreicht.

4.1 Grundlagen der Rammsondierungen

Im Vorfeld der Bodenaufschlussarbeiten wurde das Gelände zusammen mit der Forstverwaltung begutachtet und die Aufschlusspunkte festgelegt. Insgesamt wurden 12 Rammsondierungen mit der schweren Rammsonde DPH A15 bis auf eine maximale Tiefe von einmal 18,0 m u. GOK niedergebracht.

Die Interpretation der Rammsondierungsergebnisse richtet sich nach der Schlagzahl je 10 cm Eindringtiefe (N_{10}).

Schlagzahl N30 (SPT)	0 bis 2	> 2 bis 6	> 6 bis 10	> 10 bis 15	> 15 bis 30	> 30
Konsistenz	breiig	weich	weich-steif	steif	halbfest	fest
N10 (DPH A15)	0 – 2	3 – 6	7 – 9	10 – 15	15 – 30	> 30
D	> 0,080	0,080 – 0,2441	0,15 – 0,2	0,2441 – 0,3528	> 0,3528	
ID	0,0267 – 0,1224	0,1224 – 0,2879	0,15 – 0,22	0,2879 – 0,3977	> 0,3977	
Es (MN/m ²)		4 – 6	6 – 9	10 – 24	25 – 30	30 – 60
Entspr. EV2 empirisch		5	15	20 – 30	30 – 50	> 50

Vergleich zwischen den Schlagzahlen der schweren Rammsonde (DPH A15) und denen des Standard Penetration Tests (SPT) bei leichtplastischem und mittelpplastischem Boden.

Schlagzahlen bis 9 stellen einen locker gelagerten bzw. nur weich bis steifen Untergrund dar. Böden mit Schlagzahlen < 6 sind der Bodenklasse II zuzuordnen.

Die Nutrammkernbohrungen erbringen ansprechbare Bodenprofile, aus denen Proben für die Untersuchung im bodenmechanischen Labor gewonnen werden können. Mit den bodenmechanischen Laborergebnissen können Bodenkennwerte für die Bemessung der Gründung und eventuell notwendiger Verbaumaßnahmen ermittelt werden. Die Ergebnisse sind in der Anlage 2 Bodenaufschlüsse und unter Punkt 5. Bodenmechanische Kennwerte wiedergegeben.

Die Rammkern- und Rammsondierprofile wurden in die geologische Beschreibung mit eingearbeitet.

[illegible]

5. Bodenmechanische Kennwerte

Bodenproben	Kies stark feinsandig, schluffig 0,2 bis – 1,5 m in RS 10 bis – 3,9	Kies leicht grob- sandig, schluffig in Linsen 1,5 bis 6,7 m	Schotter grob leicht schluffig nur leicht sandig ab 1,6 bzw. 6,8 m
Nat. WG in Vol. %		-	-
Wassergeh. Ausrollgr. Wassergeh. Fliesgr.		-	-
Plastizitätszahl		-	-
Konsistenzzahl		-	-
Zustandsform	Locker	mitteldicht-locker gelagert	dicht ab – 7 m sehr dicht
Bodenart	G, fs, u	GU	GW
Bodenklasse	4	4	4 – 5
Wichte des Bodens: über Wasser kN/m ³ unter Wasser kN/m ³	20 10	21 11	20,5 10,5
Reibungswinkel °Grad	32	35	48
Kohäsion cal c' kN/m ³ Kohäsion cal cu kN/m ³	1 2	1 - 2 2 – 3	0 0
zulässiger Böschungswinkel nach Tayler/Fellenius in ° bei Böschungshöhen bis 3,0 m		50 - 60	60
zulässige Bodenpressung in KN/m ² bei 0,5 m Einbindung	120 - 140	265 - 285	340 - 370
Sigma Rd	168 - 196	371 - 399	476 - 518
Steifemodul E _s MN/m ²	60	80	> 200
Bettungsmodul in MN/m ³ für Einzelpfähle K _{sh} ≈ E _s /1 für D ≥ 1,0 m K _{sh} ≈ E _s /d für D ≤ 1,0 m Angaben für d = 0,5 m			25 bis 30
Bruchwert der Mantelreibung T _{mf} in MN/m ²		0,04 bis 0,06	0,22 bis 0,30
Bruchwert für den Pfahlspit- zenwiderstand Sigma _{st} s/D = 0,02 in MN/m ²			1,4 bis 2,2*
			*= Probelastung notwendig

6. Gründungsvarianten

6.1 Raster von Einzelfundamenten

Die sehr lockeren, lehmigen Kiese (bis ca. -1,5 m im West) sind aufgrund des erfüllten Poren-raumes mit Schluff und Feindsand (bzw. z. T. vom Schluff gesprengter Poren-raum) setzungsempfindlich mit nur geringer Tragfähigkeit, werden jedoch sowieso im Zuge der Baufeldvorbereitung und zur Erstellung der „Bohrplattform“ zum Größten Teil abgetragen. Nach Osten hin taucht der Schotter(Kies-)horizont ab und die lockeren Deckschichten nehmen zu. Eine Gründung in den glazialen Schottern müsste am Ostrand des Untersuchungsraumes ca. 6,5 m tief auf Einzelfundamenten in dichten bis sehr dichten Kiesen je nach Bohrturmfuß, die Einbindetiefen liegen bei mindestens 0,6 m, bezogen auf UK – Betonbodenplatte.

Die zulässige, mittlere Bodenpressung liegt bei dem dicht gelagerten, schwach schluffigen, bis zu stark sandigem Kies (GW bis GE) 365 kN/m². Grundsätzlich kann eine „Bodenplatte“ im vorliegenden Fall auf ein Raster von Einzelfundamenten gegründet werden. Bei Einzelfundamenten kann die zulässige Bodenpressung um 15 % erhöht werden wenn der Fundamenteabstand > 2,5 Fundamentbreite (beachte Grundbruch DIN 4017) beträgt.

Der Geologe hat die Fundamentsohlen auf die anstehende Tragfähigkeit anzusprechen.

Bei der Fundamentbemessung ist zu berücksichtigen, dass eine außermittige Belastung nach Möglichkeit nicht entstehen soll. Sind solche außermittigen Belastungen nicht zu vermeiden, so sollte nochmals mit dem Geologen hinsichtlich der Auslegung von Kantenpressungen Rücksprache gehalten werden.

Da im Bereich der trockenen Kiese und Schotter die Fundamentgrubenwand nicht senkrecht stehen bleiben, sind die Fundamentgruben anzuböschten und unmittelbar

nach Aushub mit Beton zu verfüllen; mit Mehrmengen an Fundamentbeton ist zu rechnen.

Die **exemplarischen Setzungsberechnungen** haben für eine Plattengründung mit 20 x 45 m Länge mit Aufsetzen auf den dichten Kiese bzw. auf eine Bodenaustauschschicht gleicher Güte wie der dichte Kies (z.B. Kft-Material) bei einer Flächenlast von **500 KN/m² eine Setzung von 2,15 cm ergeben**. 50% der Setzungen klingen meist bereits in der Bauphase als Primärsetzung ab, so dass die restliche Langzeitsetzung von ca. 1,0 cm vernachlässigt werden kann.

Die **exemplarischen Setzungsberechnungen** für ein Einzelfundament mit 1,6 x 1,6 m Fläche und 0,5 m Einbindung im dichten Kies haben bei 900 KN Last eine Setzung von 0,85 cm ergeben. Die Primärsetzung von 50% der Gesamtsetzungen klingen bereits in der Bauphase ab, so dass die restliche Setzung von ca. 0,4 cm (vorbehaltlich der Diskussion mit dem Statiker) unschädlich für den Bohrturm sein dürfte.

6.2 Tiefengründungen im Bereich des abtauchenden Gründungshorizontes

Je nach Bohrturmlastverteilung sind bei tiefer als 3 m anstehendem, dichtem Gründungshorizont für die Bohrebene folgende, unterschiedliche Tiefengründungen diskutierbar:

Vermörtelte Schotterstopfsäulen / Rüttelstopfverdichtung

Mit dieser Technik werden Säulen aus Kies oder Schotter mit einem Rüttler hergestellt. In den meisten Anwendungsfällen wird ein Schleusenrüttler eingesetzt, bei dem grob-körniges Zugabematerial mit Druckluftunterstützung an der Rüttlerspitze austritt. Beim Rüttelstopfverfahren wird in alternierenden Schritten gearbeitet. Der beim Rüttlerhub austretende Kies oder Schotter wird beim Andrücken verdichtet und seitlich in den Boden verdrängt. Auf diese Weise entstehen Stopfsäulen, die im Verbund mit dem Boden die Lasten mit bis zu 380 – 420 kN abtragen. Zu den Produktvarianten zählen Betonstopfsäulen, bei denen Beton durch den Rüttler in den Boden gestopft

wird, sowie Fertigmörtelstopfsäulen, bei denen der Kies mit einer Zementsuspension vermischt wird.

Vorteile

- Eine vielseitige Methode zur Baugrundverbesserung, die an verschiedenste Bodenbedingungen und Fundamentanforderungen angepasst werden kann
- Kostengünstige Lösung für die Baugrundverbesserung
- Ausführung in nahezu jeder Tiefe möglich
- Schnelle Ausführung, sodass nachfolgende Bauarbeiten zügig folgen können
- Besonders wirtschaftliche Bemessung von Fundamenten und Bodenplatten
- Umweltfreundlich durch Verwendung von natürlichen und vor Ort vorhandenen Materialien
- Sehr leise mit nur geringen Vibrationen
- Während des Verfahrens muss in der Regel nur eine geringe Menge Boden entfernt werden

Duktile Gußpfähle

Beim duktilen Gusspfahl werden Gusseisenrohre in den Boden eingerammt und nach Erreichen des tragfähigen Horizontes mit Bohrpfahlbeton verfüllt (zur Erhöhung der Mantelreibung kann der Pfahl auch verpresst werden, so dass sich um das Gussrohr ein Betonmantel ausbildet). Duktilpfähle sind vorgefertigte Pfähle aus duktilem Gusseisen, die in Durchmessern von 118 mm und 170 mm mit unterschiedlichen Wandstärken erhältlich sind. Die Rohrsegmente sind 5 bis 6 m lang und werden im Zuge des fortschreitenden Rammvorgangs zusammengesteckt. Am Pfahlende sind die Duktilrohre mit Muffen versehen, was eine endlose Kopplung der einzelnen Rohre und damit die Herstellung von Pfählen beliebiger Länge ermöglicht. Zum Abteufen der Pfähle wird ein Hydraulikbagger mit angebauten Schlaghammer eingesetzt. Am Fuß des ersten Rohres wird ein Rammschuh installiert und anschließend während des Einbauvorgangs ein Rohr nach dem anderen aufgesetzt, bis das Abbruchkriterium erreicht ist. Für die Pfähle werden je nach Typ (Durchmesser und Rohrstärke) üblicherweise Belastungen von ca. 1000 kN bis 1400 kN zugelassen. Zur Erhöhung der Trag-

fähigkeit und zur Aufnahme von Zuglasten kann der Pfahlmantel während des Abteufvorgangs zum umgebenden Baugrund verpresst werden. Dazu wird über den Pfahlschaft Zementsuspension eingepumpt, die über Öffnungen am Rammschuh austritt und entlang des Pfahlmantels nach oben geführt wird. Je nach Bodenbedingungen sind damit Pfahldurchmesser von 200 mm bis 370 mm möglich. Eine weitere Möglichkeit zur Erhöhung der Pfahltragfähigkeit stellt die nachträgliche Auffüllung der Duktilrohre mit Beton dar. Nach Fertigstellung der Pfähle werden die Lastverteilungsplatten am Pfahlkopf aufgesetzt. Bei sehr weichen bindigen Böden (Scherfestigkeit des undrainierten Bodens $< 15 \text{ kN/m}^2$) ist ein Knicksicherheitsnachweis zu führen.

Die gering bis unverwitterten Kalksteine der Schotter erlauben einen charakteristischen, zulässigen Spitzendruck von bis zu 2.200 kN/m^2 und eine Mantelreibung von $220 - 300 \text{ kN/m}^2$. Die äußere Tragfähigkeit des Einzelpfahles hängt von den lokalen Baugrundverhältnissen ab und wird anhand von gemessenen Eindringwiderständen bauseits empirisch bestimmt (über die Rammzeit). Die Pfähle sind als „Aufstandspfähle“ herzustellen. Hierbei wird so lange gerammt, bis über einen Zeitraum von mindestens 60-80 Sekunden Rammzeit kein weiterer Rammfortschritt erzielt wird („Stillstand“). Die Pfähle werden voraussichtlich bis zu einer Tiefe von ca. 2,0 bis 2,5 m in den dichten Molassebaugrund (ab ca. 5 bis 6 m u. GOK im östlichen Viertel eingedrückt werden müssen, ehe signifikante Rammwiderstände auftreten).

Vorteile

- sehr hohe Produktionsleistung
- kein Anfall von Bohrgut
- Pfahllasten bis 1.200 kN möglich
- leichtes und flexibles Pfahlsystem (vorteilhaft unter beengten Platzverhältnissen).

Nachteil

- auftretende Erschütterungsintensität. Erfahrungsgemäß empfiehlt es sich hier entsprechende Erschütterungsmessungen für den Nachweis der Durchführbarkeit bzw. der Unbedenklichkeit einzuplanen, da subjektiv die Erschütterungen in der Regel wesentlich kritischer empfunden werden.
- Relativ teuer

Die Gusspfähle verhalten sich insgesamt steif: Bis zur Gebrauchslast sind die Pfahlkopfsetzungen $\leq 1,5$ cm, oft sogar $\leq 0,5$ cm; die entsprechenden Pfahlersatzfedersteifigkeiten c_{Pf} sind entsprechend hoch. Die Federsteifigkeit der duktilen Gusspfähle kann gem. o. g. Beschreibungen mit Minimum 100 bis 130 MN/lfm angesetzt werden.

Mikropfahlgründung

Mikropfähle sind Kleinbohrverpresspfähle mit Durchmesser von weniger als 30 cm nach DIN EN 14199, die ihre Last nahezu ausschließlich über Mantelreibung in das umgebende Erdreich abtragen. Die Tragglieder der Mikropfähle können entweder in eine zuvor abgeteufte Bohrung eingestellt und anschließend mit Zementsuspension verpresst oder als selbstbohrendes Tragglied mit Zementspülung hergestellt werden. Der Durchmesser des Verpresskörpers sowie der Querschnitt des Tragglieds sind an die jeweiligen statischen Vorgaben und geologischen Randbedingungen anzupassen. Als Stahltragglied werden entweder Stäbe mit Vollquerschnitt oder Hohlstäbe als Selbstbohranker verwendet.

Da Mikropfähle mit relativ kleinen und leichten Bohrgeräten hergestellt werden, sind sie besonders bei kleineren Baumaßnahmen oft die technisch und wirtschaftlich beste Lösung. Die Herstellung erfolgt relativ lärm- und erschütterungsarm, außerdem sind sie auch unter beengten Platzverhältnissen gut ausführbar. Daher werden Mikropfähle häufig zur Nachgründung von Bestandsbauwerken eingesetzt (z.B. bei Sanierungen). Die Pfahltragfähigkeiten sind abhängig vom Durchmesser des Mikropfahles und dem eingestellten Stahltragglied. Es können Zug- und Drucklasten bis ca. 1.500 kN aufgenommen werden. Zur Aufnahme von Horizontallasten können die Pfähle schräg angeordnet werden.

Vorteile

- Abtrag von Druck-, Zug- oder Wechselbeanspruchungen
- Herstellung unter beschränkten Platzverhältnissen
- Herstellung mit relativ kleinen und leichten Bohrgeräten
- äußerst lärm- und erschütterungsarm

Nachteil

- Relativ teuer

Bohrpfahlgründung

Bei einer Bohrpfahlgründung sollen die Lastabtragungen im mindestens gering klüftigen - festen Kalkstein (Gründungshorizont) liegen. Die Mantelreibung im Kalk wurde in Vergleichsfällen in einer Größenordnung von 200 – 220 kN/m² ermittelt. Der Pfahlschritzendruck kann im festen Kalkstein mit 6,5 MN/m² angesetzt werden. Im quartären Kies kann die Mantelreibung mit 95 kN/m² angesetzt werden. Die Pfähle müssen mind. 1,5 m in den festen Kalkstein einbinden. Die endgültige Pfahllänge richtet sich nach den ankommenden und über Mantelreibung abzutragenden Lasten. Bei der Herstellung der Pfähle sind die entsprechenden Vorschriften zu beachten. Eine Ausführung ohne Verrohrung ist im Vorliegenden Fall nicht umsetzbar, da das je nach Jahreszeit gespannte Schichtwasser / Grundwasser sofort zu einem Nachbruch führen könnte. Bei dieser Art der Gründung in den mindestens festen Kalkstein werden zur Aktivierung der Mantelreibung Setzungen von max. 1 – 2 cm erforderlich. Diese klingen allerdings schon während der Bauphase ab.

Vorteile

- Beständig
- Hohe Tragfähigkeit
- Länge anpassbar an Erfordernisse
- Bohrhindernisse überwindbar
- Geringe Lärmentwicklung
- Erschütterungsarm
- Aufschluss der Baugrundverhältnisse
- Große Durchmesser möglich (bis ca. 2,5 m)
- Pfahlfußverbreiterung möglich

Nachteile

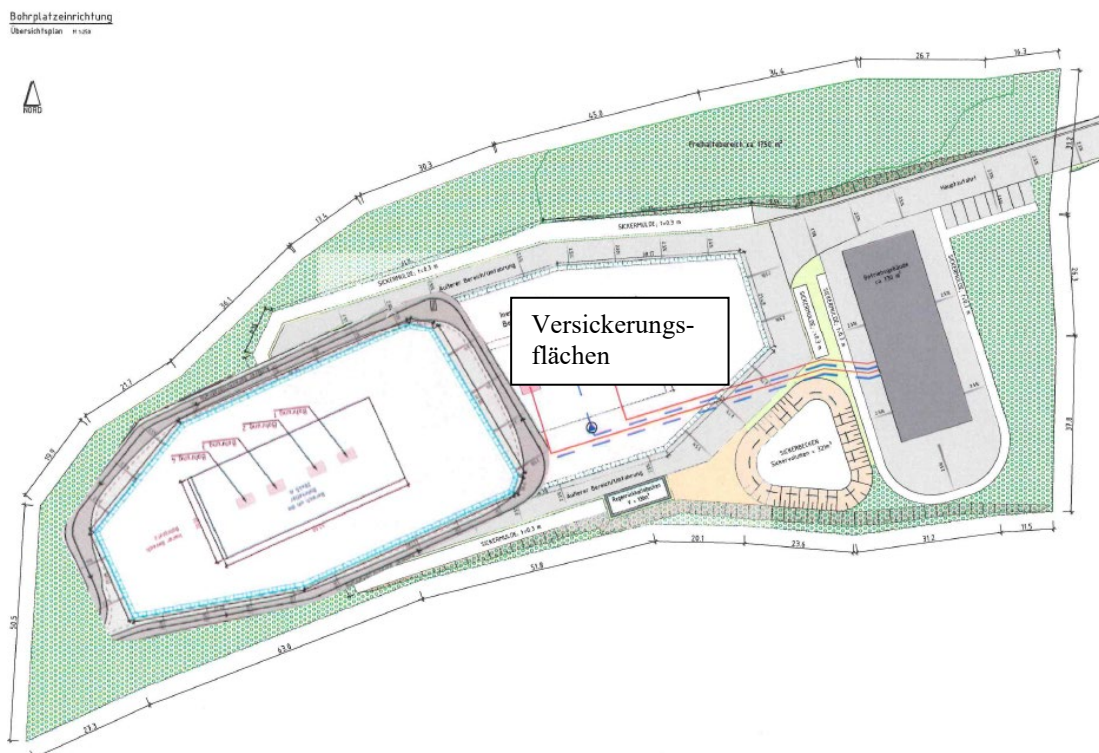
- Auflockerungsgefahr durch Bodenentnahme
- Qualität ist stark vom Herstellungsverfahren abhängig
- Ohne Verrohrung: Gefahr des Nachbruchs
- Relativ teuer
- Entsorgungskosten Bohrgut

Zu empfehlende Gründungsart ist eine Mischgründung:

Im westlichen Bereich der Bohrebene (mit den Schienen für den Bohrturm) empfiehlt sich eine Plattengründung, ggfs. auf einem Raster von Einzelfundamenten und im östlichen Teil die Gründung über Mikro- oder duktile Gusspfähle mit auflagernden, bewehrten Fundament- bzw. Zerrbalken.

7. Diskussion:

Natürlich ist eine setzungsarme Mischgründung mittels Plattengründung im westlichen 2/3-ten und eine „Tiefengründung“ im östlichen Drittel des Baufeldes durchführbar, da die dichten Molasse-Schotter im Osten zwischen -3,0 und -6,0 m u. GOK mit dem charakteristisch, zulässigen Spitzendruck bis zu 2.200 kN/m² und einer Mantelreibung bis zu 300 kN/m², dieselben Setzungen ergeben werden, wie eine Gründung über Einzelfundamente im Westteil des Baufeldes. Es wäre jedoch überlegenswert, das Bohrfeld um 180° zu drehen, dann liegt der gut tragfähige dichte Kies-Gründungshorizont wesentlich näher an der Geländeoberfläche.



9. Grundwasser und Durchlässigkeiten

Die Riß- und Würmeiszeitlichen Sedimentkomplexe und Geschiebezungen sind ältere Grundwasserleiter (Deckenschotter) mit k_f -Werte zwischen rd. $10E-4$ und $10E-5$ m/s, wobei regional deutliche Unterschiede vorkommen. Im Untersuchungsraum Flurstück Nr. 61 wurden in den Sondenlöchern Nr. 1, 5 und 11 kurze, bis zu 4 stündige Sickerversuche (wegen der Dringlichkeit der Arbeiten waren längere Versuchszeiten nicht möglich) durchgeführt.

Statt einer IGU-seitig favorisierten Pumpsonde des Geräteherstellers UGT, welches eine Piezometer–Permeametersonde ist, (ein Feldmessgerät für Geländearbeiten zur Bestimmung der ungesättigten, hydraulischen Leitfähigkeit von Böden bei Wasserspannungen zwischen Sättigung und etwa 150 hpa (Hektopaskal)) wurde aus Zeitgründen ein Auffüllversuch, dem sogenannten Open-End-Test durchgeführt.

Dieser Versuch ist bei schluffigen Kiesen auch sinnvoll, da das Einbringen von Sickerwasser unter Druck nur langsam vom Bohrloch in den Untergrund übertritt.

Eingangsdaten in die Berechnung des k_f =Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]:

Q =zeitkonstante

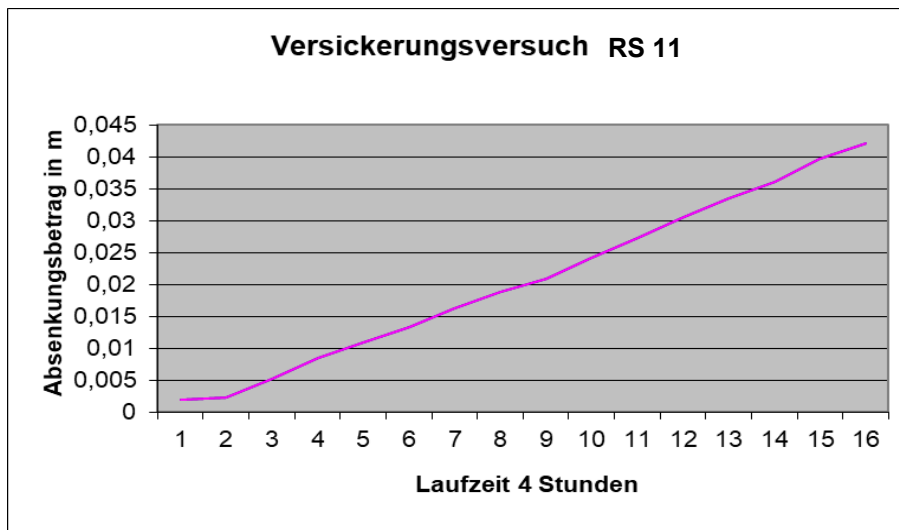
Wasserzugabe [m^3/s],

r =Radius des Eingaberohres [m] und

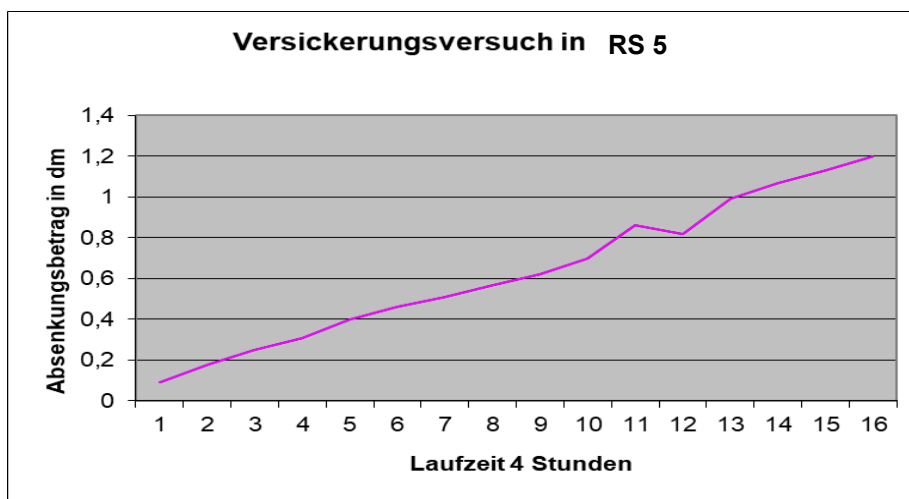
h =konstante Wasserspiegelhöhe [m].

Der Open-End-Test kann mit Korrekturen auch dann angewendet werden, wenn das Bohrloch nicht voll verrohrt, sondern unausgebaut ist. Für $l > 10r$ haben die Äquipotentialflächen die Form eines Zylindermantels und die Gleichung lautet:

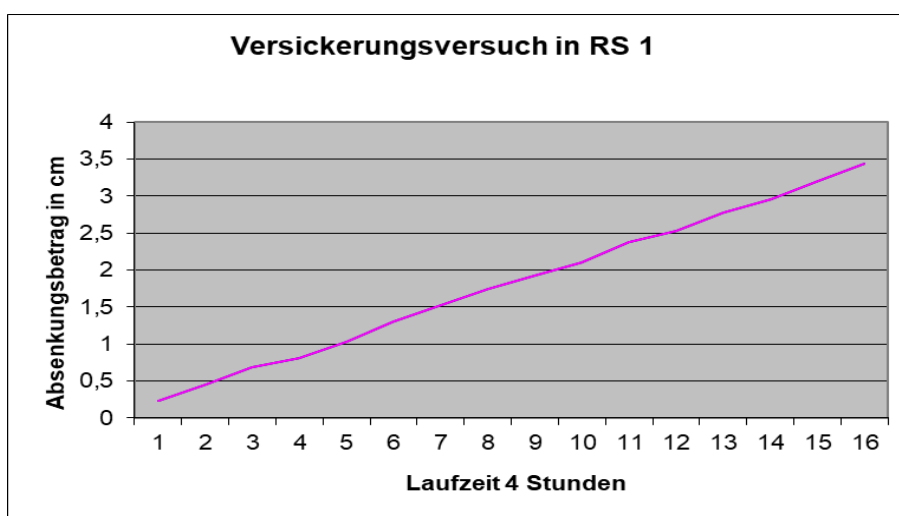
$$k_f = \frac{Q}{h \cdot l} \cdot 0,3665 \cdot \lg \frac{l}{r}.$$



Kf-Wert entspricht $3,22 \times 10^{-6}$ m/sec



Kf-Wert entspricht $6,94 \times 10^{-5}$ m/sec



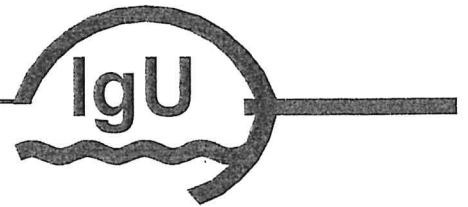
Kf-Wert entspricht $2,17 \times 10^{-4}$ m/sec



Die Durchlässigkeitswerte zeigen in den groben, dichten Kiesen, die auch den gut tragfähigen Untergrund für die Gründung darstellen, die bessere Durchlässigkeit mit Werten zwischen 7×10^{-5} und $2,2 \times 10^{-4}$ m/sec zeigen, während die schluffigen, nach Osten hin, zunehmend mächtigen Deckschichten eine geringere Durchlässigkeit mit Werten von ca. 1×10^{-6} bis 5×10^{-6} m/sec

Um eine bessere Kf-Wert - Detektion durchführen zu können, müssten in den ausstehenden Vollbohrungen pro Versuch Zeiträume von 6 bis 8 h angesetzt und im offenen Bohrloch ein Packer gesetzt werden, damit die Durchlässigkeiten zur Tiefe hin ermittelt werden können.

Ingenieurgesellschaft
für Umweltanalytik
Büro A. Szabady



Anlage 1

Geothermie-Anlage ASTO - Strabag AG
neuer Standort: Flur 61 Gemeinde Krailling





BayernAtlas



Bayerisches Staatsministerium
der Finanzen und für Heimat



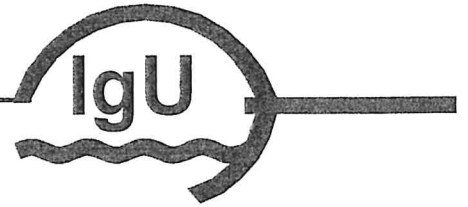
0 5 10 15 20m
Maßstab 1:1.000

Gedruckt am 09.05.2023 08:59
<https://v.bayern.de/qz/vr>

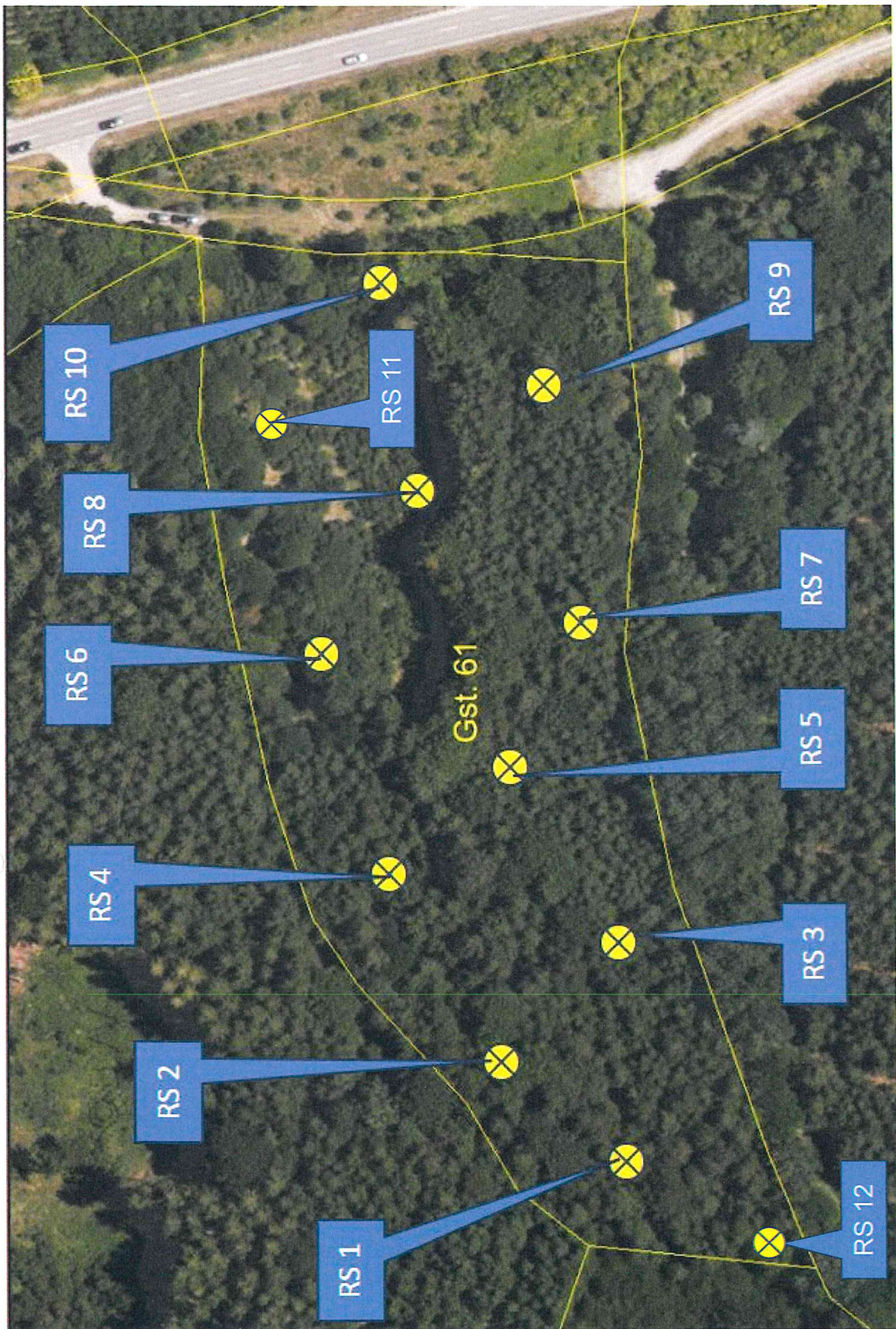
Vervielfältigung nur mit Erlaubnis des Herausgebers

© Bayerische Vermessungsverwaltung 2023, EuroGeographics

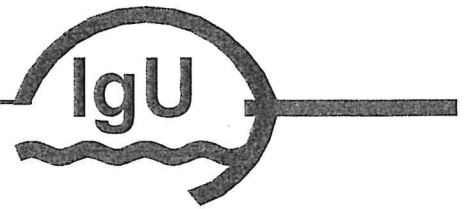
[illegible]



Anlage 2

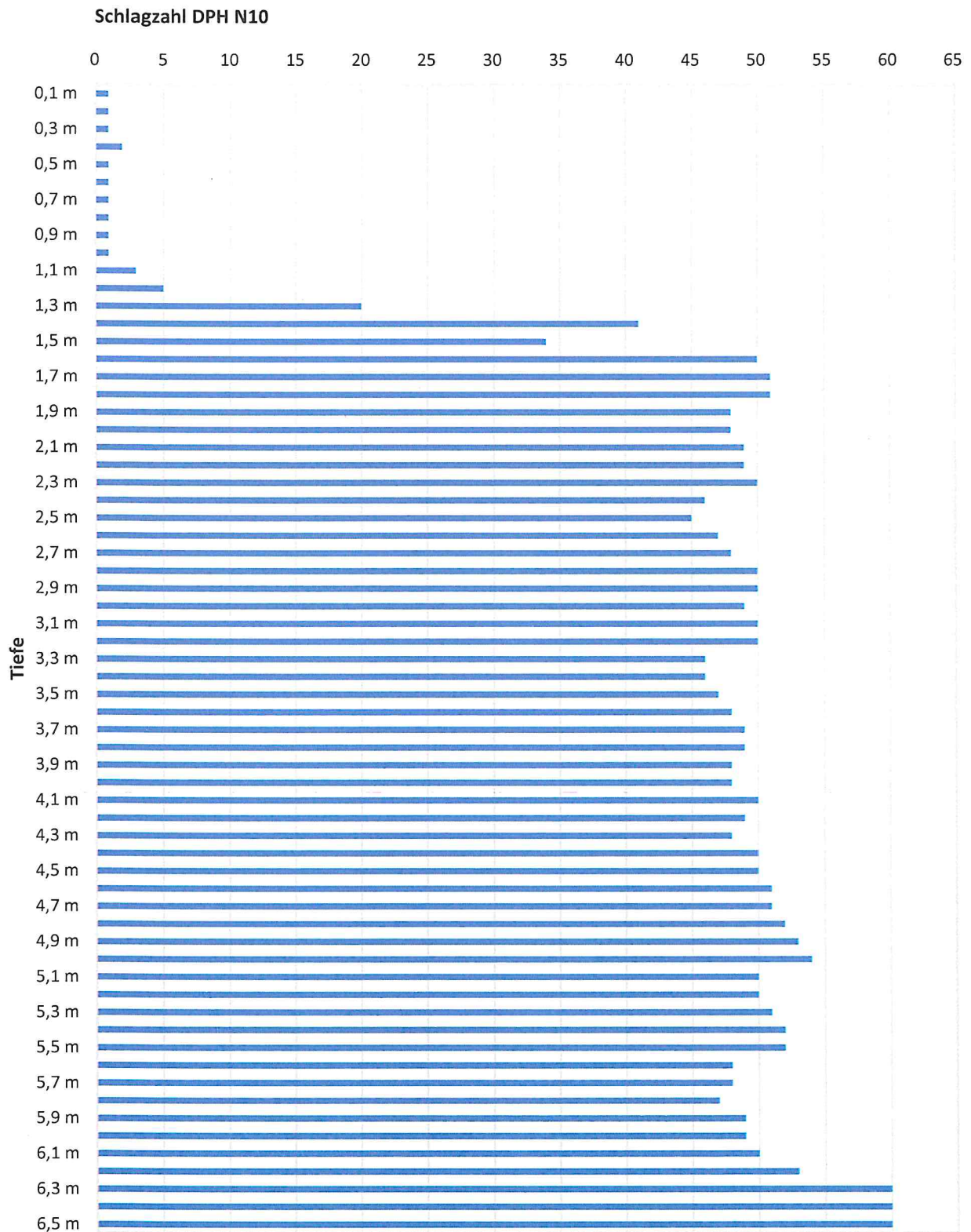


Anlage 6a

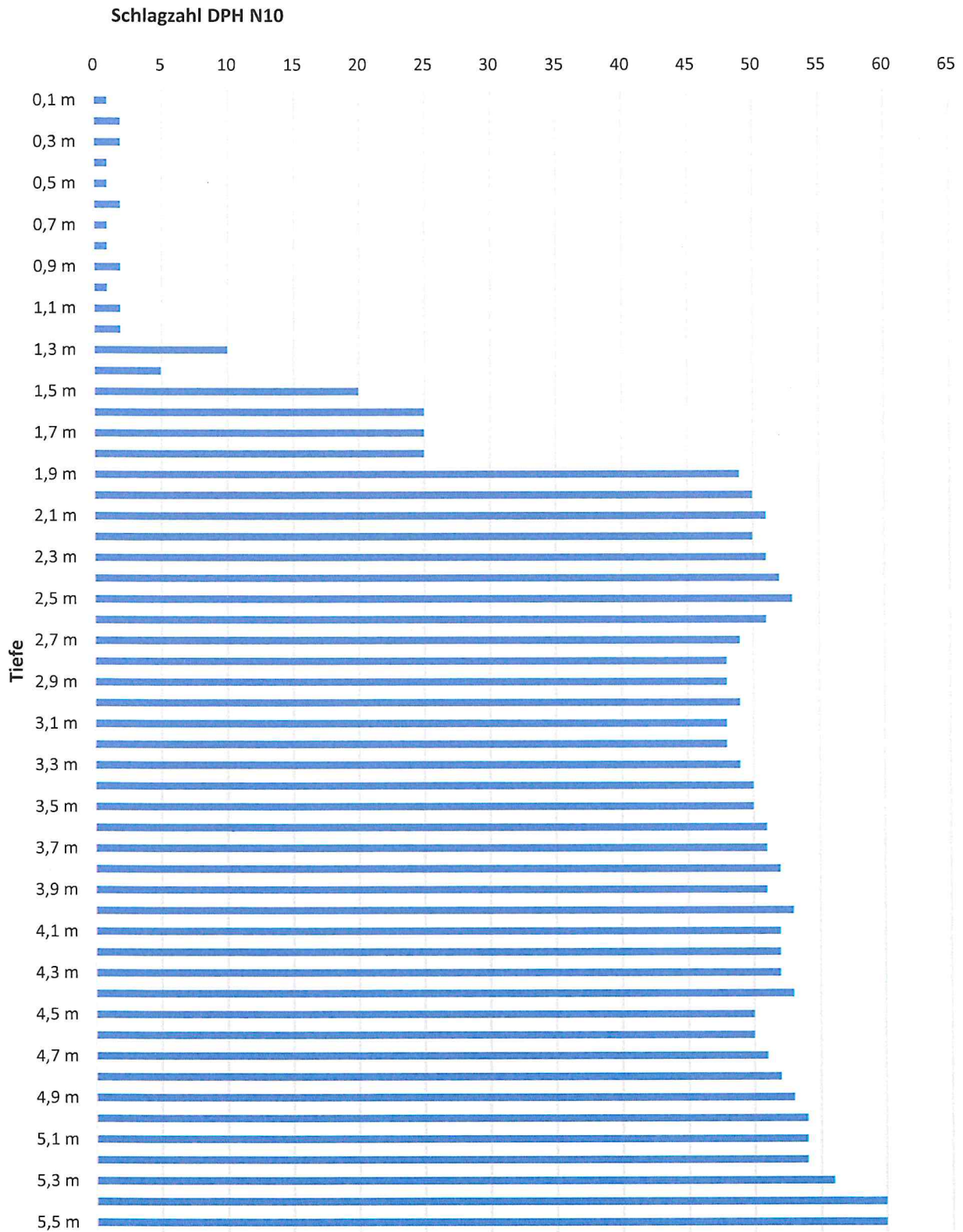


Anlage 3

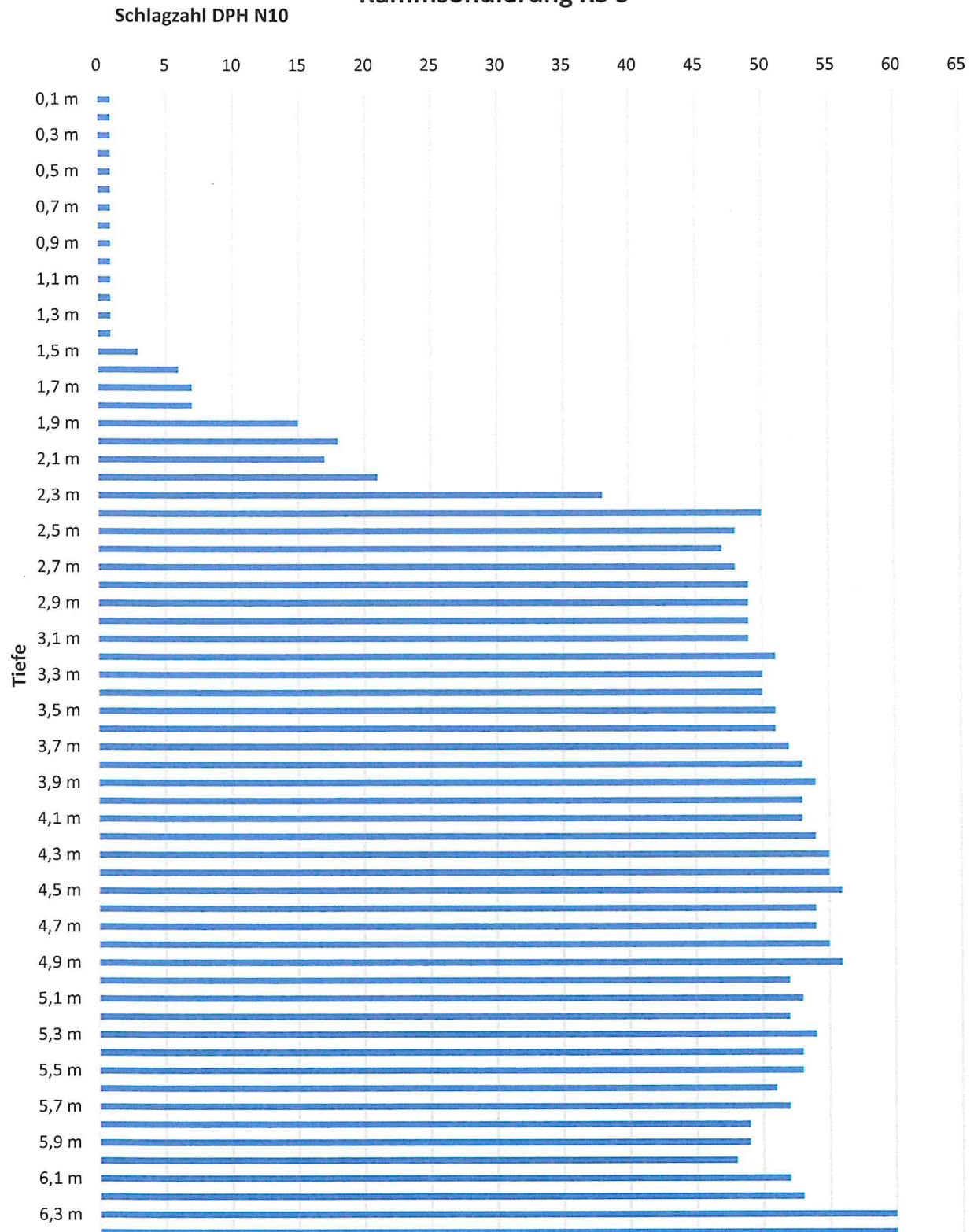
BV ASTO Krailling
Rammsondierung RS 1



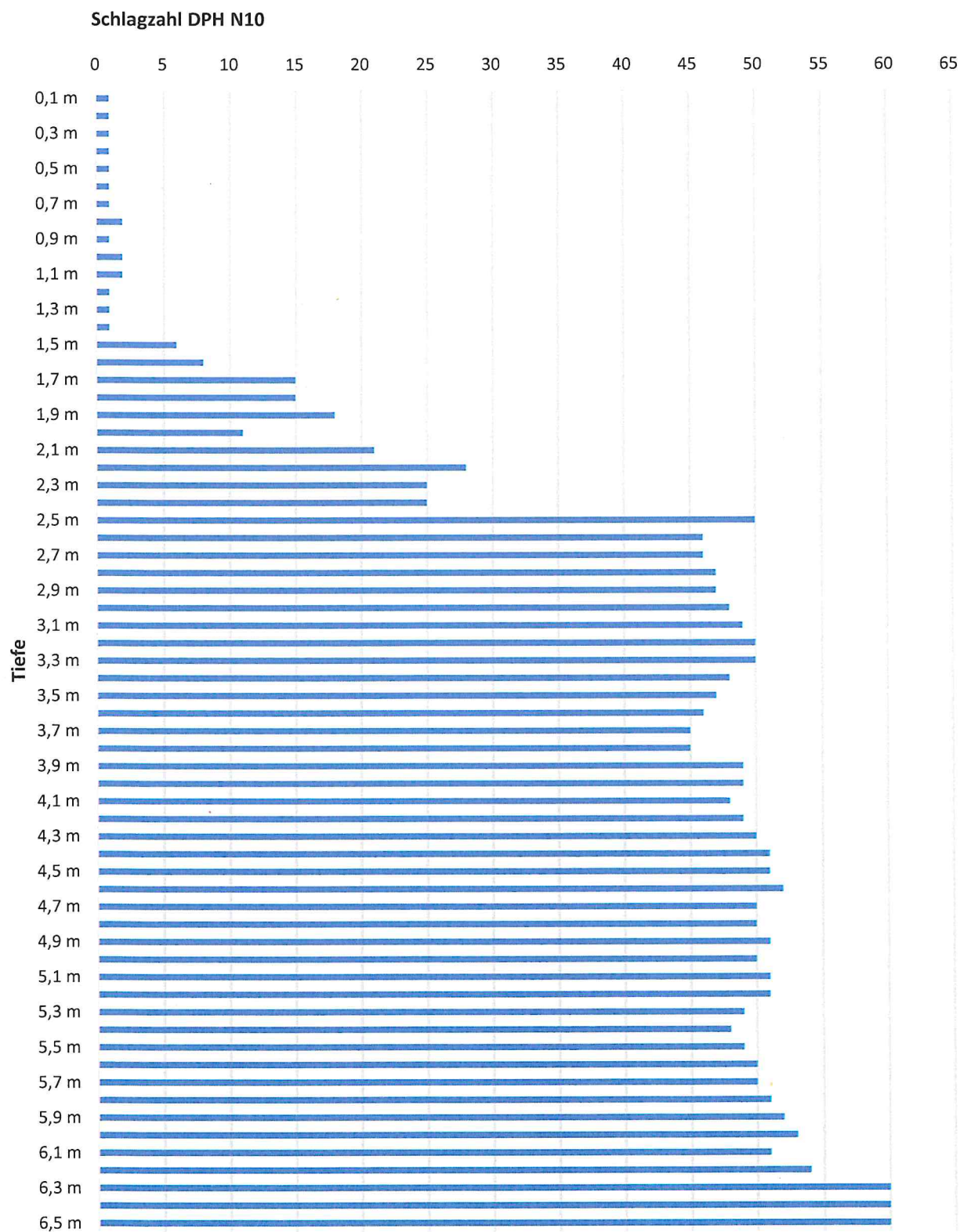
BV ASTO Krailling
Rammsondierung RS 2



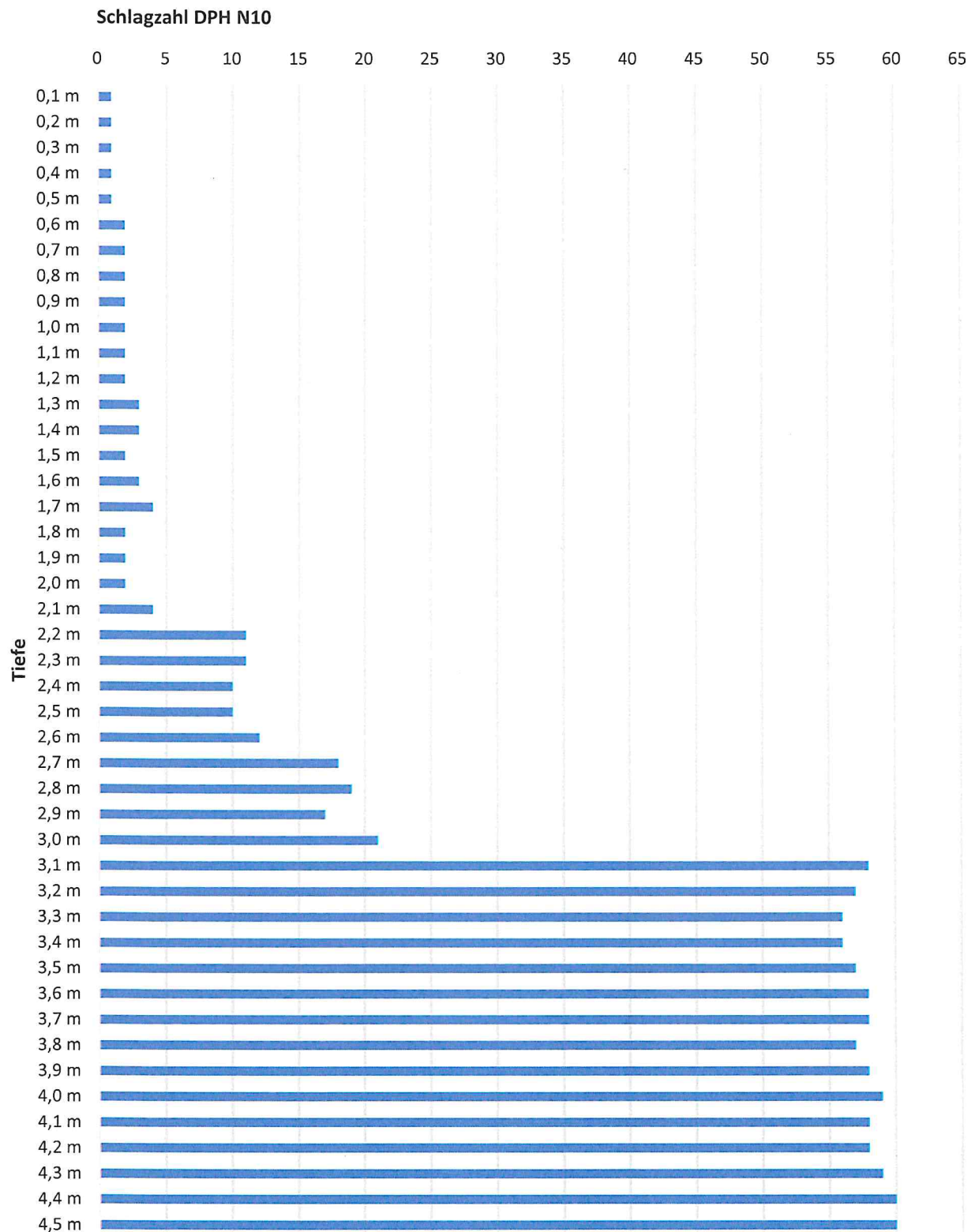
**BV ASTO Krailling
Rammsondierung RS 3**



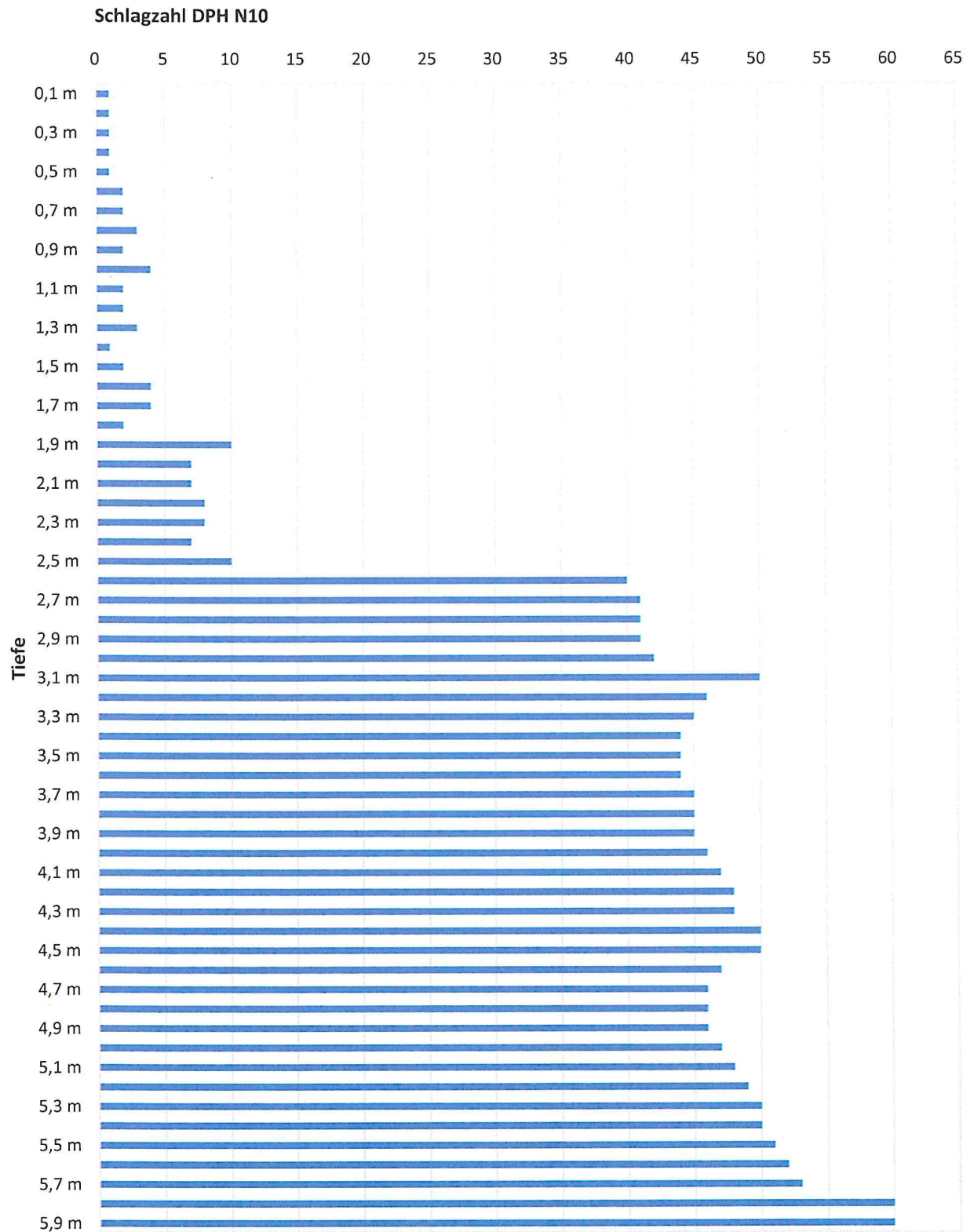
BV ASTO Krailling Rammsondierung RS 4



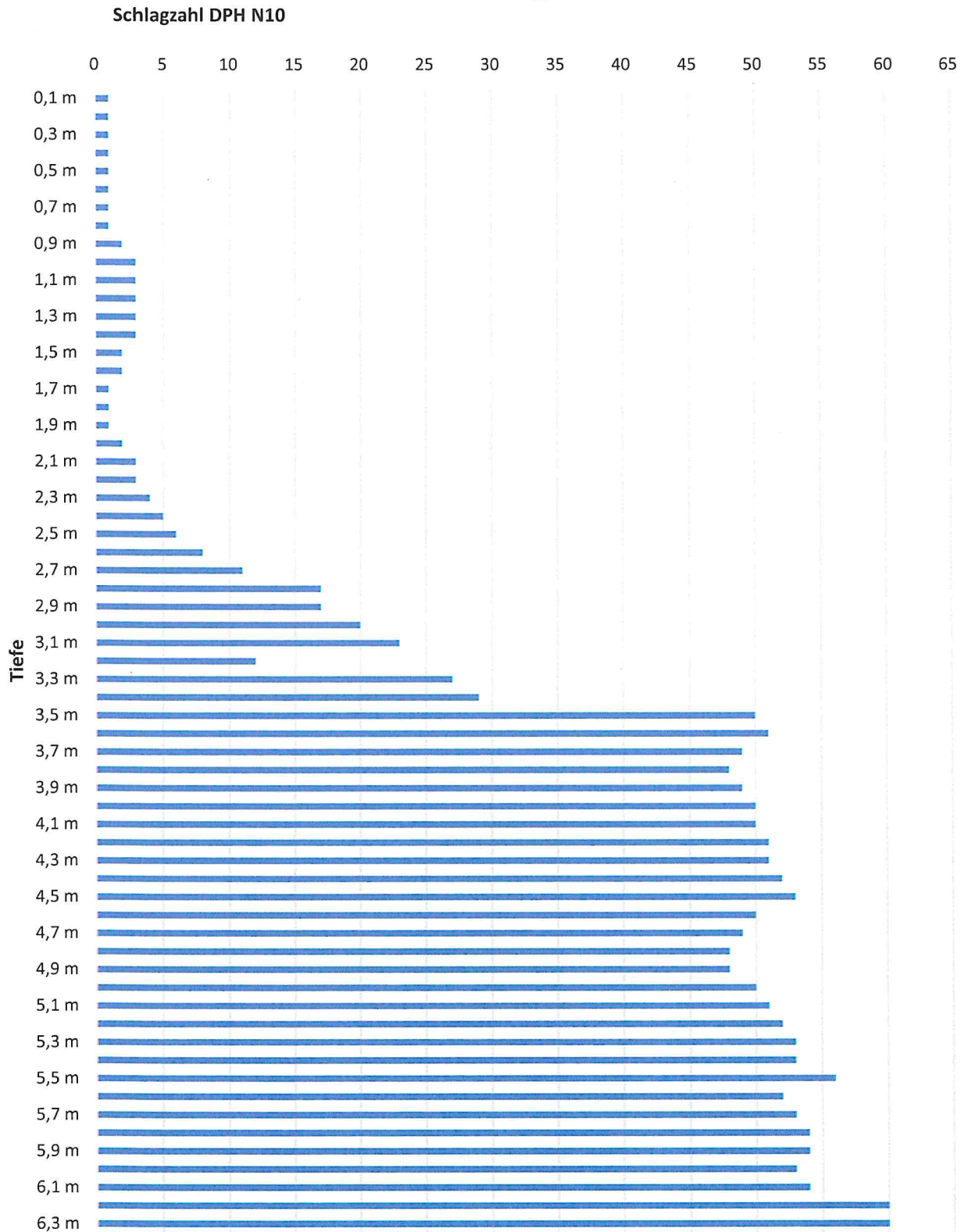
BV ASTO Krailing
Rammsondierung RS 5



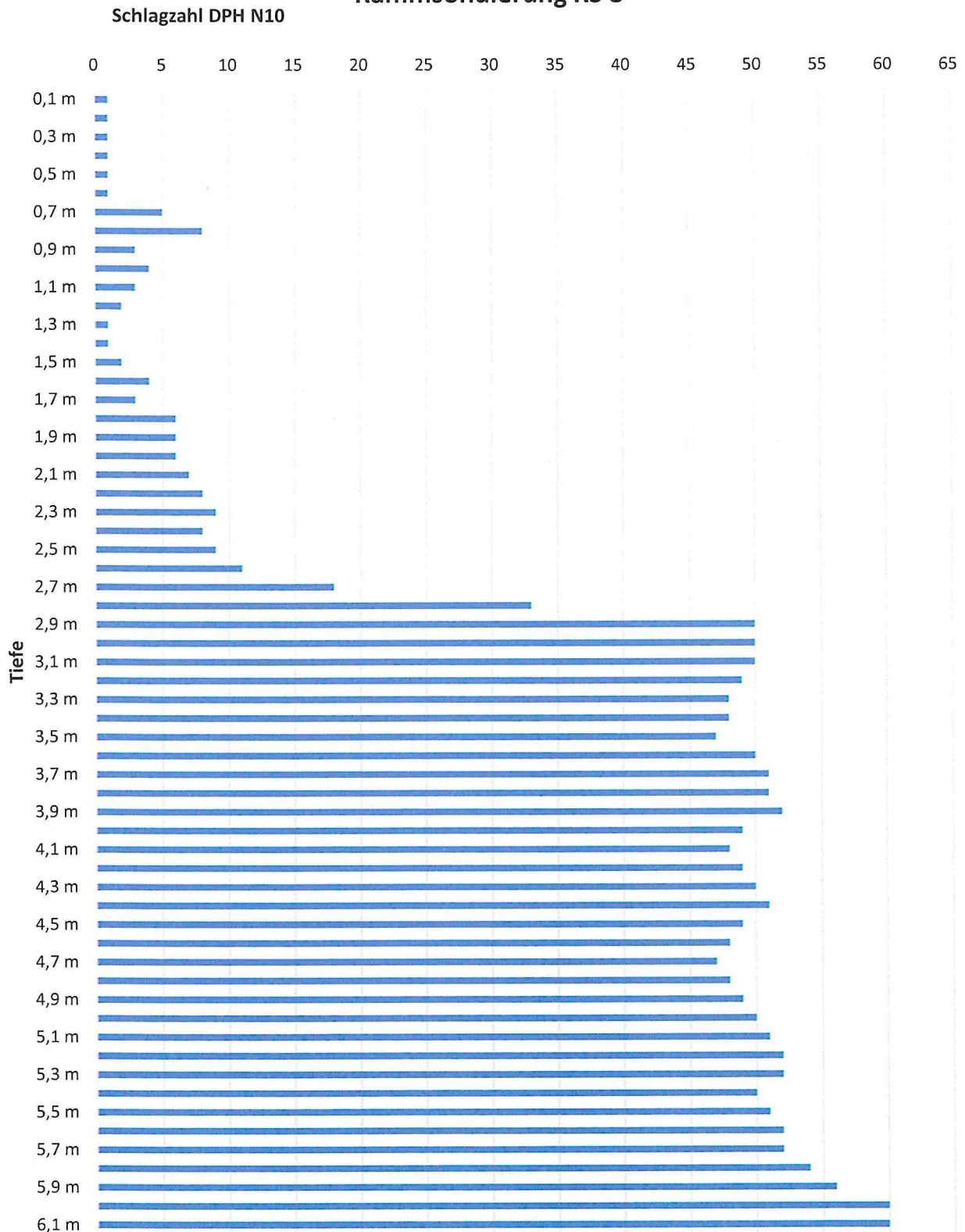
BV ASTO Krailling
Rammsondierung RS 6



BV ASTO Krailling
Rammsondierung RS 7



**BV ASTO Krailing
Rammsondierung RS 8**





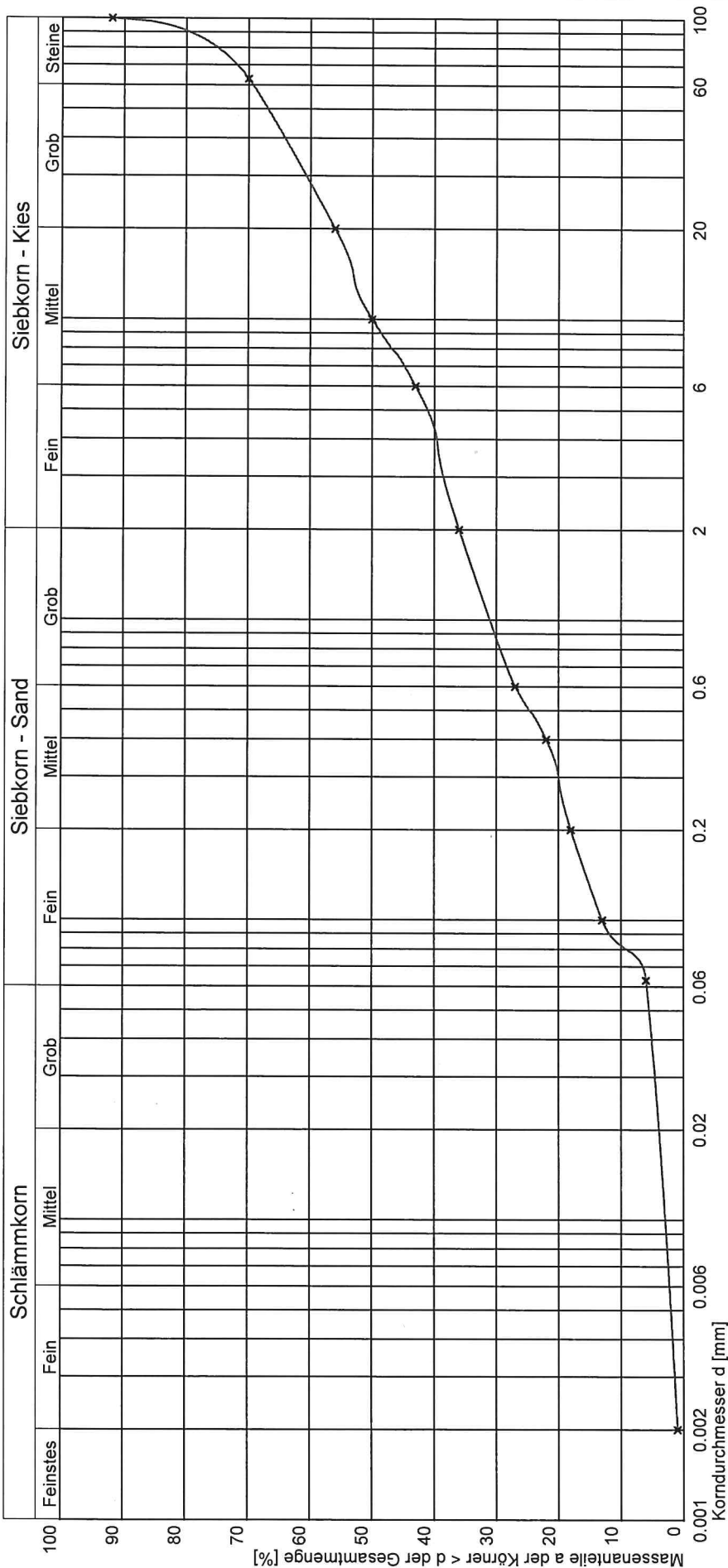
Dieburger Str. 80
64287 Darmstadt
Telefon : 06151 / 7903-0
Fax : 06151 / 7903-55

Prüfungs-Nr. :
Anlage :
zu :

Entnahmestelle : RS 8
Station :
Entnahmetiefe : 2,0 - 4,0
Bodenart : X,g,s,u
m rechts der Achse
m unter GOK
Art der Entnahme : RS 8 Schappe
Entnahme am : 15.12.2023
durch : Szabady jun.

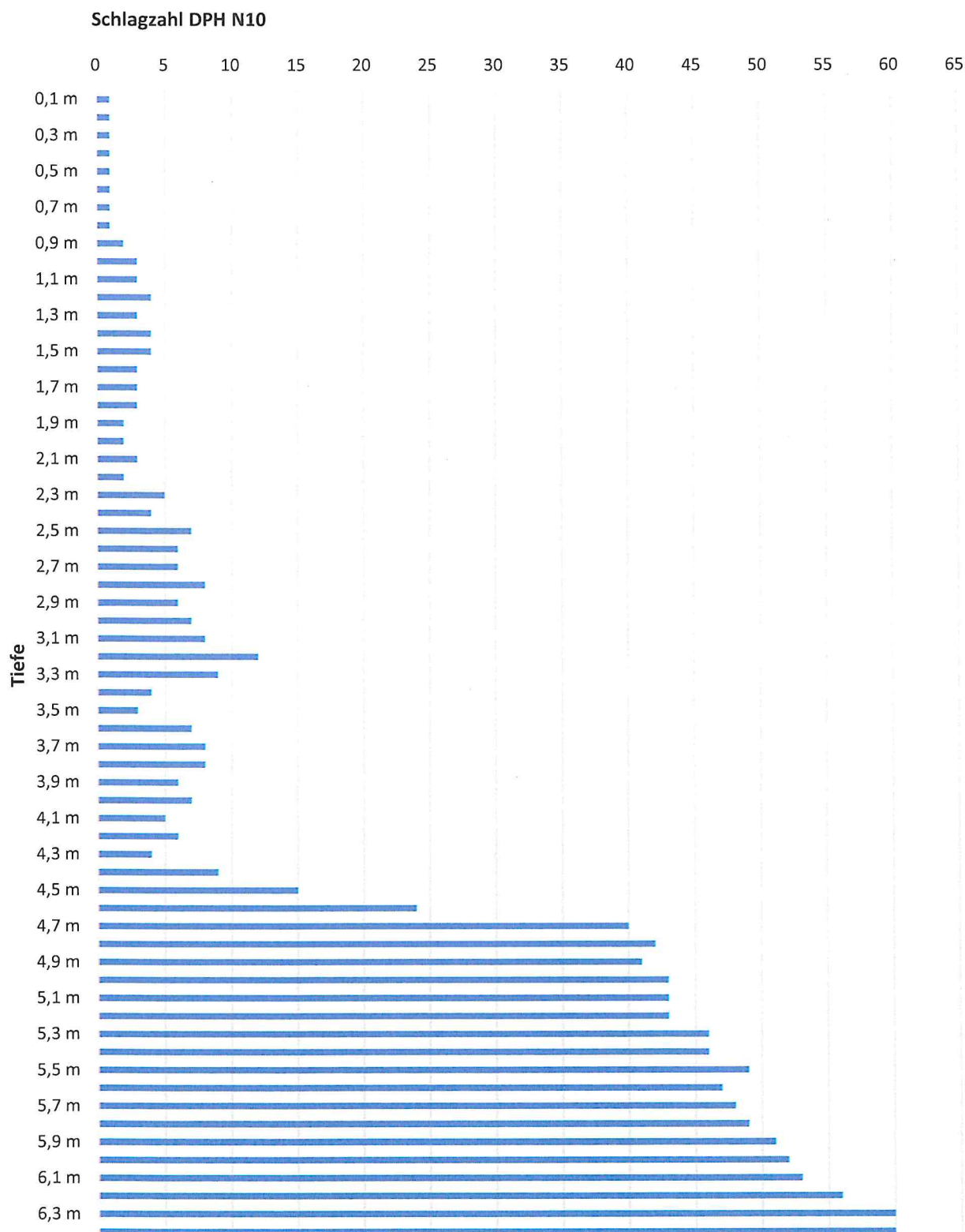
Bestimmung der Korngrößenverteilung
Naß-/Trockensiebung
nach DIN 18123

Prüfungs-Nr. :
Bauvorhaben : Geothermepark Krailling
Ausgeführt durch : Sredel
am : 20.12.2023
Bemerkung :



Bemerkungen	
Kurve Nr.:	
Arbeitsweise	
U = d60/d10 / C _u	343.63 0.32
Bodengruppe (DIN 18196)	
Geologische Bezeichnung	
kf-Wert	2.251 * 10 ⁻⁴ [m/s] nach USBR/Bialas
Kornkennziffer:	0 1 3 3 3 gG-mG,fg,x'fs',ms',gs'

BV ASTO Krailling
Rammsondierung RS 9



Prüfungs-Nr. :
Bauvorhaben : Geothermepark Krailling

Ausgeführt durch : Stedel
am : 16.12.2023

Bemerkung :

Bestimmung der Korngrößenverteilung

Naß-/Trockensiebung

nach DIN 18123

Entnahmestelle : RS 9

Station :

Entnahmetiefe : 1 - 2 m

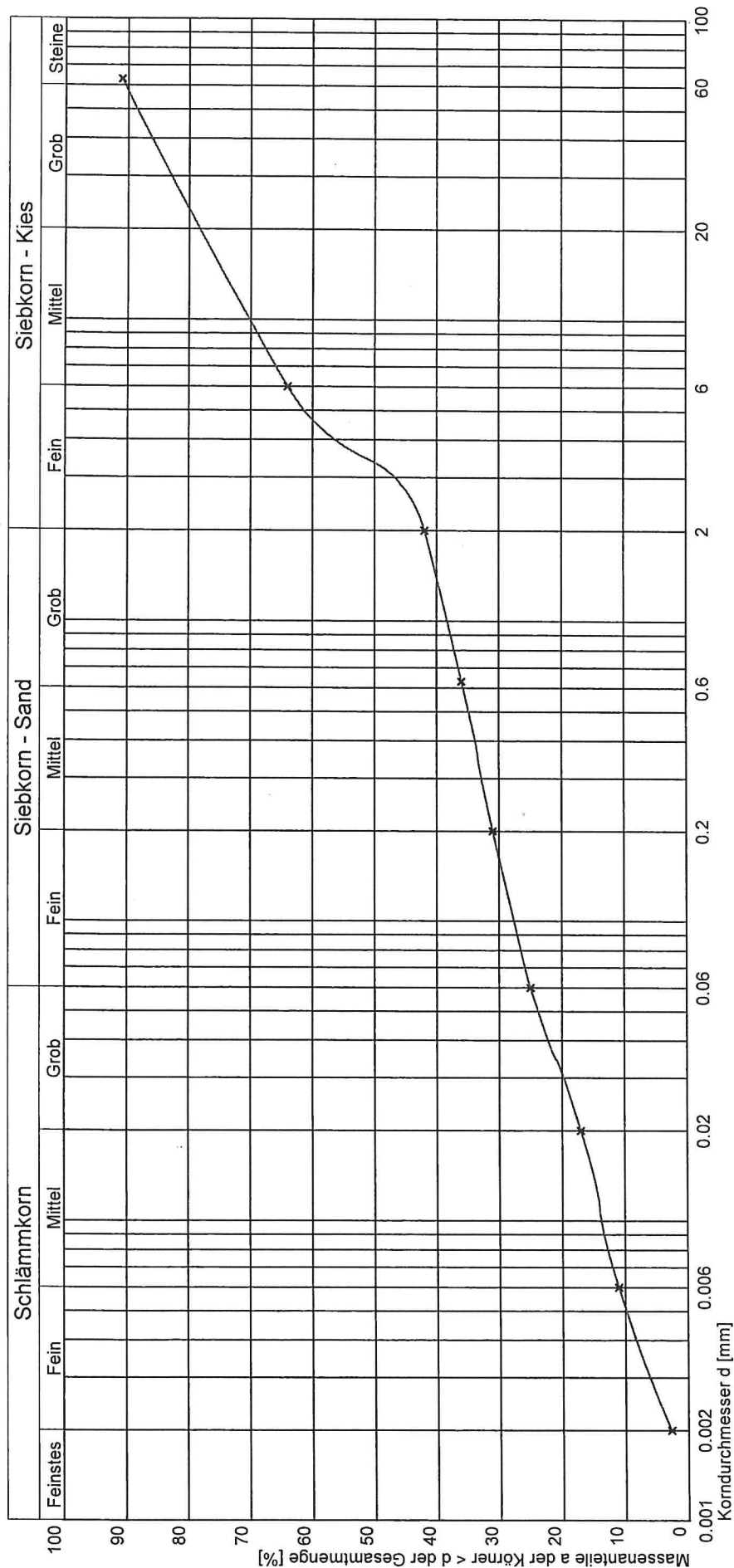
Bodenart : G,S,U,fs, schwach t

m rechts der Achse
m unter GOK

Art der Entnahme :

Entnahme am : 21.12.2023

durch : Szabady jun.



Bemerkungen

Kurve Nr.:
Arbeitsweise
U = $d_{60}/d_{10} / C_u$ 901,60 1,09
Bodengruppe (DIN 18196)
Geologische Bezeichnung
kf-Wert 4,030 * 10⁻² [m/s] nach Seelheim
Kornkennziffer: 0 2 2 5 1 fG-mG,gg' u,gs',fs',x'

Prüfungs-Nr. :
Bauvorhaben : Geothermeipark Krailling

Ausgeführt durch : Sredel
am : 16.12.2023
Bemerkung :

Bestimmung der Korngrößenverteilung

Naß-/Trockensiebung

nach DIN 18123

Entnahmestelle : RS 9

Station :

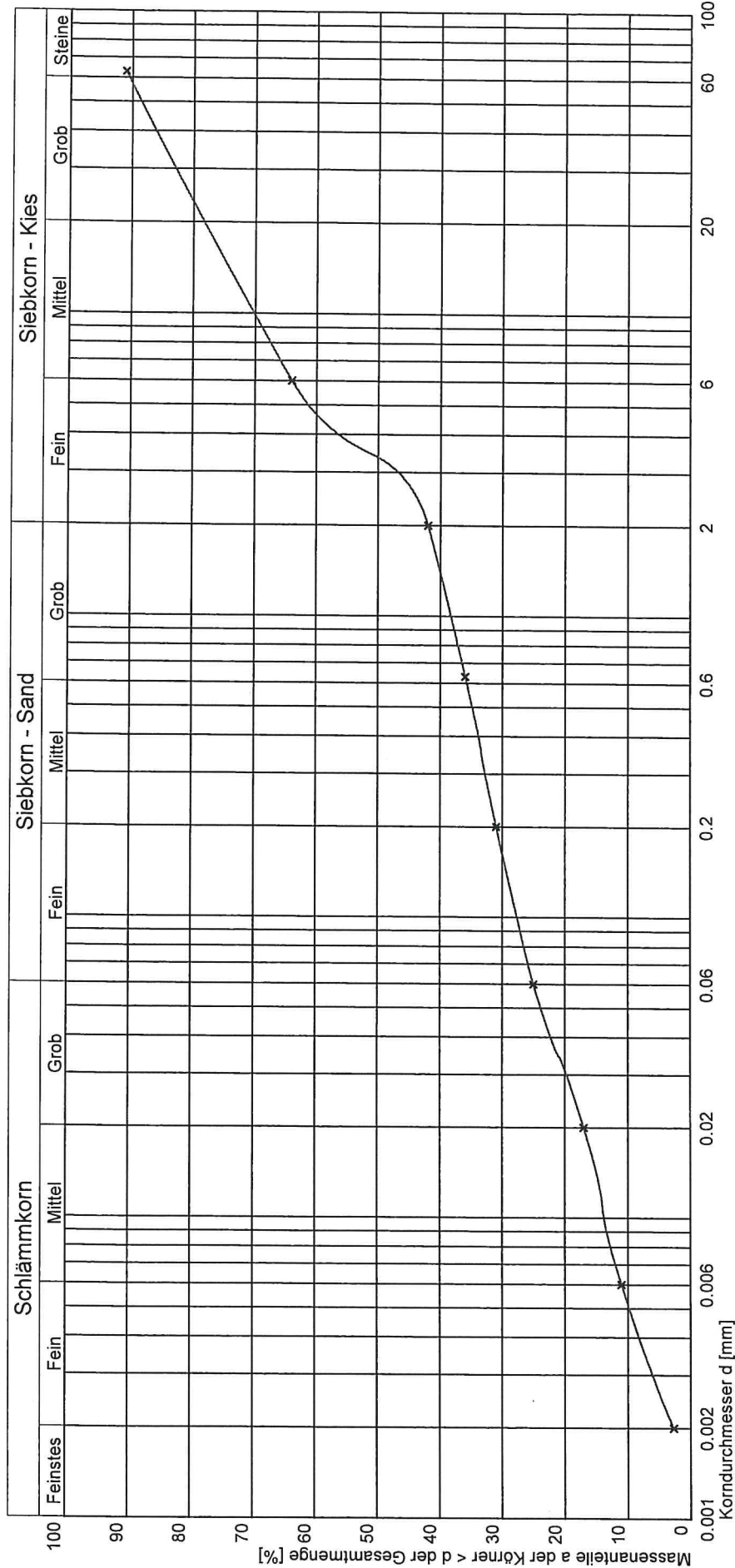
Entnahmetiefe : 1 - 2 m

Bodenart : G,S,U,fs,schwach t

Art der Entnahme :

Entnahme am : 21.12.2023 durch : Szabady jun.

m rechts der Achse
m unter GOK



Kurve Nr.:

Arbeitsweise

U = $d_{60}/d_{10} / C_u$ 901.60 1.09

Bodengruppe (DIN 18196)

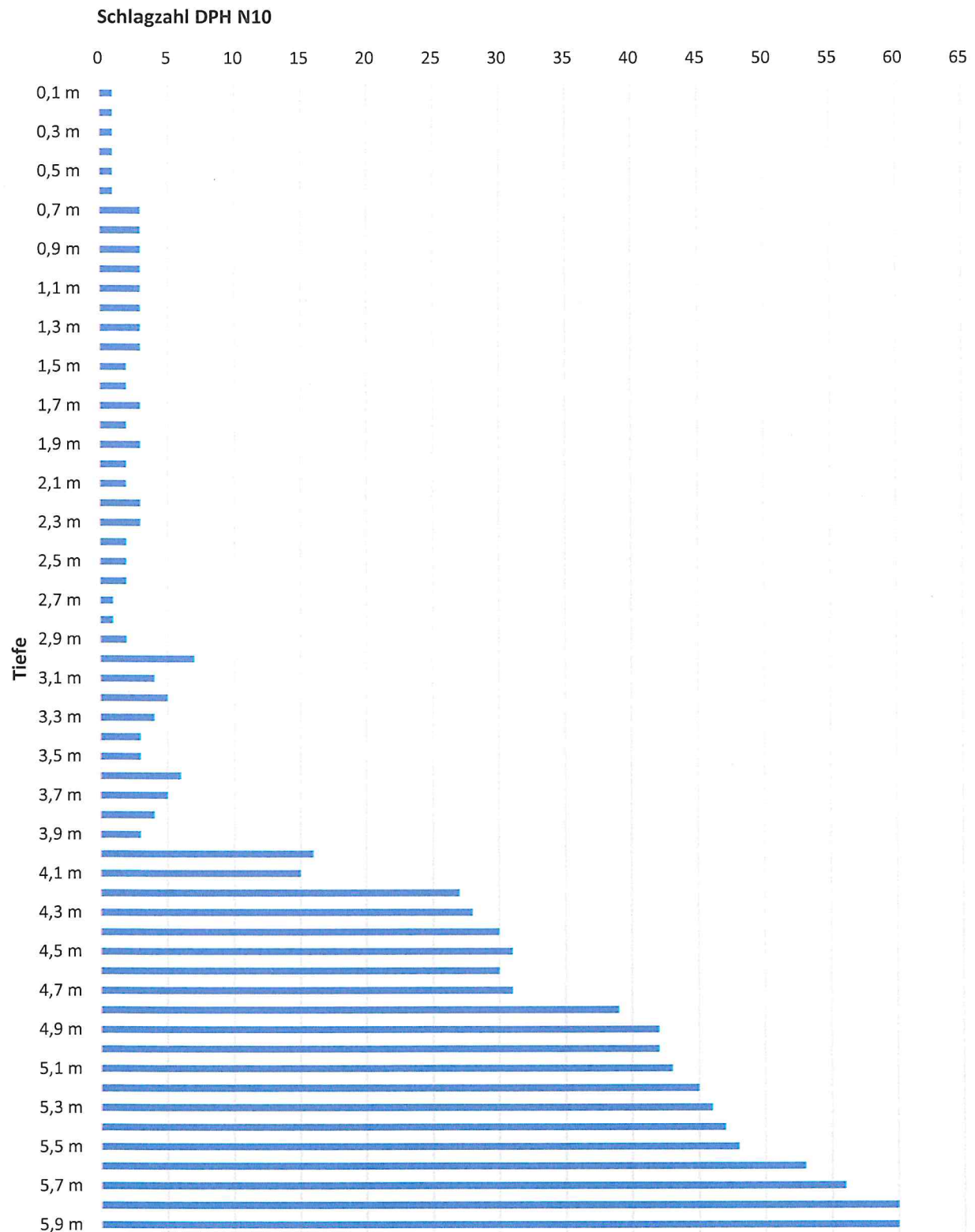
Geologische Bezeichnung

kt-Wert $1,235 \cdot 10^{-6}$ [m/s] nach USBR/Bias

Kornkennziffer: 0 2 2 5 1 fG-mG,gg',u,gs',fs',x'

Bemerkungen

BV ASTO Krailing
Rammsondierung RS 10





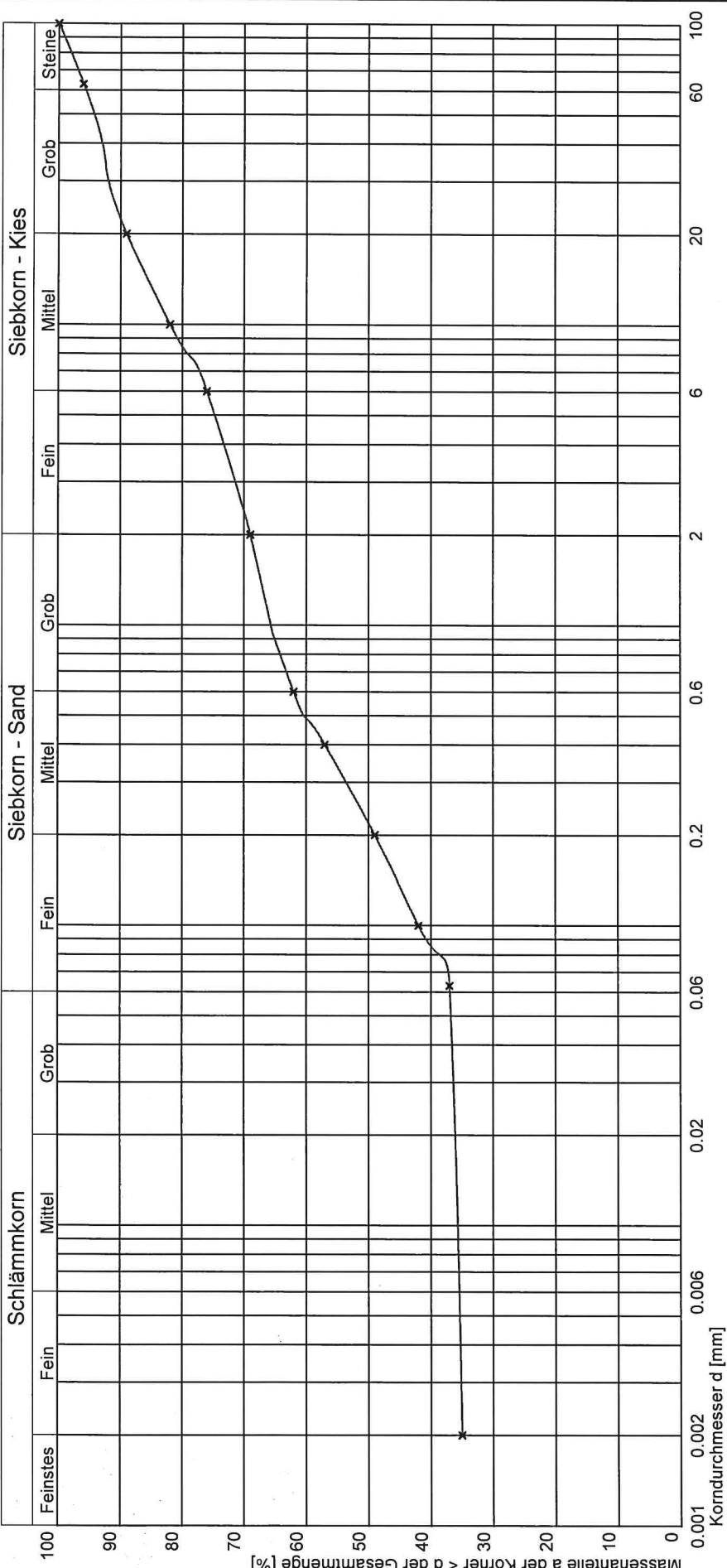
Dieburger Str. 80
64287 Darmstadt
Telefon : 06151 / 7903-0
Fax : 06151 / 7903-55

Prüfungs-Nr. :
Anlage :
zu :

Entnahmestelle : RS 10
Station :
Entnahmetiefe : 1,5 - 2,0
Bodenart : t,us,g
m rechts der Achse
m unter GOK
Art der Entnahme : RS 10 Schappe
Entnahme am : 16.12.2023
durch : Szabady jun.

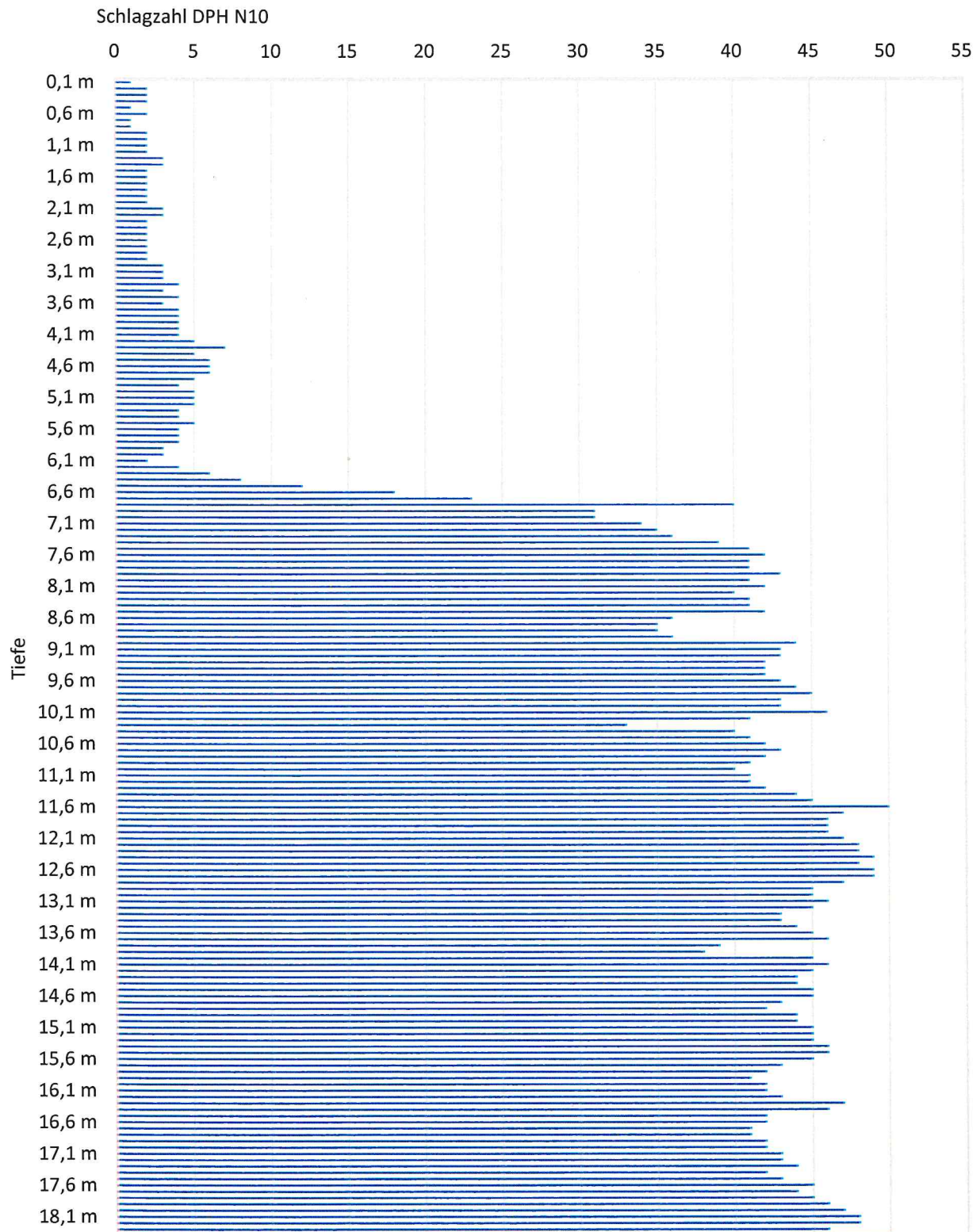
Bestimmung der Korngrößenverteilung
Naß-/Trockensiebung
nach DIN 18123

Prüfungs-Nr. :
Bauvorhaben : Geothermiekpark Krailling
Ausgeführt durch : Sredel
am : 20.12.2023
Bemerkung :

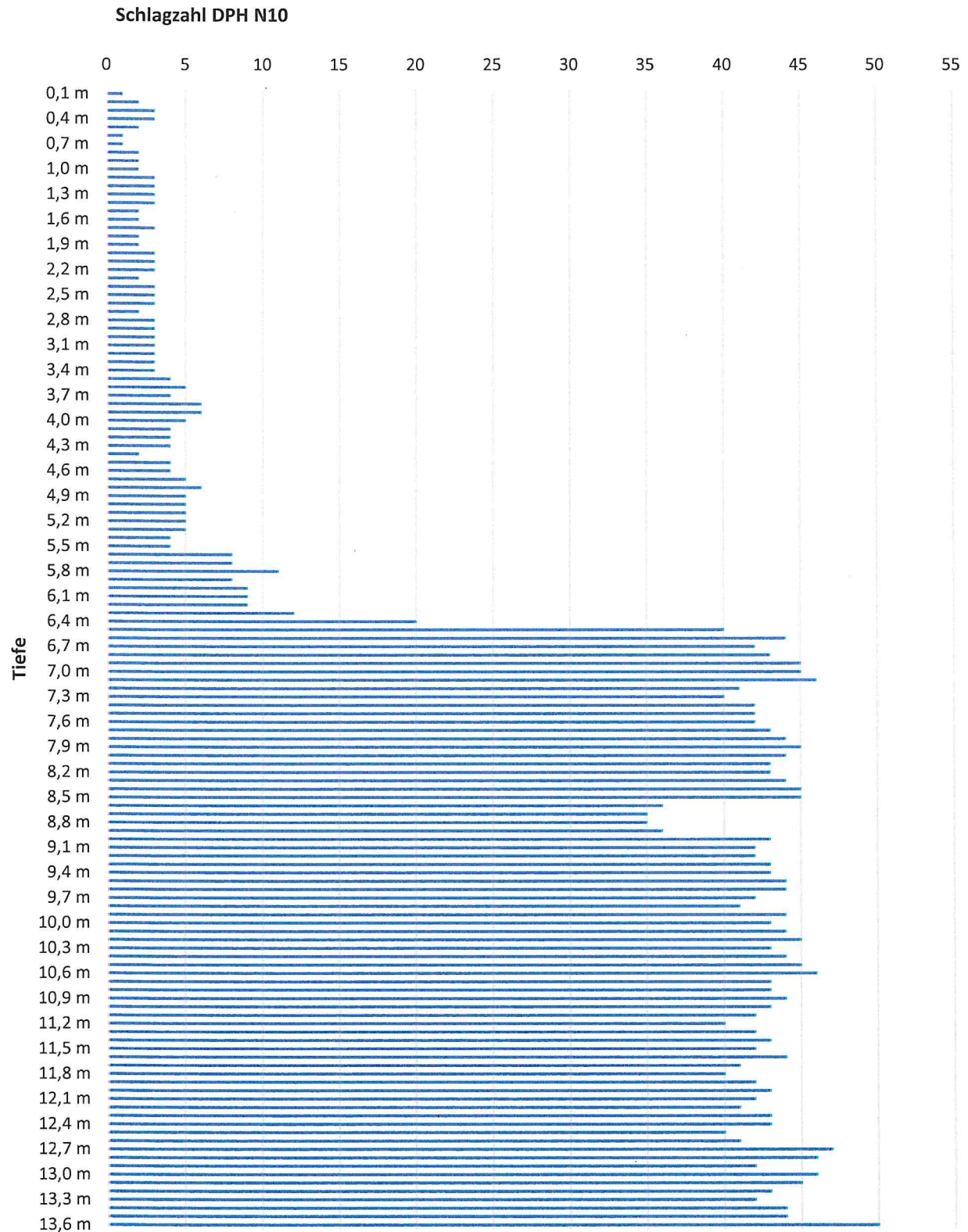


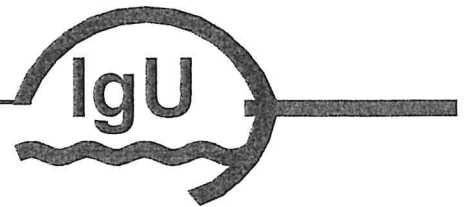
Bemerkungen			
Kurve Nr.:			
Arbeitsweise			
U = d60/d10 / C _u			
Bodengruppe (DIN 18196)	US*		
Geologische Bezeichnung			
Kf-Wert	1,716 * 10 ⁻⁴ [m/s] nach Seelheim		
Kornkennziffer:	4 0 3 3 0	T.ms'fs'gs'mg'fg'gg'	

BV ASTO Geothermie Strabag Gauting
Rammsondierung RS 11



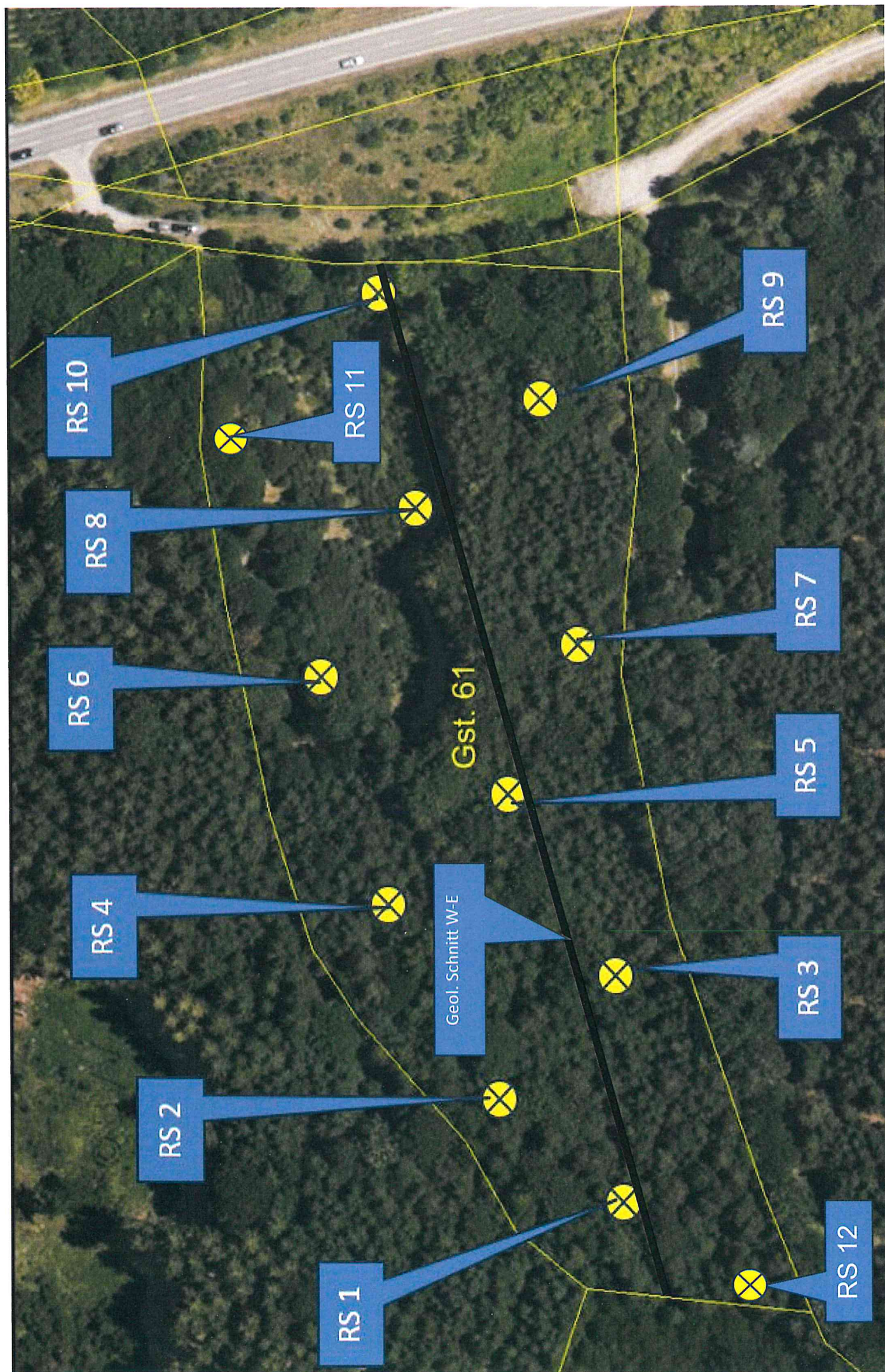
BV ASTO Geothermie Strabag Gauting
Rammsondierung RS 12



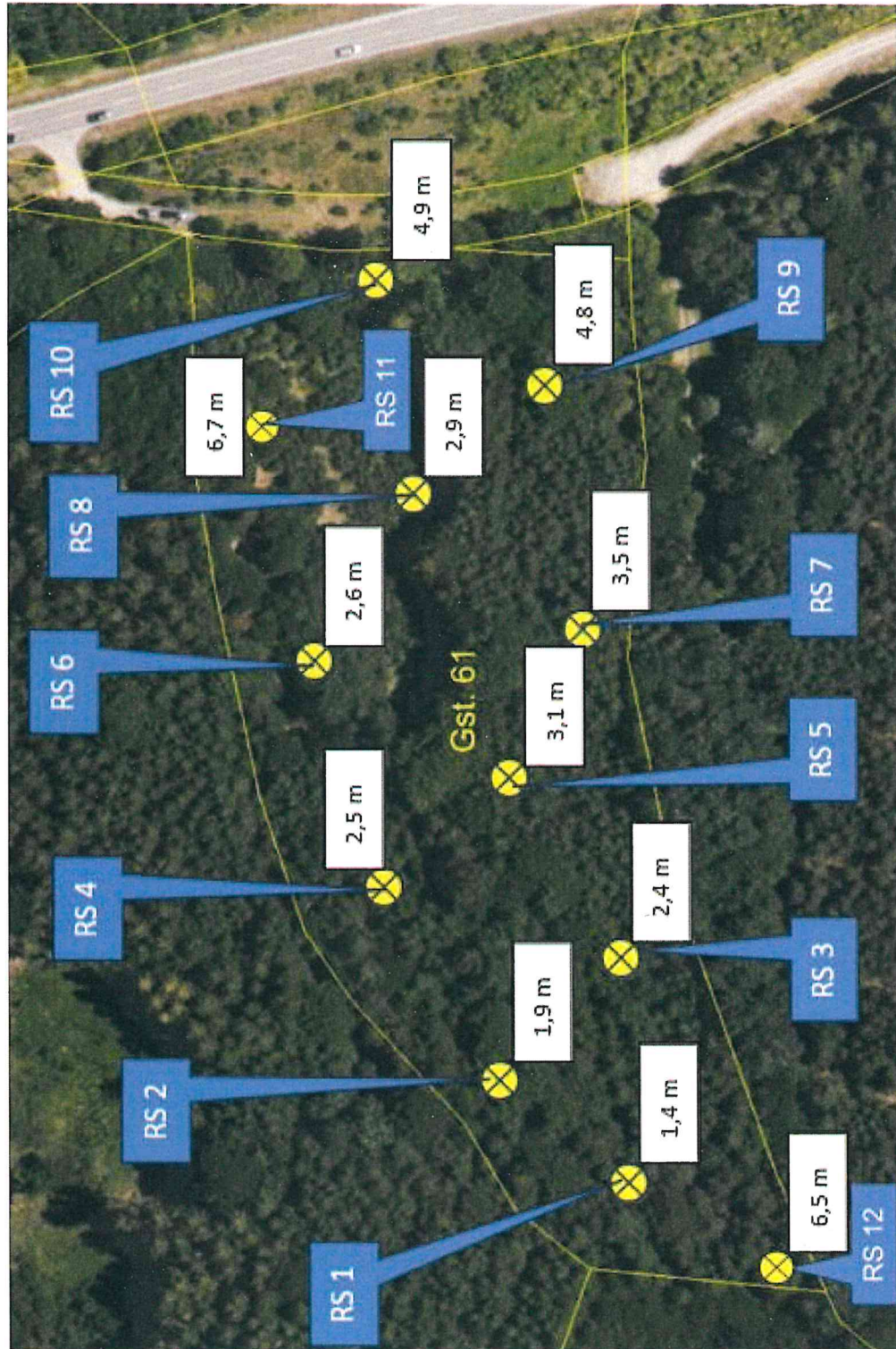


Anlage 4

Übersichtsplan BV ASTO Kraftring



Übersicht Grenztiefen dichte, glaziale Schotter mit Schlagzahlen über 40 Schläge

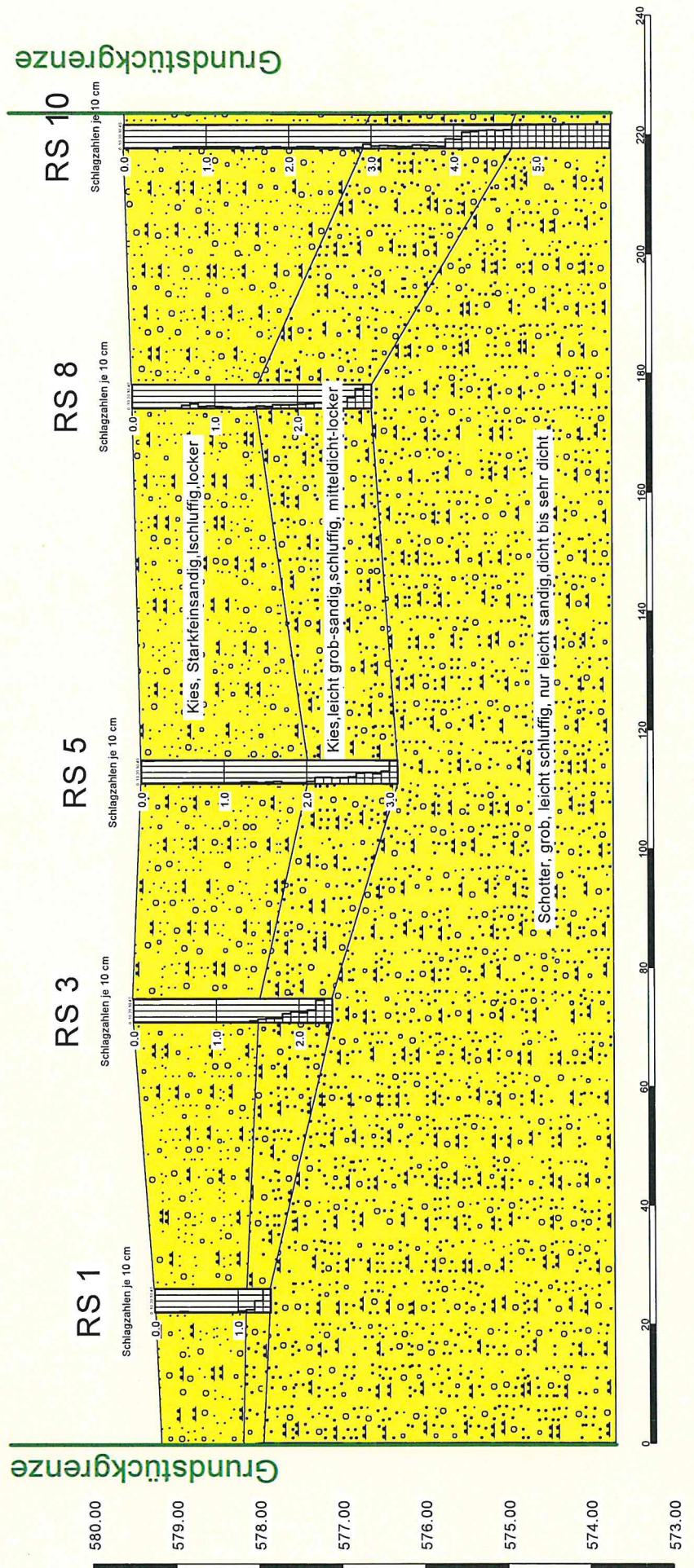


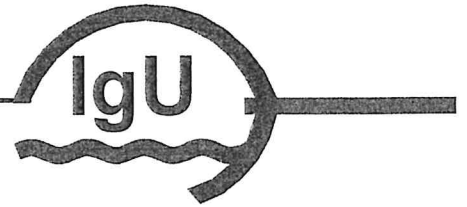
Die Rammsondierungen wurden mit 2 schweren Sondierdrauen DPH 50 kg (GTR 780 und GTR 1100)

BV ASTO Krailling, geologischer Schnitt W -E, volle Aufschlußtiefe im Schnitt nicht dargestellt
(14 fach - überhöht)

W

E





Anlage 5

Berechnung Grundlagen:

BV ASTO Krallring

Teilsicherheitskonzept

$\gamma_{Gr} = 1.30$

$\gamma_G = 1.20$

$\gamma_Q = 1.30$

Gründungssohle = 3.00 m

Grundwasser = 20.00 m

Grenztiefe mit $p = 20.0\%$

Datei: Setzungen Einzelfund. 900 kN.gdg

----- 1. Kernweite

----- 2. Kernweite

Boden	γ/γ'	γ/γ'	ϕ	c	v	E_s
	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°]	[kN/m ²]	[-]	[MN/m ²]
	20.0/10.0	32.0	1.0	0.00	0.00	60.0
	21.0/11.0	35.0	2.0	0.00	0.00	80.0
	20.5/10.5	48.0	0.0	0.00	0.00	200.0

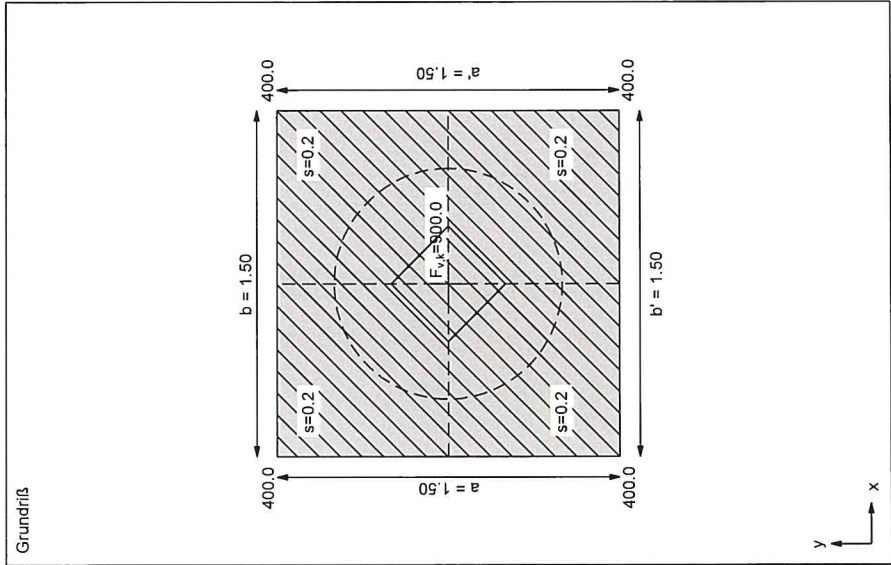
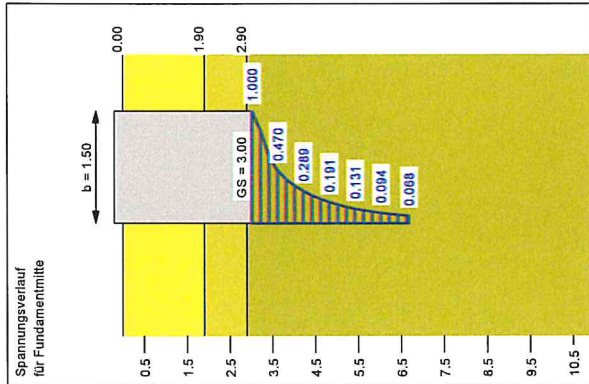
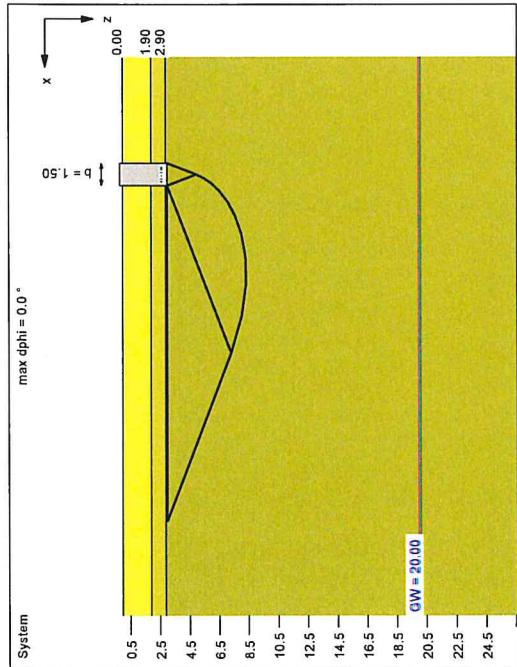
Lagebezeichnung

Kies, stark feinsandig, schluffig, locker

Kies, leicht grob-sandig, schluffig, mitteldicht-locker gelagert

Schotter, grob leicht schluffig, nur leicht sandig, dicht-sehr dicht

Einzelfundament = 900 kN



Ergebnisse Einzelfundament:

Lasten = ständig / veränderlich

Vertikallast $F_{v,k} = 900.00 / 0.00$ kN

Horizontalkraft $F_{h,k} = 0.00 / 0.00$ kN

Horizontalkraft $F_{h,y,k} = 0.00 / 0.00$ kN

Moment $M_{x,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m

Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m

Länge $a = 1.500$ m

Breite $b = 1.500$ m

Unter ständigen Lasten:

Exzentrizität $e_x = 0.000$ m

Exzentrizität $e_y = 0.000$ m

Resultierende im 1. Kern

Länge $a' = 1.500$ m

Breite $b' = 1.500$ m

Unter Gesamtlasten:

Exzentrizität $e_x = 0.000$ m

Exzentrizität $e_y = 0.000$ m

Resultierende im 1. Kern

Länge $a' = 1.500$ m

Breite $b' = 1.500$ m

Grundbruch:

Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{Gr} = 1.30$

$\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 28947.3 / 22267.13$ kN/m²

$R_{n,k} = 65131.35$ kN

$R_{n,d} = 50101.04$ kN

$V_d = 1.20 \cdot 900.00 + 1.30 \cdot 0.00$ kN

$V_d = 1080.00$ kN

μ (parallel zu x) = 0.022

cal $\phi = 48.0^\circ$

cal $c = 0.00$ kN/m²

cal $\gamma_2 = 20.50$ kN/m³

cal $\sigma_0 = 61.05$ kN/m²

UK log. Spirale = 8.34 m u. GOK

Länge log. Spirale = 27.47 m

Fläche log. Spirale = 81.15 m²

Tragfähigkeitsbeiwerte (x):

$N_{\phi 0} = 199.26$; $N_{\phi 90} = 222.30$; $N_{\phi 0} = 245.78$

Formbeiwerte (x):

$v_c = 1.747$; $v_d = 1.743$; $v_b = 0.700$

Setzung infolge Gesamtlasten:

Grenztiefe $t_g = 6.65$ m u. GOK

Setzung (Mittel aller KPs) = 0.20 cm

Setzungen der KPs:

links oben = 0.20 cm

rechts oben = 0.20 cm

links unten = 0.20 cm

rechts unten = 0.20 cm

Verdrehung(x) (KP) = 0.0

Verdrehung(y) (KP) = 0.0

Berechnungsgrundlage

BV ASTO Kralling

Grundbruchformel nach DIN 4017:2006

Teilsicherheitskonzept

$\gamma_{Gr} = 1.30$

$\gamma_G = 1.20$

$\gamma_Q = 1.30$

Gründungssohle = 0.00 m

Grundwasser = 20.00 m

Grenztiefe mit $p = 20.0\%$

Datei: Setzungsber von 1,1 m, Bodenplattenlast 500 kN-m2...g dg

1. Kernweite

2. Kernweite

Boden

γ/γ'

φ

c

v

E_s

21.0/11.0

35.0

2.0

0.00

80.0

Kies, leicht grob-sandig, schluffig, mitteldicht-locker geigert

20.5/10.5

48.0

0.0

200.0

Schotter, grob leicht schluffig, nur leicht sandig, dicht-sehr dicht

System

max dphi = 5.0 °

0.5

13.0

25.5

38.0

50.5

63.0

75.5

88.0

100.5

113.0

125.5

138.0

GW = 20.00

48.11 m

0.30

b = 20.00

Spannungsverlauf für Fundamentmitte

GS = 0.00

1.000

0.30

0.5

1.5

2.5

3.5

4.5

5.5

6.5

7.5

8.5

9.5

10.5

11.5

12.5

13.5

14.5

0.994

0.984

0.912

0.854

0.798

0.746

0.699

0.657

0.620

0.587

0.530

0.509

0.484

0.463

0.444

0.426

0.410

Grundriß

500.0

500.0

500.0

500.0

b = 20.00

a = 45.00

a' = 45.00

b' = 20.00

s = 3.7

s = 3.7

s = 3.7

s = 3.7

$F_{v,k} = 450000.0$

Ergebnisse Einzelfundament:

Lasten = ständig / veränderlich

Vertikallast $F_{v,k} = 450000.00 / 0.00$ kN

Horizontalkraft $F_{h,k} = 0.00 / 0.00$ kN

Horizontalkraft $F_{h,y,k} = 0.00 / 0.00$ kN

Moment $M_{x,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m

Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m

Länge a = 45.000 m

Breite b = 20.000 m

Unter ständigen Lasten:

Exzentrizität $e_x = 0.000$ m

Exzentrizität $e_y = 0.000$ m

Resultierende im 1. Kern

Länge a' = 45.000 m

Breite b' = 20.000 m

Unter Gesamtlasten:

Exzentrizität $e_x = 0.000$ m

Exzentrizität $e_y = 0.000$ m

Resultierende im 1. Kern

Länge a' = 45.000 m

Breite b' = 20.000 m

Grundbruch:

Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{Gr} = 1.30$

$\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 14880.7 / 11446.68$ kN/m²

$R_{n,k} = 13392609.90$ kN

Verdrehung(y) (KP) = 0.0

$R_{n,d} = 10302007.61$ kN

$V_d = 1.20 \cdot 450000.00 + 1.30 \cdot 0.00$ kN

$V_d = 540000.00$ kN

μ (parallel zu x) = 0.052

cal $\varphi = 40.0^\circ$

φ wegen 5° Bedingung abgemindert

cal c = 0.01 kN/m²

cal $\gamma_2 = 16.25$ kN/m³

UK log. Spirale = 46.98 m u. GOK

Länge log. Spirale = 213.04 m

Fläche log. Spirale = 5373.18 m²

Tragfähigkeitsbeiwerte (x):

$N_{\omega} = 75.13$; $N_{\omega 0} = 63.99$; $N_{b 0} = 52.81$

Formbeiwerte (x):

$v_c = 1.290$; $v_d = 1.286$; $v_b = 0.867$

Setzung infolge Gesamtlasten:

Grenztiefe $t_g = 30.99$ m u. GOK

Setzung (Mittel aller KPs) = 3.72 cm

Setzungen der KPs:

links oben = 3.72 cm

rechts oben = 3.72 cm

links unten = 3.72 cm

rechts unten = 3.72 cm

Verdrehung(x) (KP) = 0.0

Anlage 6a