



BAUGRUND- UND GRÜNDUNGSGUTACHTEN

Titel: Neubau Integrierte Regionalleitstelle (IRLS) Ostwürttemberg
Bischof-Fischer-Straße
Flst. 2648
73430 Aalen

Auftraggeber: DRK Kreisverband Aalen e. V.
Eugen-Hafner-Straße 1
73431 Aalen

Datum: 21. Dezember 2023

Az.: 22 0253 be01 hö/za

Verteiler: DRK Kreisverband e.V. pdf
Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure pdf



INHALT	Seite
1 VORGANG	4
2 LAGE UND GEOLOGISCHE SITUATION, ERDBEBENZONE	4
3 DURCHGEFÜHRTE UNTERSUCHUNGEN	5
4 ERGEBNISSE DER UNTERSUCHUNGEN	6
4.1 Schichtenaufbau des Untergrundes	6
4.2 Grundwasserverhältnisse, Betonaggressivität	7
4.3 Bodenmechanische Laboruntersuchungen	8
4.4 Homogenbereiche und erdstatische Kennwerte	10
5 FOLGERUNGEN FÜR DIE GEPLANTE BAUMASSNAHME	12
5.1 Angaben zur Gründung	12
5.2 Erdarbeiten und Wasserhaltung	15
5.3 Baugrubengestaltung - und sicherung	16
5.4 Schutz der Bauwerke gegen Durchfeuchtung, Bemessungswasserstand	17
6 BEFESTIGTE AUßENANLAGEN	19
7 VERSICKERUNG VON OBERFLÄCHENWASSER	20
8 SCHLUSSBEMERKUNGEN	20

ANLAGEN

Anlage 1

Pläne

- Anlage 1.1 Übersichtslageplan, TK 25
- Anlage 1.2 Lageplan mit Untersuchungspunkten, M 1:500
- Anlage 1.3 Lageplan UG mit Untersuchungspunkten, M 1:250

Anlage 2

Ergebnisse der örtlichen Erkundungen

- Anlage 2.1 - 2.3 Kernbohrungen (KB 1 und KB 2)
- Anlage 2.3 - 2.14 Baggerschürfe (SCH 1 bis SCH 12)
- Anlage 2.15 Bohrungen und schw. Rammsondierungen (B 1 bis B 4, SRS 1 bis SRS 4)
vom geolog. Büro Dr. Behringer (AZ A-22 832)

Anlage 3

Bodenmechanische Laborversuche

- Anlage 3.1 Natürliche Wassergehalte
- Anlage 3.2.1 - 3.2.3 Zustandsgrenzen
- Anlage 3.3 Punktlastversuche

Anlage 4

Schnittdarstellungen

- Anlage 4.1 Schnitt A-A, M 1:200
- Anlage 4.2 Schnitt C-C, M 1:200

Anlage 5

Geotechnische Berechnungen

- Anlage 5.1 Grundbruch- und Setzungen
für einzelfundamentartige Gründungskörper (Gebäude)
- Anlage 5.2.1 - 5.2.2 Setzungs- und Bettungsmodul für tragende Bodenplatte (Eisspeicher)

Anlage 6

Chemische Laborversuche

- Analysenbericht Nr. 442/15046 (Wasserprobe)

1 VORGANG

Es ist der Neubau der integrierten Regionalleitstelle Ostwürttemberg in Aalen geplant. Neben einem unterkellerten Gebäude wird ein Eisspeicher errichtet. Eine Übersicht über die Ortslage der Baumaßnahme gibt der Lageplan der Anlage 1.1.

Im Zuge der Planung wurde die Geotechnik Aalen mit der Untersuchung der Baugrund- und Grundwasserverhältnisse sowie der Beurteilung der Gründungsmöglichkeiten für das Bauvorhaben beauftragt. Grundlage für die Beauftragung war unser Honorarangebot vom 09.09.2023.

Zur Bearbeitung wurden folgende Unterlagen verwendet:

- [1] Baugeologisches Gutachten, AZ A-22 832 be/bi, Geologisches Büro Dr. Behringer, Aalen vom 23.09.2022
- [2] Bebauungsplan, LK&P. Ingenieure, Mutlangen vom 04.01.2021
- [3] Planunterlagen: Lageplan 27.02.2023, Grundrisse UG bis OG2 15/20.09/23.10.2023, Schnitte A-A bis C-C 23.10.2023, HIIIS Harder Stumpfpl Schramm Freie Architekten, Stuttgart
- [4] Statikpläne: Vertikallastabtrag 23.02.2023, Berechnung Betonplombe 17.05.2023, Gründung Betonplombe 17.05.2023, Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure, Stuttgart

Im Vorfeld der Außenarbeiten wurden von unserem Büro die Leitungspläne bei den zuständigen Ver- und Entsorgern erhoben.

2 LAGE UND GEOLOGISCHE SITUATION, ERDBEBENZONE

Das Baufeld liegt auf dem Flurstück 2648 an der Ecke Bischof-Fischer-Straße / Parkstraße in Aalen. Der zentrale Bereich ist relativ eingeebnet. Im Süden und Osten fällt das unbebaute Gelände über Böschungen auf Straßenniveau ab.

Geologisch betrachtet handelt es sich bei dem tieferen Baugrund um Schichten des Braunjuras, dem sog. Opalinuston. Dieser wird durch graue Ton- und Tonmergelsteine aufgebaut und von bindigen Verwitterungs- und Deckschichten (Hanglehme) überlagert. Aufgrund der Ortslage und Nähe zur ehemaligen Ziegelei Trost im Greut werden die natürlichen Böden erfahrungsgemäß von Auffüllungen überlagert.

Nach DIN EN 1998:2010-12 (EC 8, Abs. 3.2.1) „*müssen die nationalen Territorien von den nationalen Behörden je nach örtlicher seismischer Gefährdung in Erdbebenzonen unterteilt werden*“. Gem. DIN EN 1998-1/NA:2011-01 (Nationaler Anhang zum EC 8) gelten diesbezüglich die im Bild NA.1 dargestellten Erdbebenzonen. Eine ortsgenaue Zuordnung der Erdbebenzone kann zudem beim Helmholtz-Zentrum (Deutsches GeoForschungszentrum Potsdam) abgefragt werden. Diese Angabe bezieht sich jeweils auf die Ortsmitte, was den Angaben im EC 8 („*Definitionsgemäß wird die Gefährdung innerhalb jeder Zone als konstant angenommen.*“) entspricht.

Das hier betrachtete Baufeld liegt in der Erdbebenzone 0 und Untergrundklasse R. Als Baugrundklasse kann die Baugrundklasse C bis zur OK Tonstein und ab Tonstein die Baugrundklasse B angesetzt werden.

3 DURCHGEFÜHRTE UNTERSUCHUNGEN

Zur Beurteilung der Baugrund- und Grundwasserverhältnisse wurden im November 2023 insgesamt 2 Kernbohrungen (KB 1 und KB 2) bis maximal 15 m Tiefe durchgeführt. Im Lockergestein wurden die Bohrungen im Rammverfahren hergestellt und im wenig verwitterten Tonstein auf Rotationskernbohrung mit Wasserspülung umgestellt. Die Ansatzpunkte der Kernbohrungen wurden GPS-gestützt in der Höhe eingemessen.

Zusätzlich stehen 4 Altbohrungen (B 1 bis B 4) und 4 schwere Rammsondierungen (SRS 1 bis SRS 4) nach [1] zur Verfügung.

Zur umwelttechnischen Beurteilung des im Rahmen des geplanten Bauvorhabens anfallenden Ausbaus, wurde eine Insitu-Beprobung mit 12 Baggerschürfe (SCH 1 bis SCH 12) durchgeführt. Bezüglich der Ergebnisse der chemischen Analysen wird auf den Aktenvermerk Nr. 01 vom 04.12.2023 verwiesen. Die Schürfe wurden im gewachsenen Boden beendet.

Die Profile der Erkundungen sind in Anlage 2 beigefügt. Ihre Lage kann Lageplänen in Anlage 1.2 und 1.3 (UG = Untergeschoss) entnommen werden.

Die aufgeschlossenen Bodenprofile wurden ingenieur- und umweltgeologisch aufgenommen und schichtenweise beprobt. Eine grafische Darstellung der Schichtenprofile kann der Anlage 2 entnommen werden. Eine Beschreibung des Untergrundes findet sich in dem Kapitel 4.1.

Eine Wasserprobe aus der Kernbohrung KB 1 wurde zur chemischen Analyse auf Betonaggressivität an das akkreditierte Labor BVU, Markt Rettenbach übergeben. Die Analyseergebnisse sind in der Anlage 6 beigefügt. Eine Zusammenfassung und Bewertung der Analyseergebnisse findet sich im Kapitel 4.2.

An charakteristischen Proben der anstehenden Böden wurden in unserem bodenmechanischen Laborversuche durchgeführt. Die Versuchsprotokolle sind in der Anlage 3 zusammengestellt. Eine Zusammenfassung und Bewertung der Versuchsergebnisse findet sich im Kapitel 4.3.

4 ERGEBNISSE DER UNTERSUCHUNGEN

4.1 Schichtenaufbau des Untergrundes

Die Schichtenprofile und Rammdiagramme sind der Anlage 2 zu entnehmen. Nachfolgend wird der erkundete Untergrund zusammenfassend beschrieben:

Mutterboden

Die Mutterbodenstärke liegt vorwiegend bei 0,20 m und örtlich zwischen 0,40 - 0,50 m. An der Basis finden sich am Übergang zu den Auffüllungen (vgl. unten) Ziegelreste.

Auffüllungen

Es handelt sich hierbei um bindig geprägte Auffüllungen (Schluff/Tonen) mit Fremdbestandteilen. Bei den Fremdbestandteilen überwiegen Ziegelsteine und Ziegelbruch. Untergeordnet finden sich u. a. Schlacke und Beton. Die Ziegelsteine weisen bis 30 cm Kantenlänge auf, vereinzelt finden sich Beton-/Kalksteinquader (Blöcke) bis 70 cm Kantenlänge. Bezüglich der weiteren Zusammensetzung der Fremdbestandteile wird auf Anlage 2 verwiesen. Insgesamt wird der Anteil im späteren Aushub auf < 10 % abgeschätzt.

In der Altbohrung B 4 wurden keine Auffüllungen beschrieben. Alle weiteren Erkundungen zeigen Auffüllungen mit Unterkanten zwischen 0,50 - 2,60 m unter Gelände. Nach den Erkundungen scheint die Mächtigkeit insbesondere im südlichen Bereich nach Westen abzunehmen.

Hanglehm / Verwitterungslehm

Der gewachsene Boden wird aus vorwiegend braunen bis graubraunen Schluff/Tonen gebildet, die am Übergang zum Tonstein dunkelgrau werden. Die Böden weisen Konsistenzen zwischen weich -

steif bis halbfest - fest auf. Letztere tritt oberflächennah (Austrocknung) oder am Übergang zum Tonstein (vgl. unten) auf.

Nach den Bohrungen liegen die Unterkanten dieser Böden zwischen 4,50 - 5,10 m unter Gelände bis diese in den Tonstein (vgl. unten) übergehen.

Tonstein

Bei den Altbohrungen B 1 bis B 4 nach [1] wird der Tonstein verfahrensbedingt nicht weiter differenziert, sondern als verwittert und halbfest - fest beschrieben. Allerdings deuten die zugehörigen schweren Rammsondierungen SRS 1 bis SRS 4 durch den kontinuierlichen Anstieg der Schlagzahlen auf eine Festigkeitszunahme bzw. einen abnehmenden Verwitterungsgrad hin.

Anhand der Kernbohrungen KB 1 und KB 2 lässt sich ebenfalls eine Festigkeitszunahme bzw. ein abnehmender Verwitterungsgrad nachweisen. Der Tonstein wurde ab 5,00 m Tiefe (KB 1) bzw. 4,65 m Tiefe (KB 2) erkundet. Zunächst konnte der dunkelgraue Tonstein noch gerammt werden und zeigt sich als stark verwittert / plastifiziert (halbfest - fest) und sehr mürb.

Mit dem Umstieg auf die Rotationskernbohrung bei 6,00 m u. GOK (KB 1) bzw. 4,80 m u. GOK (KB 2) wird der Tonstein relativ einheitlich als mäßig verwittert bis unverwittert und mürb - mäßig mürb eingestuft. Einzelne cm-dicke Mergellagen sind im Tonstein vorhanden. Die Klüftung kann als dichtstehend bis mittelstehend beschrieben werden. Ab $N_{10} \geq 60$ der schweren Rammsondierungen SRS 1 bis SRS 4 ist der mäßig verwitterte bis unverwitterte Tonstein für erdstatische Berechnungen anzusetzen.

4.2 Grundwasserverhältnisse, Betonaggressivität

Bei den Altbohrungen B 1 bis B 4 vom geol. Büro Dr. Behringer ist davon auszugehen, dass durchwegs ohne Spülung gebohrt wurde. Nach Beendigung der Arbeiten wurden Wasserstände eingemessen.

Ein Wasserzutritt während der zunächst ausgeführten Rammbohrungen der KB 1 und KB 2 wurde nicht festgestellt. Dies bedeutet in der KB 1 wurde bis 6,00 m Tiefe und in der KB 2 bis 4,80 m Tiefe kein Wasser angetroffen. Während der Rotationskernbohrung (ab 6,00 m in KB 1 und ab 4,80 m in KB 2) kann dies aufgrund des fortan verwendeten Spülwassers nicht festgestellt werden. Nach Beendigung der Bohrarbeiten wurde nach dem Ausblasen des Spülwassers ein (Ruhe-)Wasserstand eingemessen.

Die Ergebnisse der Wasserstandmessungen sind in der folgenden Tabelle zusammengefasst.

Bohrung	Wasser eingemessen		Zusatzinfo
	[m u. GOK]	[m NN]	
B 1	5,13	435,2	noch ansteigend
B 2	4,02	435,9	Ruhewasser
B 3	4,47	434,9	noch ansteigend
B 4	3,54	435,9	Ruhewasser
KB 1	3,90	436,4	Ruhewasser
KB 2	2,90	436,6	Ruhewasser

[Tab. 1: Erkundete Wasserstände im August 2022 (B 1 - B 4) und November 2023 (KB 1 und KB 2)]

Es handelt sich bei o. g. Messungen nur um eine Momentaufnahme. Höchstmögliche Wasserstände können nur über mehrjährige Pegelmessungen ermittelt werden. Bezüglich des Bemessungswasserstands wird auf Abschnitt 5.4 verwiesen.

Bei dem angetroffenen Wasser handelt es sich um Schichtwasser aus dem Opalinuston, was entlang von Schichtstrukturen jahreszeitlich- und witterungsbedingt auftreten kann.

Nach dem Ausblasen des Bohrlochs der KB 1 wurde die Bohrung erneut ausgeblasen und hierbei die Wasserprobe WP-KB 1 entnommen, damit kein Spülwasser beprobt wird. Diese wurde auf Betonaggressivität nach DIN 4030 chemisch untersucht. Der Analysenbericht Nr. 442/15046 ist in Anlage 6 beigefügt. Die Probe ist wegen des erhöhten Sulfatgehalts als stark betonangreifend (Expositionsklasse XA 2) einzustufen, was für erdberührte Betonbauteile zu berücksichtigen ist. Dies ist auf den Opalinuston zurückzuführen.

4.3 Bodenmechanische Laboruntersuchungen

Natürliche Wassergehalte nach DIN EN ISO 17892-1

Aus den repräsentativen Boden- und Felsproben der Kernbohrungen wurden die natürlichen Wassergehalte bestimmt.

Im Boden liegen die Wassergehalte zwischen rd. 16,2 und 28,3 %. Dies ist unter Berücksichtigung der Bodenarten und steifen bis halbfest - festen Konsistenz erfahrungsgemäß plausibel.

Im Tonstein wurden Wassergehalte zwischen rd. 8,2 und 16,1 % ermittelt. Vorwiegend liegen die Wassergehalte bei < 13 %.

Der vergleichsweise hohe Wassergehalt der Probe KB 2/5 mit rd. 16,1 % ist hier plausibel, da es sich zunächst um einen stark verwitterten / plastifizierten (halbfest - festen) Tonstein handelt.

Zustandsgrenzen nach DIN EN ISO 17892-12

An drei Proben des gewachsenen Bodens der Kernbohrungen wurden die Zustandsgrenzen (Fließ- und Ausrollgrenzen) ermittelt. Die wesentlichen Ergebnisse der Versuche sind in der folgenden Tabelle zusammengefasst. Die vollständigen Versuchsprotokolle können der Anlage 3.2 entnommen werden.

Probe	Konsistenzzahl I_c	Zustandsform	Bodengruppe [DIN 18196]
KB 1/3	1,09	halbfest	TA
KB 1/6	1,20	halbfest	TA
KB 2/2	0,89	steif	TA

[Tab. 2: Zustandsgrenzen]

Die Böden sind als ausgeprägt plastische Tone (Bodengruppe TA) einzustufen.

Punktlastversuche

An 4 Kernproben des angewitterten Tonsteins wurden insgesamt 7 Punkt-Last-Versuche nach den Empfehlungen Nr. 5 der DGGT (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik) durchgeführt. Die Anlage 3.3 zeigt in tabellarischer Zusammenstellung die Versuchsergebnisse. Aus den Ergebnissen der Punkt-Last-Versuche kann durch entsprechende Korrektur nach *Brook* die einaxiale Druckfestigkeit über Umrechnungsfaktoren für bestimmte (Halb-)Festgesteine abgeleitet werden. In der Anlage sind - unter Berücksichtigung des jeweils beprobten Materials - die maßgebenden Ergebnisse farblich markiert. Hierbei kann für die Tonsteine des Opalinustons nach eigener Erfahrung (Korrelation Punktlastversuche mit einaxialen Druckversuchen) ein Umrechnungsfaktor $c = 10$ herangezogen werden. Dies entspricht dem der Literatur angegebenen gesteinspezifische Umrechnungsfaktor für Röt-Tonstein.

Die abgeleiteten einaxialen Druckfestigkeiten liegen zwischen 1,89 und 4,94 N/mm². Die Tonsteine sind daher gemäß der Laborversuche als mürb hinsichtlich der Festigkeit einzustufen.

4.4 Homogenbereiche und erdstatische Kennwerte

Folgende Homogenbereiche werden für die Schichten unterhalb des Mutterbodens gemäß DIN 18 300 für Erdarbeiten sowie DIN 18 301 für Bohrarbeiten festgelegt. Wenn keine Laborversuche zur Verfügung stehen, beruhen die Angaben auf Literatur- und Erfahrungswerten sowie den Feldbeobachtungen.

Homogenbereich H I: Auffüllungen
 H II: Hang-/Verwitterungslehm
 H III: Tonstein

	H I ¹⁾	H II
Ortsübliche Bezeichnung	Auffüllungen	Hang-/Verwitterungslehm
Korngrößenverteilung (Feinkornanteil)	60 bis 80 Gew.-%	70 bis 85 Gew.-%
Massenanteil Steine, Blöcke	< 10 % Steine & Blöcke	< 10 % Steine
Dichte	1,9 t/m ³	1,9 bis 2,1 t/m ³
Kohäsion [c'_k]	5 kN/m ²	5 bis 20 kN/m ²
undräßierte Scherfestigkeit [c_u]	30 kN/m ²	30 bis 250 kN/m ²
Wassergehalt [w_n]	15 bis 25 %	5 bis 15 %
Plastizitätszahl [I_p]	25 bis 35 %	25 bis 35 %
Konsistenzzahl [I_c]	0,75 bis 1,25	0,50 bis 1,50
Lagerungsdichte [D]	nicht relevant	nicht relevant
organischer Anteil	6 bis 12 %	6 bis 9 %
Abrasivität	nicht abrasiv bis abrasiv	nicht abrasiv bis kaum abrasiv
Bodengruppen	[TM, TA]	TM, TA

[Tab. 3: Homogenbereiche H I bis H II, Böden]

¹⁾ Auf Grund von Inhomogenitäten in künstlichen Auffüllungen sind Abweichungen möglich

	H III
Ortsübliche Bezeichnung	Opalinuston
Benennung von Fels	Sedimentgestein (Tonstein)
Dichte	2,1 bis 2,2 t/m ³
Farbe	dunkelgrau
Verwitterung und Veränderungen, Veränderlichkeit	unverwittert bis stark verwittert veränderlich bis stark veränderlich
Einaxiale Druckfestigkeit	1,5 bis 10 N/mm ²

	H III
Schichtflächenabstand	dünnschichtig, blättrig
Kluftabstand	dicht- bis engständig
Gesteinskörperform	tafelförmig
Abrasivität	schwach abrasiv

[Tab. 4: Homogenbereich H III, Festgestein]

Den bautechnisch relevanten Schichten können unter Berücksichtigung der DIN 1055 sowie nach der Erfahrung die nachfolgenden, charakteristischen erdstatischen Kennwerte zugewiesen werden:

Schichtbereich	Wichte [kN/m ³]		Reibungs- winkel [°]	Kohäsion [kN/m ²]	Undr. Scher- festigkeit [kN/m ²]	Steife- modul [MN/m ²]
	γ	γ'	φ'_k	c'_k	c_u	$E_{s,k}$
<u>Auffüllungen</u>						
Schluff/Ton	19	9	22,5	5 ¹⁾	30	²⁾
<u>Hang-/Verwitterungslehm</u>						
Schluff/Ton, weich - steif	19	9	22,5	5 - 10	30 - 60	3 - 6
Schluff/Ton, steif - halbfest	19	9	22,5	10 - 15	60 - 150	6 - 10
Schluff/Ton, halbfest - fest	20	10	22,5 - 25	15 - 20	150 - 250	10 - 15
<u>Tonstein</u>						
Tonstein, verwittert/stark verw.	21	11	25	20	250	30
Tonstein, mäßig verwittert/unverw. ³⁾	22	12	25	25	≥ 250	60

[Tab. 5: charakteristische erdstatische Kennwerte]

¹⁾ Ansatz einer Kohäsion nur für Nachweise bei temporärer Böschungsstandsicherheit

²⁾ auf Grund von Inhomogenitäten innerhalb der Auffüllungen kann kein Steifemodul angegeben werden

³⁾ nach den schweren Rammsondierungen (SRS 1 bis 4) ab $N_{10} \geq 60$ anzusetzen

5 FOLGERUNGEN FÜR DIE GEPLANTE BAUMASSNAHME

5.1 Angaben zur Gründung

In Anlage 4 sind 2 Baugrundschnitte (Schnitt A-A und C-C) zur Visualisierung der Lage der Bauwerke im Baugrund beigelegt. Die Oberkante (OK) Tonstein (Gründungshorizont, vgl. unten) ist dort interpoliert eingetragen. Hiermit ist bereits die OK des stark verwitterten Tonsteins berücksichtigt. Das Gebäude mit Untergeschoss/Tiefgarage (UG/TG) sowie der tiefere, abgerückte Eisspeicher sind differenziert zu betrachten. Die $\pm 0,00$ = OK FFB des Erdgeschosses liegt bei 440,35 mNN. Die UG FFB des Gebäudes liegt bei $- 3,57 = 436,78$ mNN. Die OK Bodenplatte des Eisspeichers liegt bei $- 4,95 = 435,40$ mNN.

Zunächst wird die Gründung des Gebäudes mit UG/TG betrachtet. Es wird empfohlen die Gründung, auch unter Berücksichtigung der Lasten [4], vertieft bis zum verwitterten Tonstein für eine bessere Tragfähigkeit und geringere Setzungen herzustellen. Im Bereich der Linienlasten sind Balken zur Lastverteilung auf „einzelfundamentartige“ Gründungskörper herzustellen, um Beton- und Aushubmengen zu minimieren.

Um die erforderlichen Vertiefungen zu verdeutlichen, ist nachfolgend aufschlussbezogen der jeweilige OK Gründungshorizont (mNN) sowie die Höhendifferenz ab der OK FFB UG = 436,78 mNN angegeben. In den beigelegten Schnitten ist OK Tonstein einskizziert.

Aufschluss	OK FFB UG / TG = 436,78 mNN	
	OK Gründungshorizont ¹⁾ [mNN]	Höhendifferenz ²⁾ [m]
KB 1	~ 435,30	~ 1,50
B 1/SRS1	435,30	~1,50
B2/SRS2	434,80	~ 2,00
B3/SRS3	434,40	~ 2,40
KB 2	~ 434,90	~ 1,90
B4/SRS4	434,90	~ 1,90

[Tab. 6: erkundete OK Gründungshorizont und Abstand zur OK FFB UG von Norden nach Süden]

¹⁾ Gründungshorizont ist Tonstein ab starker Verwitterung

²⁾ Plattenstärke, Dämmung etc. und Fundamenttiefe nicht berücksichtigt

Nach obiger Tabelle werden die Absetztiefen der Gründungskörper ab FFB UG zwischen rd. 1,50 - 2,50 m liegen. Abweichungen sind aufgrund von natürlichen Schwankungen und punktueller Aufschlüsse nicht auszuschließen.

Die Tieferführung der Gründung kann mit Plomben, Schachtringen, Stahlrohren o. ä. erfolgen. Schachtringe oder gebohrte Stahlrohre (z. B. Fa. Ezel) bieten den Vorteil, dass der Aushub geschützt im Inneren stattfindet. Am Übergang zum Verbau muss die Gründung in jedem Fall mit Schachtringen o. ä. tiefergeführt werden, damit die Standsicherheit des Verbaus nicht beeinträchtigt wird. Die weiter innenliegenden Gründungskörper können als „ungeschützte“ Plomben hergestellt werden, was jedoch voraussetzt, dass diese unmittelbar nach dem Aushub ausbetoniert werden; auch wegen möglicher Wasserzutritte. Die Plombengruben sind in den Böden mit senkrechter Böschung als kurzzeitig standsicher einzustufen.

Für die Grundbruch- und Setzungsberechnungen wurde auf der sicherliegenden Seite eine Gründung auf dem stark verwitterten Tonstein unter Berücksichtigung von Schichtwasserführungen berücksichtigt. Zudem wird eine anteilige Aushubentlastung angesetzt.

Die rechnerische Abschätzung in Bezug auf Grundbruchsicherheit und Setzungen für eine Flachgründung mittels „einzelfundamentartiger“ Gründungskörper erfolgt mit dem Programm GGU-Footing. Die Berechnung wird nach EC 7 für die ständige Bemessungssituation BS-P durchgeführt. Für einzelfundamentartige Gründungskörper wird eine Grundfläche im Verhältnis 1:1 betrachtet. Bei „Ringfundamenten“ (Schachtringe o. ä.) ist eine entsprechende Grundfläche zu berücksichtigen. Anzahl, Lage und Dimensionen sind vom Tragwerksplaner festzulegen.

Der Anteil an veränderlicher Last wird - auf der sicheren Seite liegend - mit 50 % angenommen. Eine anteilige Aushubentlastung wird berücksichtigt. Die Berechnungsergebnisse sind als Anlage 5.1 beigelegt.

Nach den durchgeführten Berechnungen kann unter Einhaltung der zu Grunde liegenden Geometrieangaben bei lotrecht mittiger Belastung folgender Bemessungswert des Sohlwiderstands für die Fundamente bei Auflagerung auf dem Tonstein in Ansatz gebracht werden:

- **Einzelfundamentartiger Gründungskörper**, Einbindung $t \geq 1,50$ m ab OK FFB

Breite 0,80 m: $\sigma_{R,d} = 600 \text{ kN/m}^2$

Breite 2,10 m: $\sigma_{R,d} = 700 \text{ kN/m}^2$

(Zwischenwerte für $\sigma_{R,d}$ sind gemäß Anlage 5.1 anzusetzen)



Bei voller Ausnutzung der Sohlpressung ergeben sich rechnerische Setzungen zwischen rd. 1 - 2 cm und Setzungsdifferenzen von maximal 1 cm, die für die aufgehende Konstruktion zu berücksichtigen sind.

Erfolgt die Gründung, wie empfohlen, auf dem Tonstein, kommt es am Übergang zum Eisspeicher nicht zu einem Lasteinfluss vom Gebäude aus. Auch die beiden Einzelfundamente in Achse 10/A und 10/B (Überdachung Eingangsplatz) müssen daher bis zum Tonstein vertieft werden.

Nach den Altbohrungen sind örtlich noch geringmächtige Weichschichten unterhalb der Bodenplatte des Gebäudes zu erwarten, selbst wenn Bodenplattenstärke, Dämmung, Sauberkeitsschicht (planarisch festzulegen) und ein Unterbau (vgl. unten) berücksichtigt werden. Dies betrifft insbesondere der Bereich mit der Bohrung B 3. Letztendlich wird eine Arbeitsebene von mindestens 30 cm Stärke aus Schotter empfohlen, die auch für den Endzustand verbleibt. Reste von Weichschichten sind zusätzlich auszukoffern. Im Bereich der Tiefgarage wird aufgrund der späteren Befahrung der Bodenplatte zusätzlich oberhalb der Arbeitsebene 20 cm Schotter als Tragschicht empfohlen. Oberhalb dieses mind. 50 cm starken Aufbaus ist bei Abdichtung in Verbindung mit Dränagen nach DIN 4095 sowie Wassereinwirkungsklasse W1.2-E (vgl. Abschnitt 5.4, Variante 1) noch eine 20 cm starke kapillarbrechende Schicht einzubringen. Für die Kellerbereiche hingegen reicht die 30 cm Arbeitsebene, die auch für den Endzustand verbleibt und darüber die kapillarbrechende Schicht, sofern die Abdichtung dies fordert.

Die Bodenplatte des abgerückten Eisspeichers liegt nach Schnitt C-C (Anlage 4.2) bereits im gut tragfähigen Tonstein. Eine Vertiefung über Plomben wird daher nicht erforderlich. Die Gründung kann auf einer elastisch gebetteten, tragenden Bodenplatte erfolgen. Eine gewisse Ausgleichsschicht („Bettungspolster“) wird durch den Felsaushub geologisch bedingt erforderlich. Es wird mindestens 30 cm Schotter empfohlen, was auch für den Bauzustand (Arbeitsebene) genutzt werden kann.

Das für die Bemessung der tragenden Bodenplatte vom Tragwerksplaner geforderte Bettungsmodul ist keine Bodenkonstante, sondern von den Lasten, der Lastverteilung und dem Baugrund abhängig. Mit den Lastangaben aus [4] werden Berechnungen zu den Setzungen und zum Bettungsmodul ausgeführt. Diese sind in Anlage 5.2 beigelegt. Hierbei werden eine 40 cm starke Bodenplatte sowie eine anteilige Aushubentlastung angesetzt.

Gemäß Anlage 5.2.1 liegen die rechnerischen Setzungen zwischen rd. 0,5 bis > 2,5 cm. Setzungsdifferenzen sind bis rd. 2 cm möglich. Eine Zunahme der Streifigkeit des unverwitterten Tonsteins mit der Tiefe wurde nicht berücksichtigt, so dass etwas geringere Setzungen/Setzungsdifferenzen zu erwarten sind.



Nach Anlage 5.2.2 können 3 Bereiche für das Bettungsmodul k_s abgegrenzt werden. Dies berücksichtigt einen zentralen Bereich 1 mit $k_s = 1,5 \text{ MN/m}^3$, den umliegenden Bereich 2 mit $k_s = 8 \text{ MN/m}^3$ sowie einen umlaufenden, 0,65 m breiten Randstreifen mit $k_s = 14 \text{ MN/m}^3$.

Bei fachgerechter Ausführung der vorgeschlagenen Gründung führen Setzungen und Setzungsunterschiede in o.g. Größenordnungen nicht zu Schäden an der Konstruktion und liegen in einem normalen Bereich. Leichte, die Standsicherheit nicht beeinträchtigende Risse, hier insbesondere im Übergang von gering belasteten Bereichen zu hoch beanspruchten Bauteilen sowie in den Sohlplatten, sind mit Sicherheit nicht ganz auszuschließen und üblicherweise mit Rücksicht auf eine wirtschaftliche Fundierung und Konstruktion in Kauf zu nehmen. Die Verträglichkeit der Verformungen ist hinsichtlich der Nutzung und Konstruktion planerisch zu prüfen. Die Setzungen werden im Tonstein bereits nach kurzer Zeit abklingen.

Zur Festlegung der Gründungstiefe ist der Gutachter im Rahmen einer Sohlabnahme heranzuziehen.

5.2 Erdarbeiten und Wasserhaltung

Die Erdarbeiten sind generell unter Berücksichtigung der Vorgaben der ZTV E-StB, DIN 4123 und DIN 4124 durchzuführen. Nach DIN 18196 sind die angetroffenen Schichten aufgrund der hohen Feinkornanteile mäßig bis stark witterungs- und frostempfindlich und neigen bei Wasserzutritt in Verbindung mit dem Baubetrieb zum Aufweichen und Verbreiten. Auf gefrorenem Boden darf nicht gegründet werden. Die Erdarbeiten sollten grundsätzlich nicht vor einer zu erwartenden Regen- oder Frostperiode beginnen.

Gründungen müssen grundsätzlich zur Frost- und Schrumpfungssicherheit im Endzustand eine Einbindung von mindestens 1,50 m aufweisen, was hier durch die Unterkellerung oder Tieferführung der Einzelfundamente in Achse 10/A und 10/B bis auf den Tonstein ohnehin erreicht wird.

Ober-/Mutterboden ist in den Endaushubebenen im Einflussbereich von Bebauungen, Wegen etc. zu entfernen. Weichschichten und aushubbedingte Auflockerungen sind ebenfalls sorgfältig zu beseitigen. Bei Bodenaustauschmaßnahmen ist ein seitlicher Überstand in Schichtstärke zur Berücksichtigung der Lastausbreitung im Boden einzuhalten.

Für die Erdarbeiten wird ein Felslöffel empfohlen. In den Auffüllungen können Blöcke (Beton u. Kalksteine) enthalten sein. Der Tonsteinaushub lässt sich erfahrungsgemäß noch gut lösen, allerdings sind Meißelarbeiten im Bereich des Eisspeichers nicht gänzlich auszuschließen.

Das Aushubmaterial ist ohne Aufbereitung verdichtungsunwillig. Es müssten extra Flächen zur Verfügung stehen, um das Material aufzubereiten (Bodenverbesserung), sonst ist in Bereichen mit Verformungsbegrenzungen (z. B. spätere Verkehrsflächen) Liefermaterial vorzusehen (vgl. unten). Bei ggf. späteren Grünflächen im Bereich der Arbeitsraumverfüllung der Baugrube hingegen können Sackungen in Kauf genommen werden und eine Verwertung vor Ort mit Aushub aus gewachsenem Boden wäre möglich.

Bezüglich der Abfuhr (Verwertung/Entsorgung) von Auffüllungen/Böden wird auf den Aktenvermerk Nr. 01 vom 04.12.2023 verwiesen.

Für Arbeitsraumverfüllungen und Geländeaufschüttungen ist die Qualität des verwendeten Materials und der Verdichtung je nach vorgesehener Nutzung festzulegen. Für Bereiche mit Verformungsbegrenzungen kann ein Material der Bodengruppen SE, SW, SI, GE und GW gem. DIN 18 196 verwendet werden. Die Dicke der einzelnen Lagen, die 30 cm nicht überschreiten darf, ist letztendlich in Abhängigkeit vom eingesetzten Verdichtungsgerät und Material festzulegen. Die jeweils erreichte Tragfähigkeit ist lagenweise, z.B. durch Lastplattendruckversuche, nachzuweisen.

Für Baustelleneinrichtungsflächen wird eine Arbeitsebene, z. B. aus Schotter mit einer Stärke von mindestens 30 cm, empfohlen.

Für Oberflächen- und Schichtwasser ist eine bauzeitliche, offene Wasserhaltung mit Dränagen und Pumpensümpfen einzuplanen und wasserrechtlich zu genehmigen.

5.3 Baugrubengestaltung - und sicherung

Für die Baugrubengestaltung sind grundsätzlich die Vorgaben der DIN 4123 und DIN 4124 zu beachten.

Bei ausreichenden Platzverhältnissen, nicht durchströmten Böschungen und keiner Beeinflussung der Böschungsstandsicherheit durch Verkehr und / oder Erschütterungen können in Anlehnung an die DIN 4124 für die Baugrube freie Böschungen bis zu einer Höhe von 5 m mit nachfolgenden maximalen Böschungswinkeln β angelegt werden:

Auffüllungen (bereits konsolidiert und bindig), Schluff/Ton, mindestens steif	$\beta \leq 60^\circ$
Tonstein	$\beta \leq 80^\circ$

Frei geböschte Böschungen > 5 m Höhe sind rechnerisch nachzuweisen.

Die Böschungskronen sind auf einer Breite von mindestens 1,0 m von sämtlichen Stapellasten (Container, Schalungsteile, Betonfertigteile, Aushub usw.) freizuhalten. Bei Baustellenverkehr durch LKW, Bagger usw. neben der Baugrubenböschung sind folgende Mindestabstände einzuhalten:

Gesamtgewicht < 12 t:	1,0 m
Gesamtgewicht ≥ 12 t bis 40 t:	2,0 m

Aufgrund der Vollunterkellerung, der z. T. grenznahen Bebauung und o. g. Böschungswinkel wird für die Baugrube mindestens im nördlichen Teil ein Verbau erforderlich. Eine Baugrubenplanung und Statik ist vorzunehmen. Vor Herstellung des Baugrubenverbaus ist eine wasserrechtliche Genehmigung einzuholen.

Im Falle einer Rückverankerung des Verbaus kann für 5 - 6 m lange Verpresskörper ($\varnothing \geq 12$ cm) im mäßig verwitterten bis unverwitterten Tonstein (vgl. KB 1 und KB 2 bzw. SRS 1 - 4 ab $N_{10} \geq 60$) ein charakteristischer Bruchwert der Mantelreibung $\tau_{mf} = 200$ kN/m² angesetzt werden. Dies gilt für mindestens 1-fach nachverpresste, temporäre Litzenanker.

5.4 Schutz der Bauwerke gegen Durchfeuchtung, Bemessungswasserstand

Grundsätzlich ist der Baugrund als gering durchlässig einzustufen, so dass sich Wasser in der Arbeitsraumverfüllung der Baugrube anstauen kann („Badewanneneffekt“), insofern keine Dränagen das Wasser abführen. Letztendlich können 3 Varianten zur Abdichtung der erdberührten Bauteile unterschieden werden:

Variante 1 (mit Dränage nach DIN 4095 als Begrenzungsdränage)

Für das Gebäude (erdberührte Bauteile) kann eine Abdichtung nach DIN 18533-1 unter Berücksichtigung der Wassereinwirkungsklasse W 1.2-E (Bodenfeuchte und nicht drückendes Wasser bei Bodenplatten und erdberührten Wänden mit Dränung) erfolgen. W 1.2-E gilt in Verbindung mit einem Dränsystem nach DIN 4095, das dauerhaft rückstaufrei an eine geeignete Vorflut angeschlossen ist. Dieses Dränsystem ist zusätzlich um den Eisspeicher zu verlegen, wobei die Dränebene auf das Gebäude ausgelegt wird. Unter der Bodenplatte des Gebäudes wird eine 20 cm starke kapillarbrechende Schicht (z. B. Körnung 2/45) erforderlich. Der Eisspeicher hingegen ist gegen drückendes

Wasser abzudichten (vgl. Variante 3). Der Bemessungswasserstand ist auf der Höhe der Dränage anzugeben.

Variante 2 (mit höher liegender Begrenzungsdränage)

Alternativ können sowohl Gebäude als auch Eisspeicher gegen drückendes Wasser abgedichtet werden (vgl. Variante 3). Ergänzend kann eine umlaufende Dränage als Begrenzungsdränage verlegt werden. Diese Dränage ist planerisch so zu verlegen, dass kein Auftrieb der Bauwerke stattfindet. Dies bedeutet diese Dränage liegt grundsätzlich höher als bei Variante 1 (Dränage nach DIN 4095). Die Dränebene entspricht dem Bemessungswasserstand.

Variante 3 (ohne Dränage)

Es wird keine Dränage verlegt. Beide Bauwerke werden gegen drückendes Wasser abgedichtet. Der Bemessungswasserstand ist für diesen Fall auf den geplanten Endzustand des Geländes auszulegen, da sich Wasser im Arbeitsraum anstauen kann. Bei dieser Variante wird voraussichtlich eine Auftriebssicherung erforderlich, was planerisch zu prüfen ist (z. B. Bodenplattenüberstand, Zugpfähle o.ä.).

Für eine Abdichtung gegen drückendes Wasser gibt es 2 Möglichkeiten:

- Abdichtung nach DIN 18533-1 mit W2.1-E (mäßige Einwirkung von drückendem Wasser ≤ 3 m Eintauchtiefe) oder W2.2-E (hohe Einwirkung von drückendem Wasser > 3 m Eintauchtiefe); planerisch zu prüfen, vgl. unten
- „Weiße Wanne“ / WU Beton nach WU-Richtlinie mit Beanspruchklasse 1

Die maßgebende Wassereinwirkungsklasse nach DIN 18533-1 hängt von der Differenzhöhe zwischen Bemessungswasserstand und UK Bodenplatte (= untere Abdichtungsebene) ab. Bei ≤ 3 m gilt W2.1-E, sonst W2.2-E. Ohne Dränagen ist die Tiefe der Bodenplatte unter GOK (Endzustand) entscheidend, da dann der Bemessungswasserstand auf GOK liegt. Wenn zusätzlich Dränagen verlegt werden (Variante 2), muss der Abstand zwischen Dränniveau (= Bemessungswasserstand) und UK Bodenplatte berücksichtigt werden, um die maßgebende Wassereinwirkungsklasse (W2.1-E oder W2.2-E) gegen drückendes Wasser zu definieren. Die Abdichtungsart nach DIN 18533 ist nach der Wassereinwirkungsklasse in Verbindung mit der planerisch festzulegenden Riss-, Verformungs- und Raumnutzungsklasse zu wählen.

Lichtschächte, Rohrdurchführungen usw. sind in das letztlich gewählte Abdichtungskonzept mit einzubeziehen.

Die rückstaufreie Ableitung von Dränwasser für die Varianten 1 und 2 in die Vorflut ist planerisch zu prüfen und mit den Behörden abzustimmen.

6 BEFESTIGTE AUßENANLAGEN

Befestigte Außenanlagen (Zufahrt, Parkplätze etc.) sind nach den Vorgaben der „Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen“ (RStO 12) zu planen und aufzubauen.

Der anstehende Untergrund ist auf der sicher liegenden Seite in die Frostempfindlichkeitsklasse F3 einzustufen. Das Baufeld liegt in der Frosteinwirkungszone II. Nachfolgend wird exemplarisch die Belastungsklasse Bk 0,3 (nur PKW-Verkehr) berücksichtigt. Die Belastungsklasse ist planerisch zu prüfen. Ggf. müssen nachfolgende Angaben im Zuge der weiteren Planung angepasst werden.

Mit obigen Angaben ist gemäß den Tabellen 6 und 7 der RStO 12 ein frostsicherer Gesamtaufbau (Befestigung und Tragschicht) von mindestens 55 cm erforderlich.

Auf OK Tragschicht hängt das E_{v2} neben der Belastungsklasse von der Befestigung (Asphalt bzw. Pflaster) ab. Bei Pflasterung ist nach Tafel 3 der RStO 12 ein $E_{v2} \geq 120 \text{ MN/m}^2$ bei Belastungsklasse Bk 0,3 nachzuweisen.

Für Bereiche ohne Befahrung durch Fahrzeuge kann Tafel 6 (Rad-/Gehweg) der RStO 12 berücksichtigt werden. Demzufolge ist ein frostsicherer Gesamtaufbau von 40 cm erforderlich. Auf OK Tragschicht ist ein $E_{v2} \geq 80 \text{ MN/m}^2$ nachzuweisen.

Auf dem Erdplanum ist ein Verformungsmodul $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ nachzuweisen. Wird das Planum aus der Arbeitsraumverfüllung gebildet, ist diese entsprechend verdichtungswillig zu wählen. Außerhalb der Arbeitsraumverfüllung ist das Planum bindig geprägt und müsste mit einem mindestens 30 cm starken Bodenaustausch ertüchtigt werden.

Die jeweils erreichte Tragfähigkeit ist lagenweise (Planum und Tragschichten) mittels statischen Plattendruckversuchen nachzuweisen.

In den angetroffenen Böden kann einsickerndes Oberflächenwasser nicht ausreichend zur Tiefe versickern. Es ist eine entsprechende Entwässerung des Erdplanums vorzusehen.

Sickerwasser ist über ein Dränsystem zu fassen. Das Planum muss mit entsprechendem Gefälle hergestellt werden. Das anfallende Wasser ist dauerhaft rückstaufrei abzuleiten.

7 VERSICKERUNG VON OBERFLÄCHENWASSER

Eine Versickerung in Auffüllungen ist unzulässig. Die angetroffenen natürlichen Schichten weisen aufgrund der hohen Feinkornanteile (Schluff/Ton) nach den Vorgaben des Arbeitsblattes DWA A 138 der „Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.“ (DWA) für eine Versickerung eine zu geringe Durchlässigkeit auf ($k_f < 10^{-6}$ m/s). Auch der Tonsteinfels wirkt wasserstauend. Eine Versickerung ist folglich nicht möglich. Das anfallende Niederschlagswasser ist daher zu fassen und rückstaufrei abzuleiten.

8 SCHLUSSBEMERKUNGEN

Die Untergrundverhältnisse im Baufeld wurden durch 2 Kernbohrungen, 12 Baggerschürfe sowie den Altuntersuchungen vom geol. Büro Dr. Behringer und unter Hinzuziehung der örtlichen Kenntnisse der geologischen Verhältnisse beschrieben und beurteilt.

Wir weisen darauf hin, dass es sich hierbei um punktuelle Aufschlüsse handelt und Abweichungen vom hier beschriebenen Befund nicht ausgeschlossen werden können, womit eine ständige und sorgfältige Kontrolle der bei den Erd- und Gründungsarbeiten angetroffenen Verhältnissen und ein Vergleich zu den Ergebnissen und Folgerungen im Gutachten unerlässlich sind.

Zu Beginn der Gründungsarbeiten ist eine Sohlabnahme durch den Gutachter vorzunehmen.

Für die Geotechnik Aalen GmbH & Co. KG



Dipl.- Geol. W. Höffner

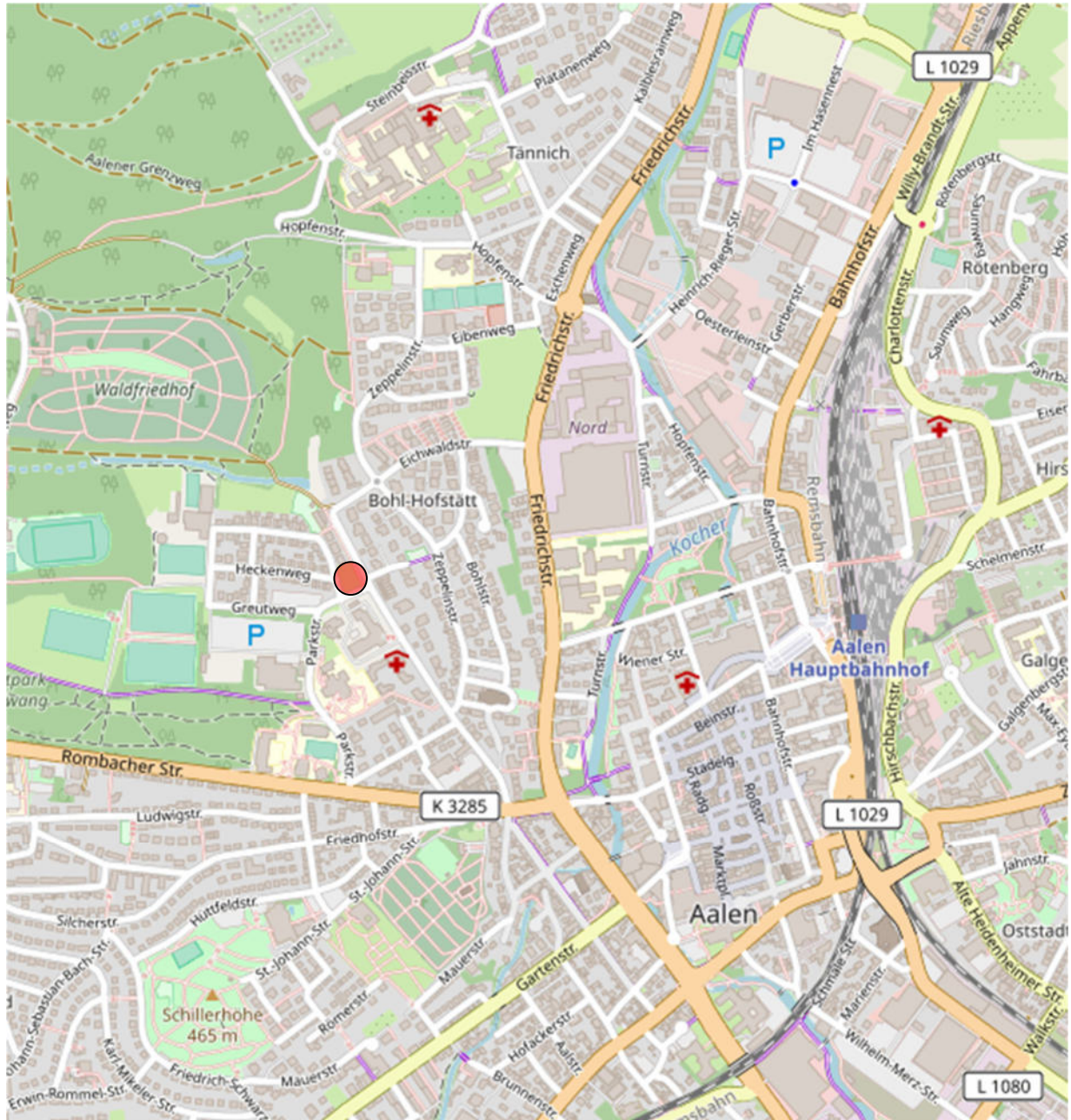
Sachbearbeiter



M. Sc. F. Zahn

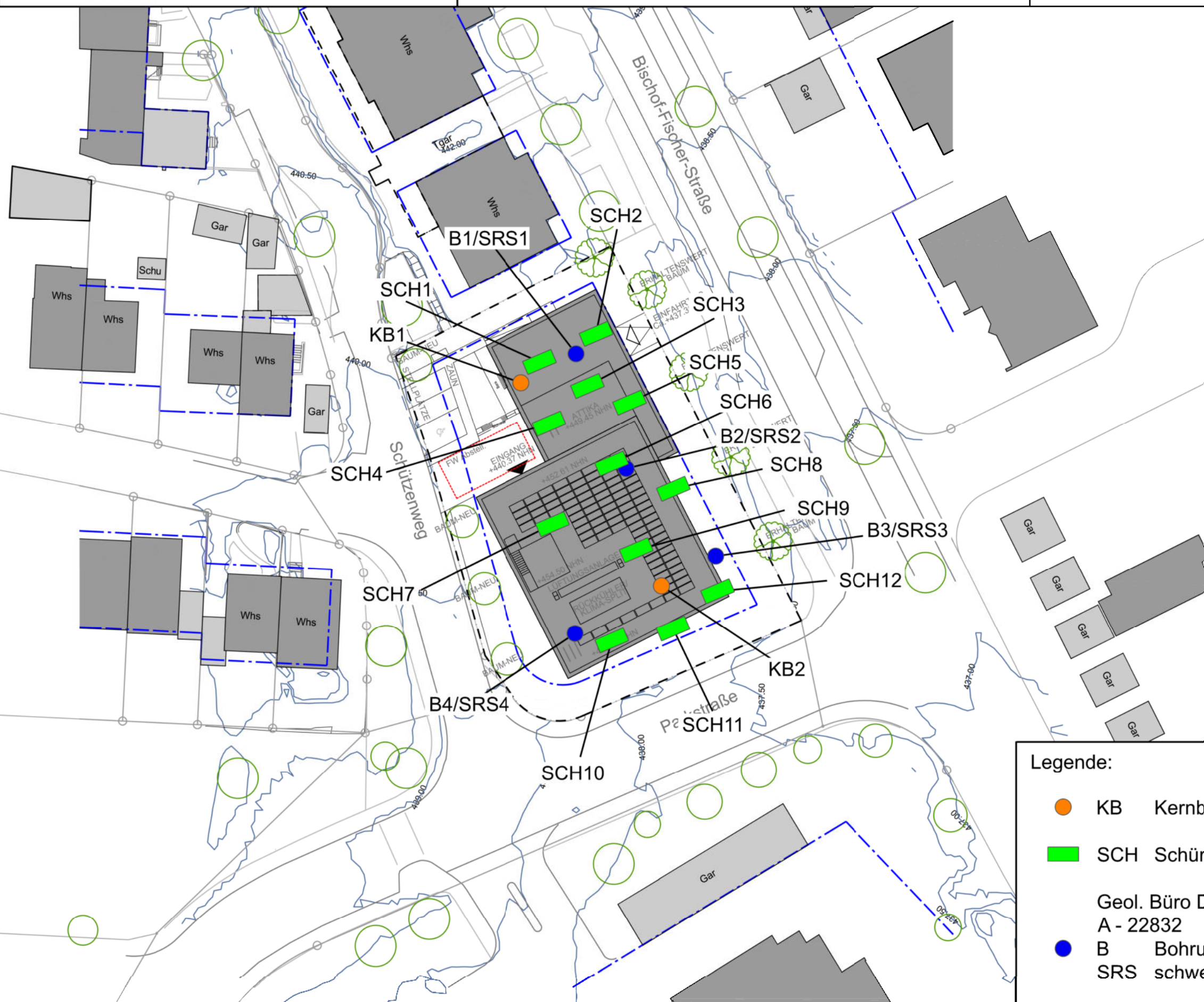
ÜBERSICHTSLAGEPLAN

Plangrundlage: OpenStreetMap 1: 20.000
Aalen, Bischof-Fischer Straße - Parkstraße



Legende:

 Untersuchungsgebiet



Legende:

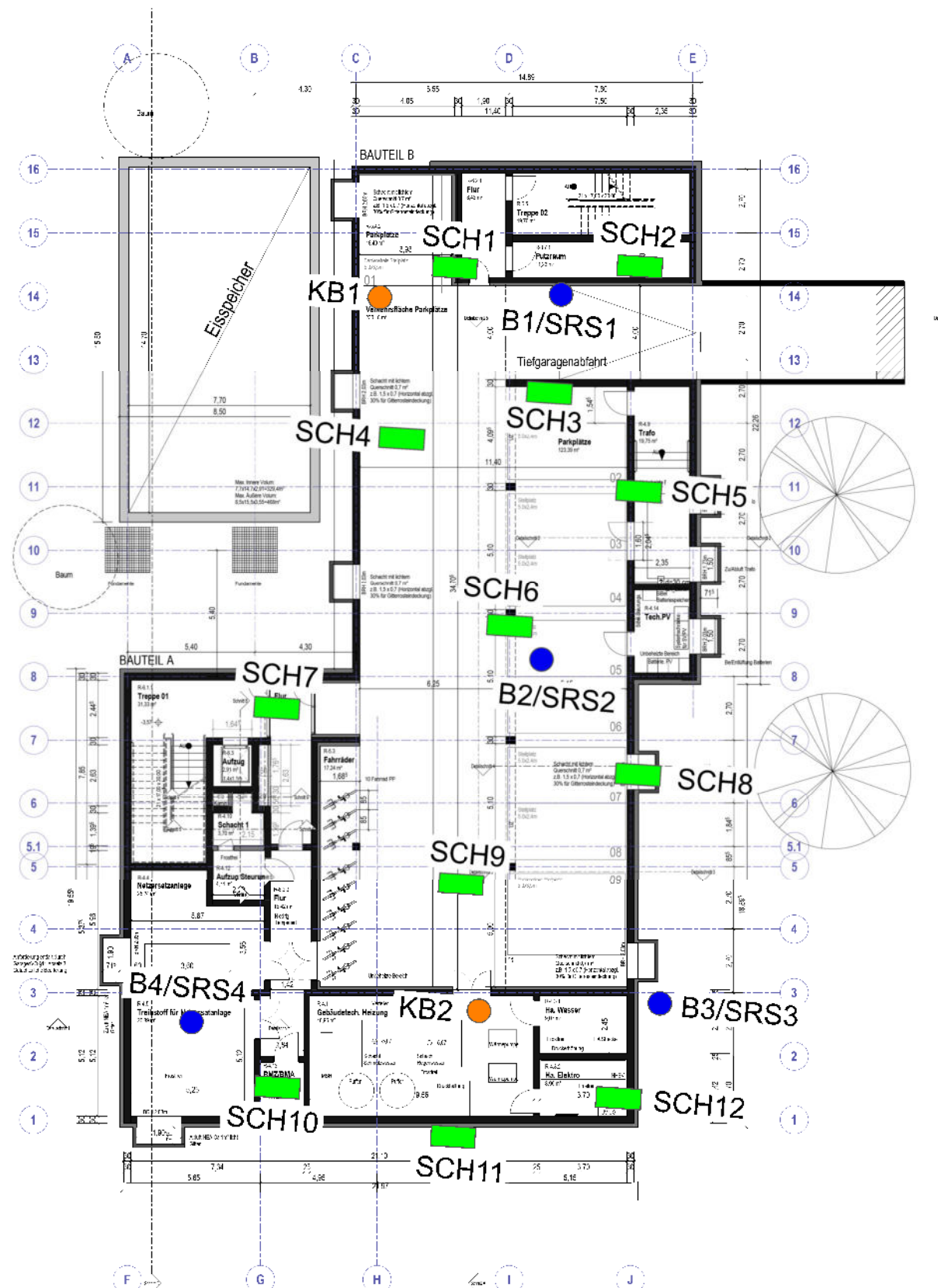
● KB Kernbohrung

■ SCH Schürfgrube

Geol. Büro Dr. Behringer:
A - 22832

● B Bohrungen

SRS schwere Rammsondierung



Legende:

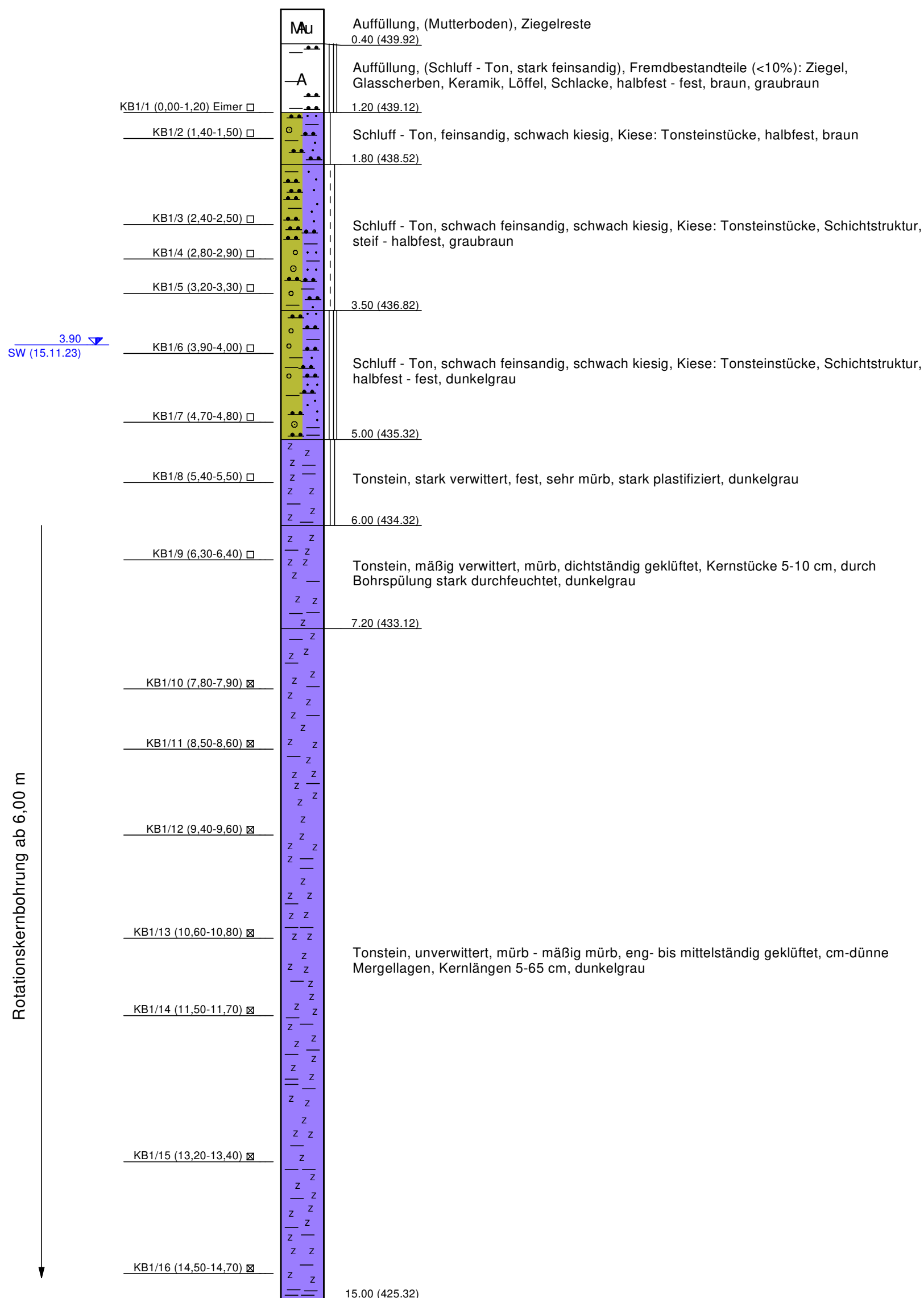
KB Kernbohrung

SCH Schürfgrube

Geol. Büro Dr. Behringer:
A - 22832

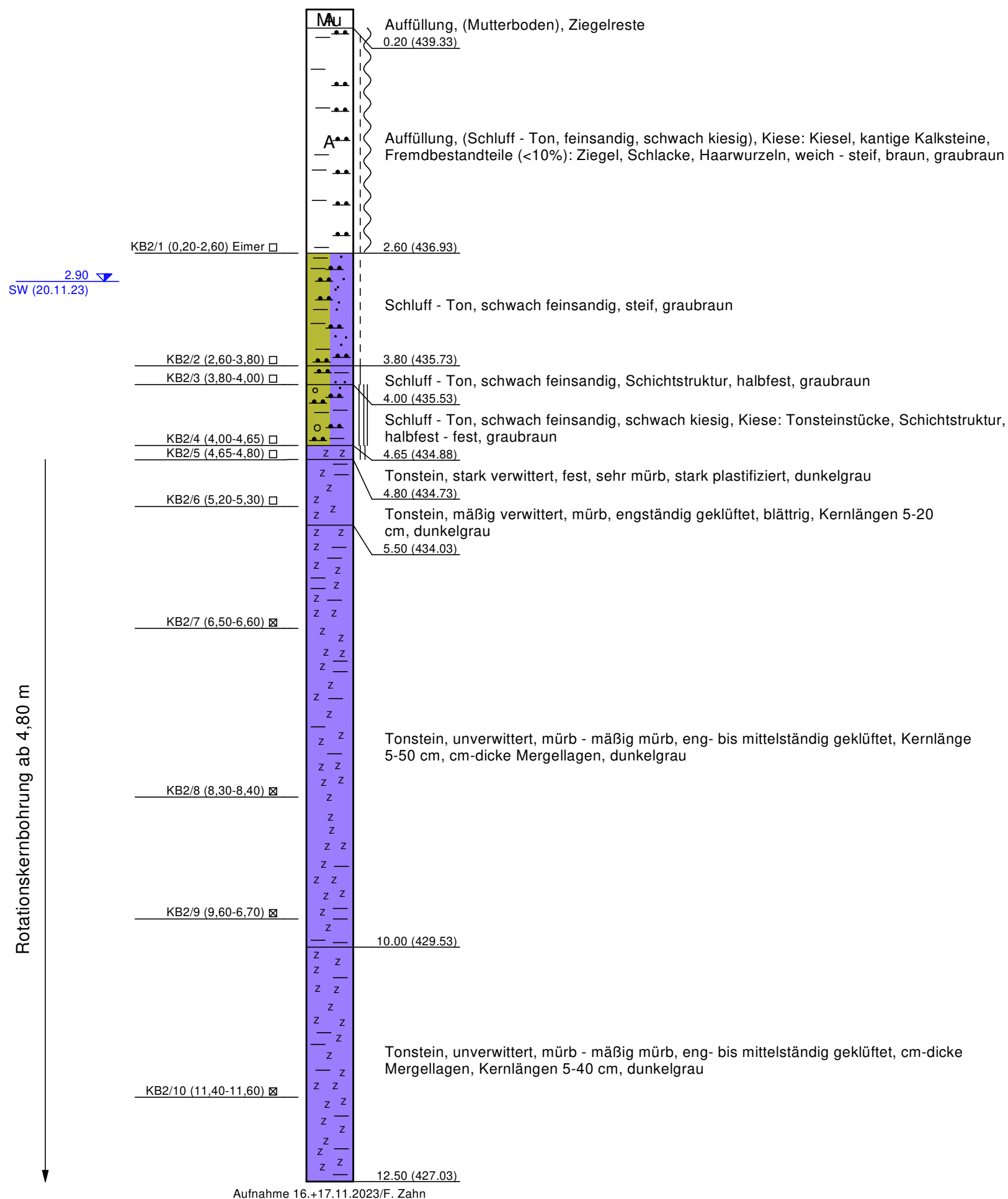
B Bohrungen
SRS schwere Rammsondierung

440,32 m NN



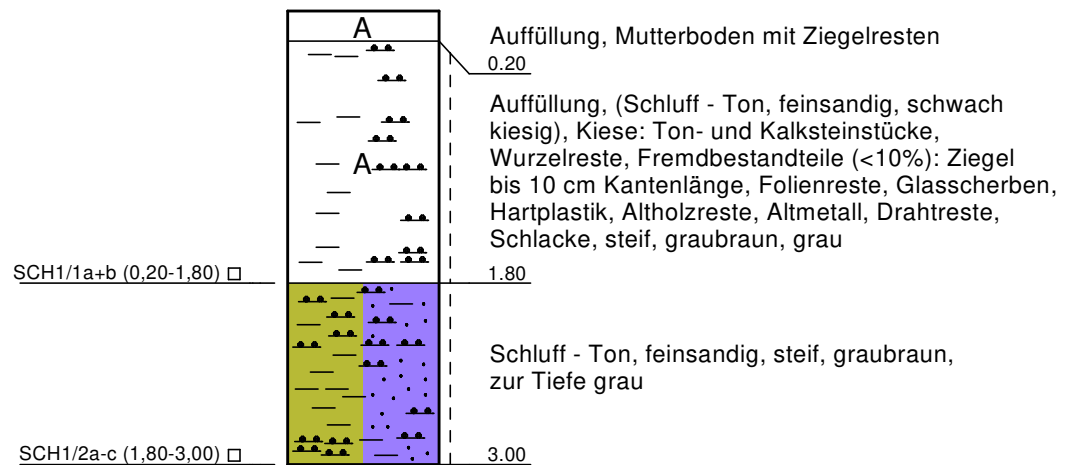
Aufnahme 10.+14.11.2023/F. Zahn

439,53 m NN



SCH 1

GOK

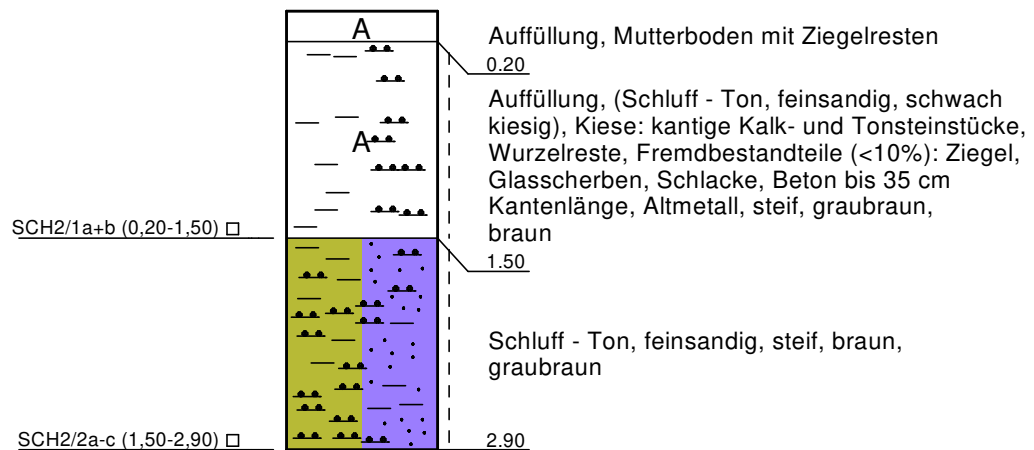


31.10.23/F. Zahn/M 1: 50



SCH 2

GOK

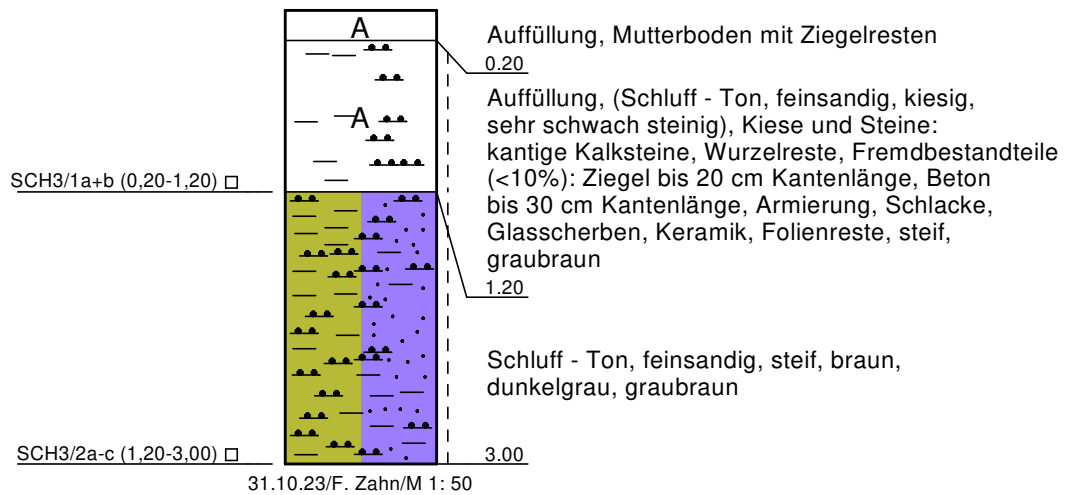


31.10.23/F. Zahn/M 1: 50



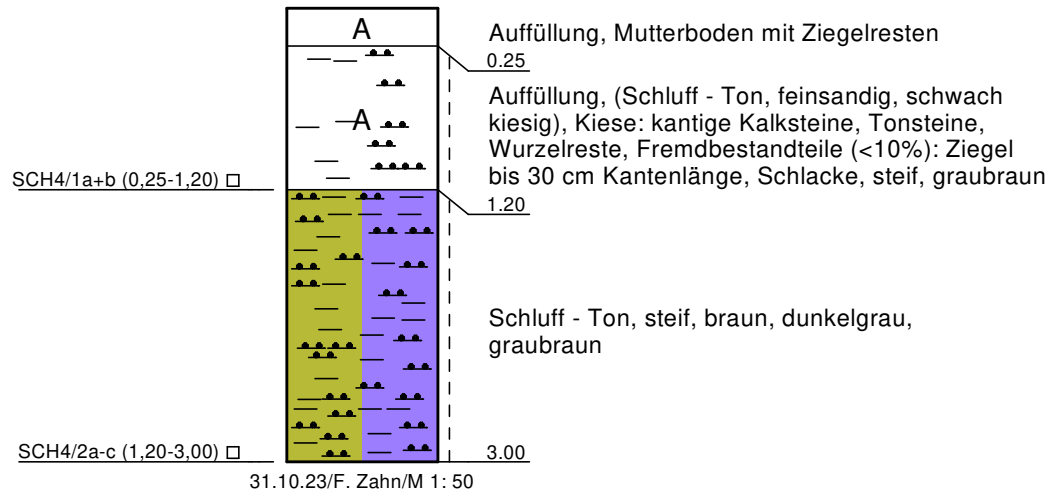
SCH 3

GOK



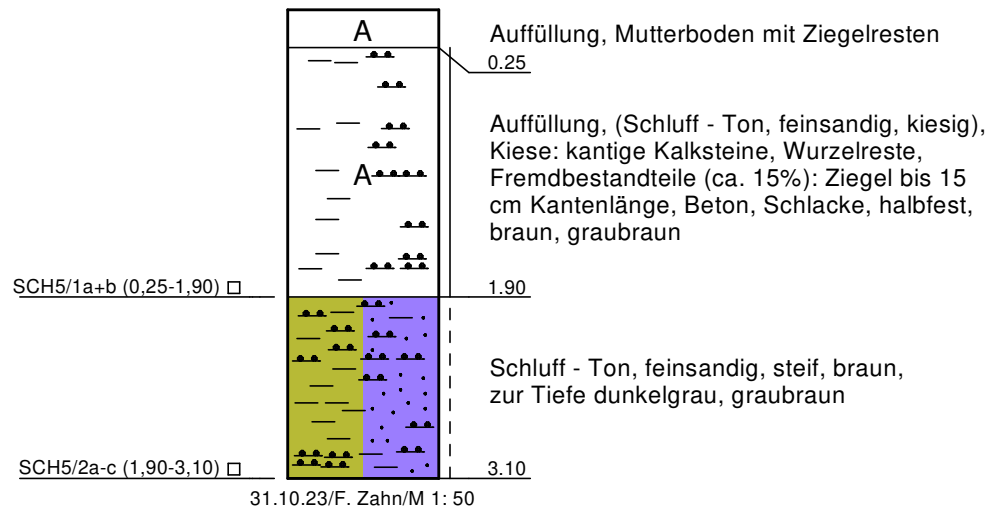
SCH 4

GOK



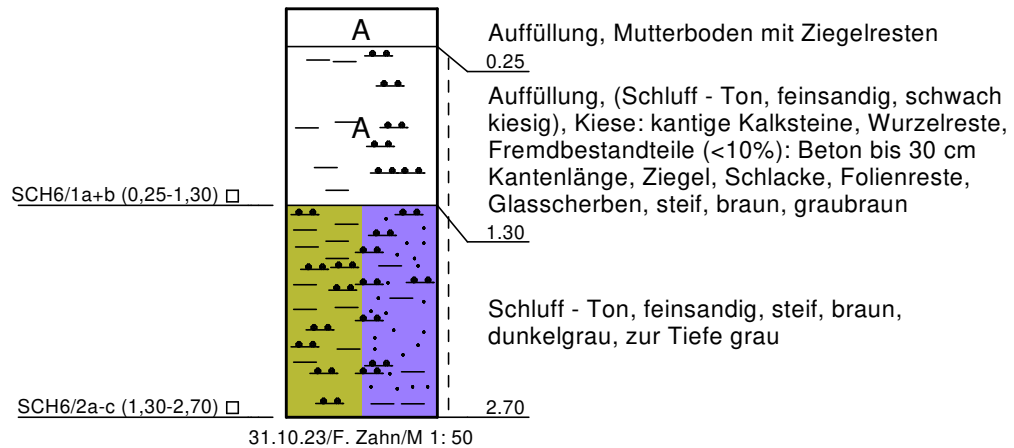
SCH 5

GOK



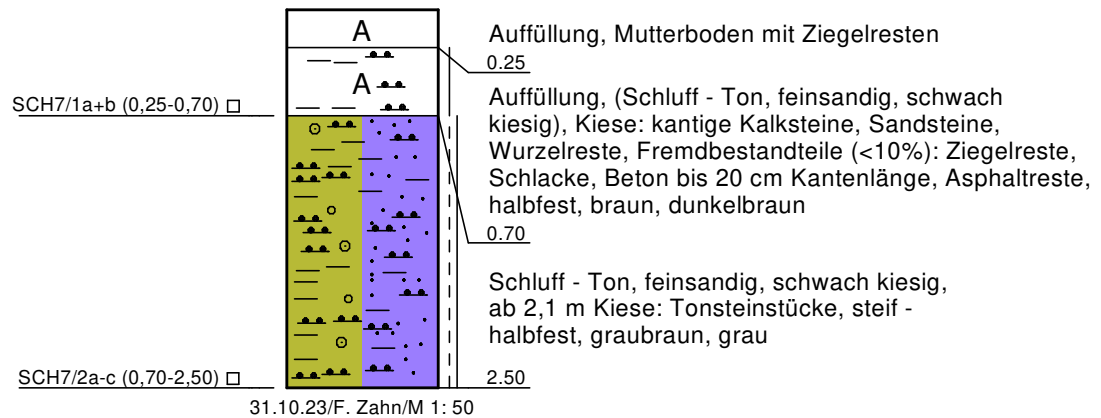
SCH 6

GOK



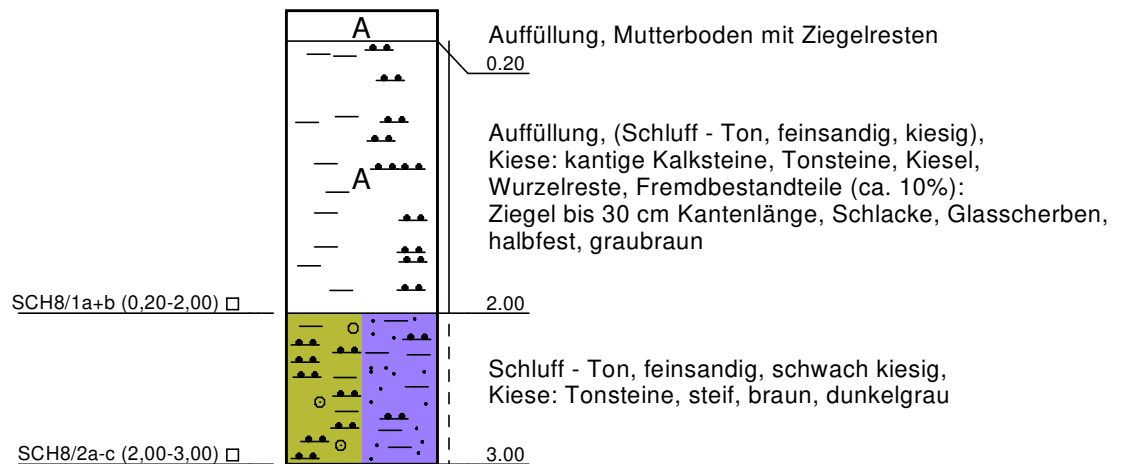
SCH 7

GOK



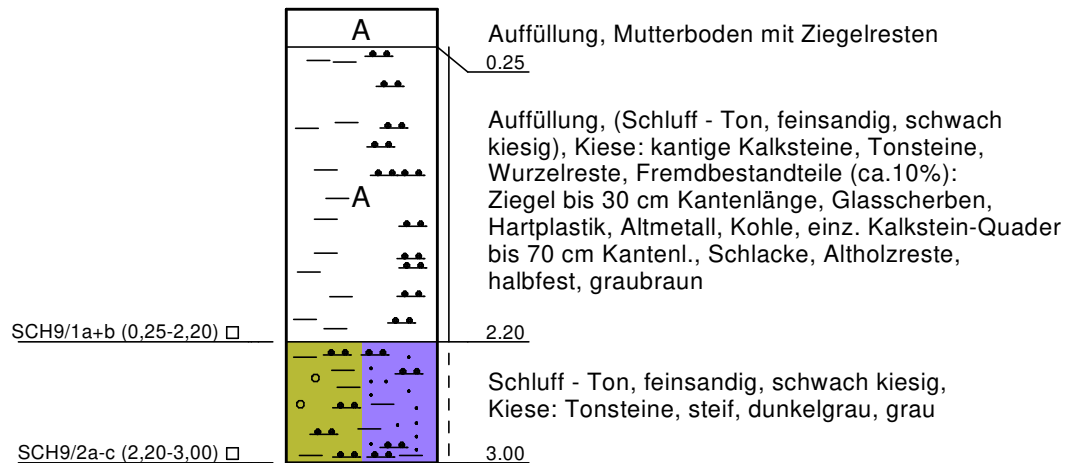
SCH 8

GOK



SCH 9

GOK

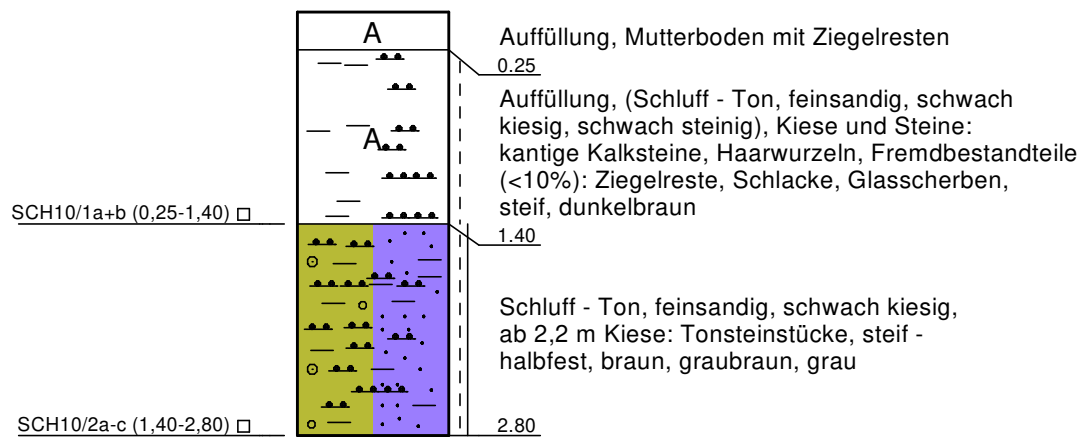


31.10.23/F. Zahn/M 1: 50



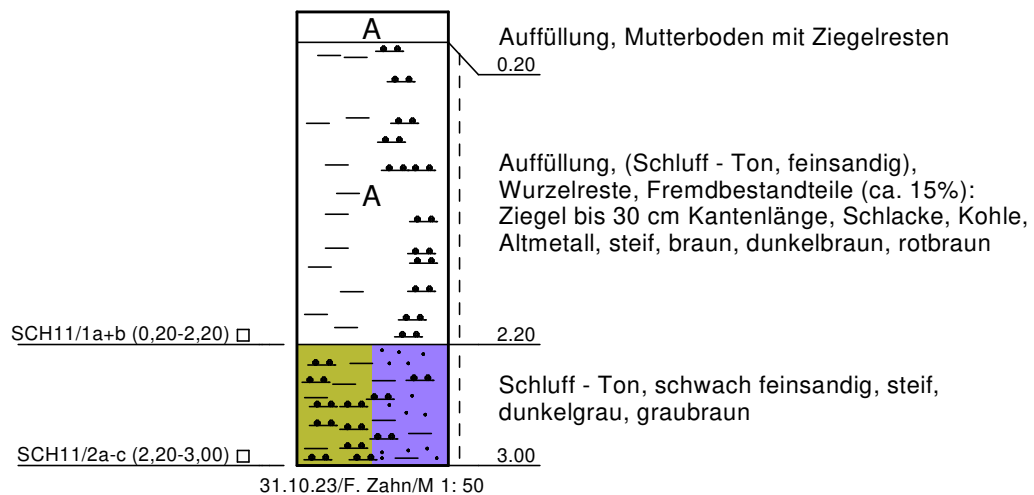
SCH 10

GOK



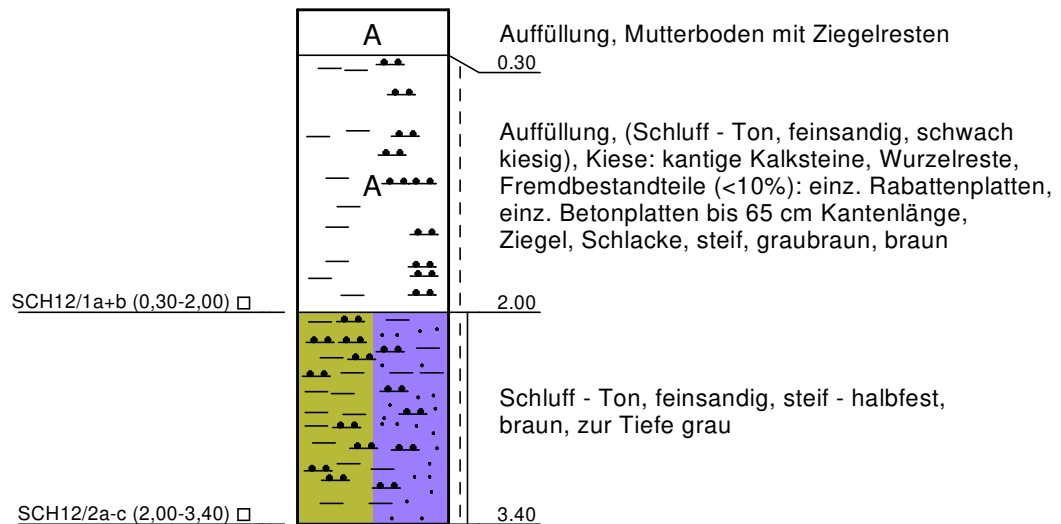
SCH 11

GOK



SCH 12

GOK



31.10.23/F. Zahn/M 1: 50





Anlage 2.15

Bohrprofile (B 1 bis B 4) und
Rammdiagramme (SRS 1 bis SRS 4)

vom

Geol. Büro Dr. Behringer

Aktenzeichen A-22 832



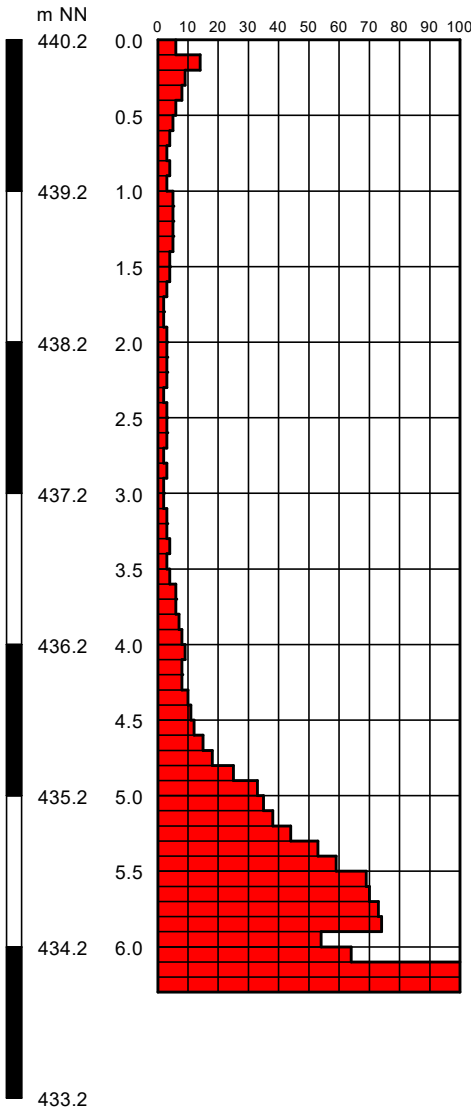
schwere Rammsondierung SRS 1 und Bohrung B 1

Maßstab d. H. 1: 50

SRS1

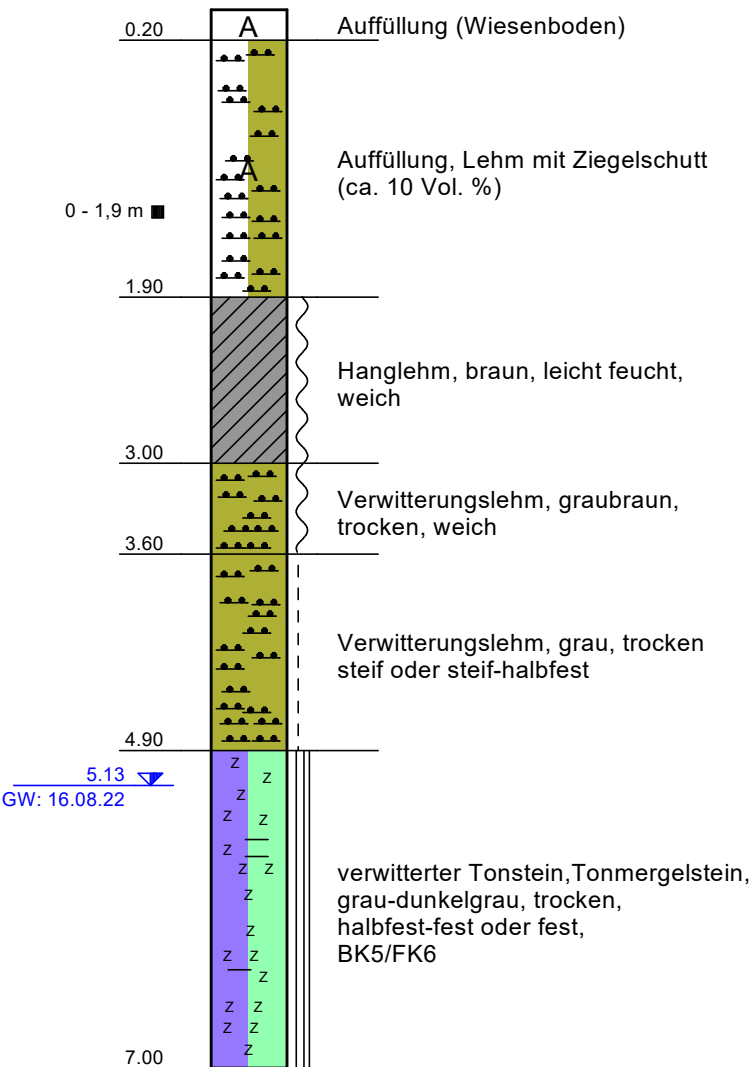
440,2 mNN

Schlagzahlen je 10 cm



B 1

440,2 mNN



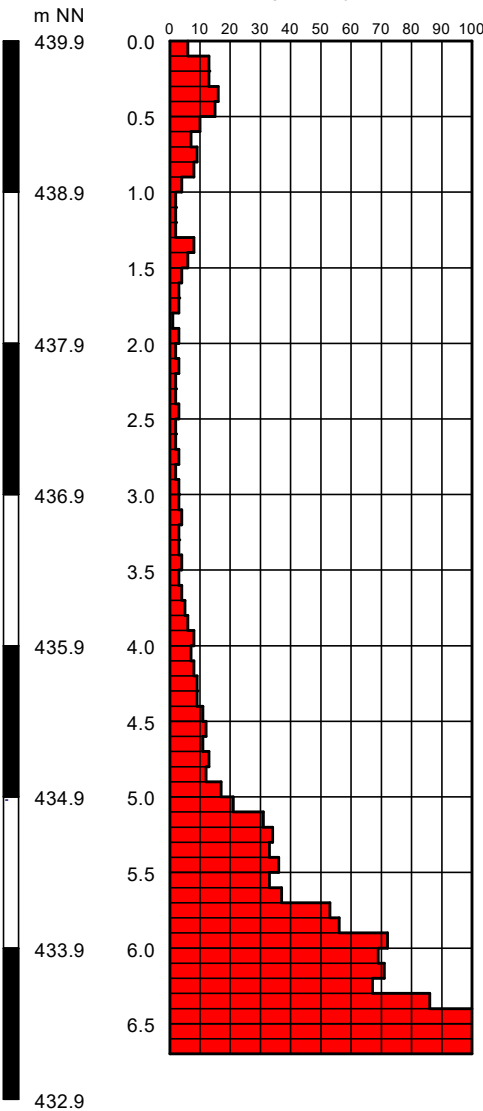


schwere Rammsondierung SRS 2 und Bohrung B 2

Maßstab d. H. 1: 50

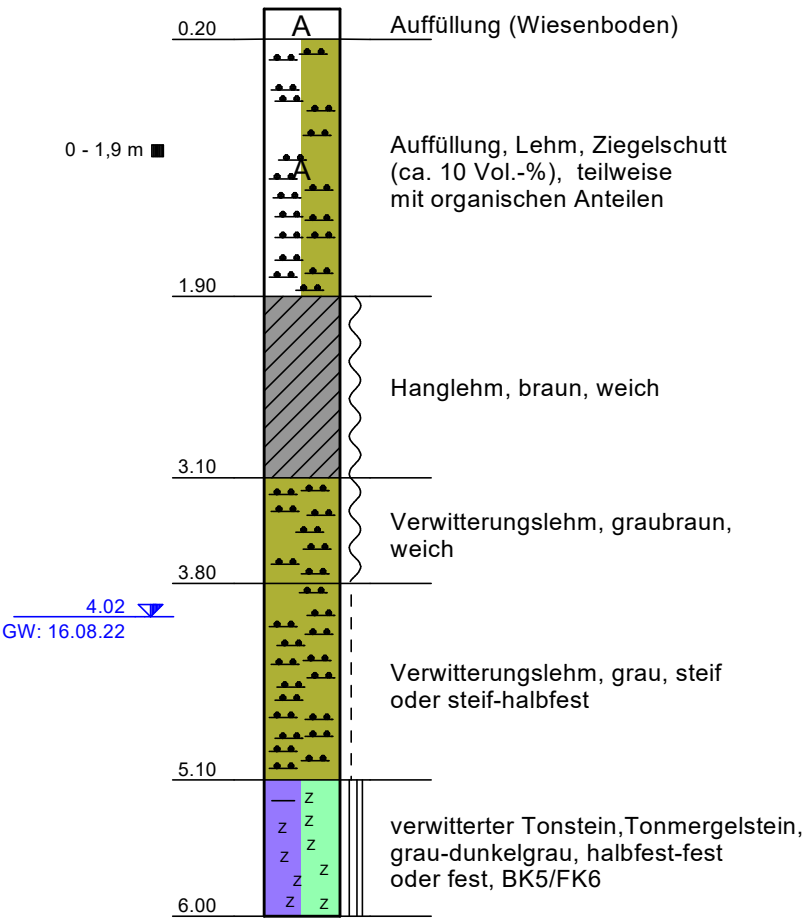
SRS2
439,9 mNN

Schlagzahlen je 10 cm



B 2

439,9 mNN



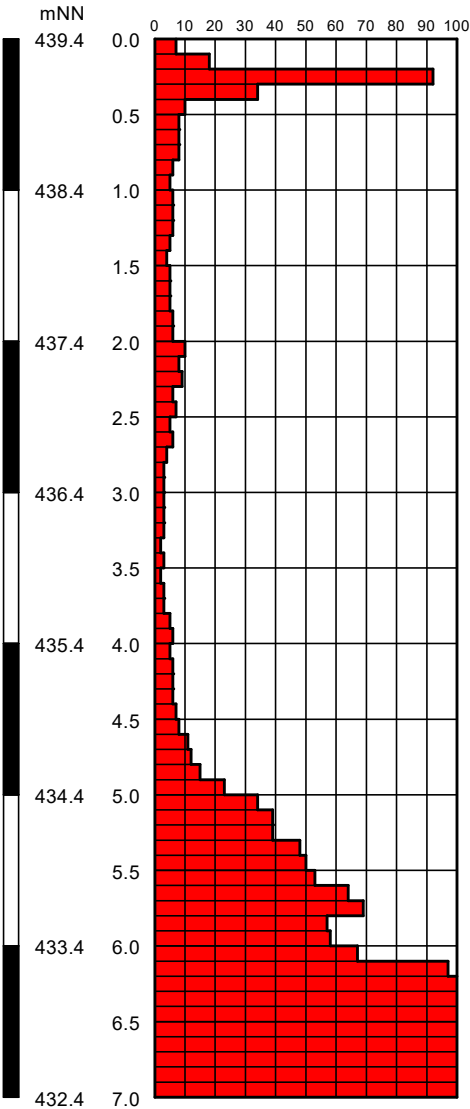


schwere Rammsondierung SRS 3 uns Bohrung B 3

Maßstab d. H. 1: 50

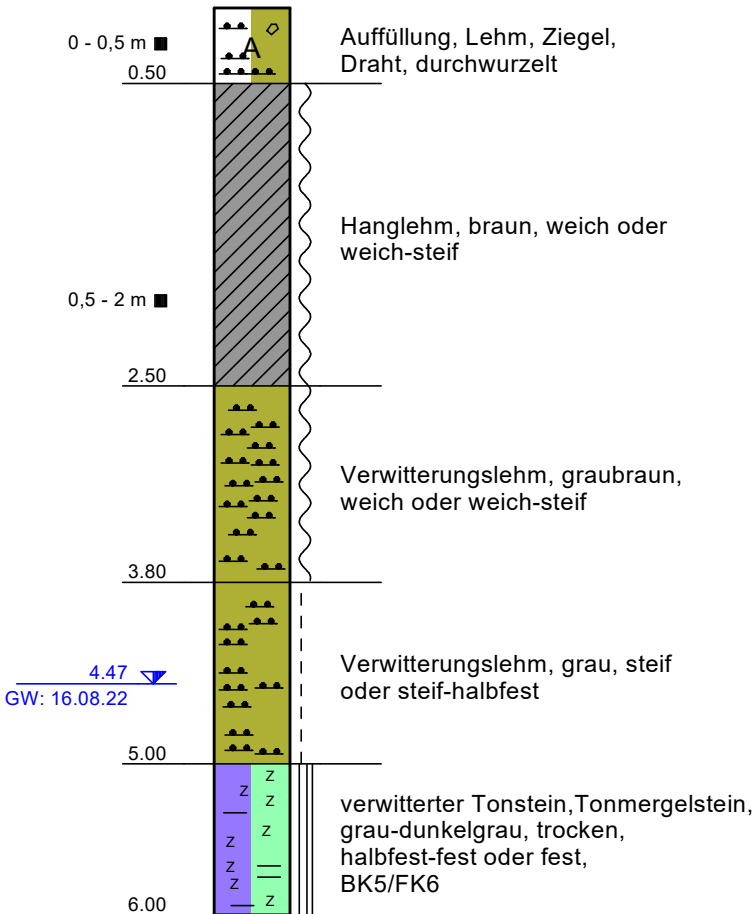
SRS3
439,4 mNN

Schlagzahlen je 10 cm



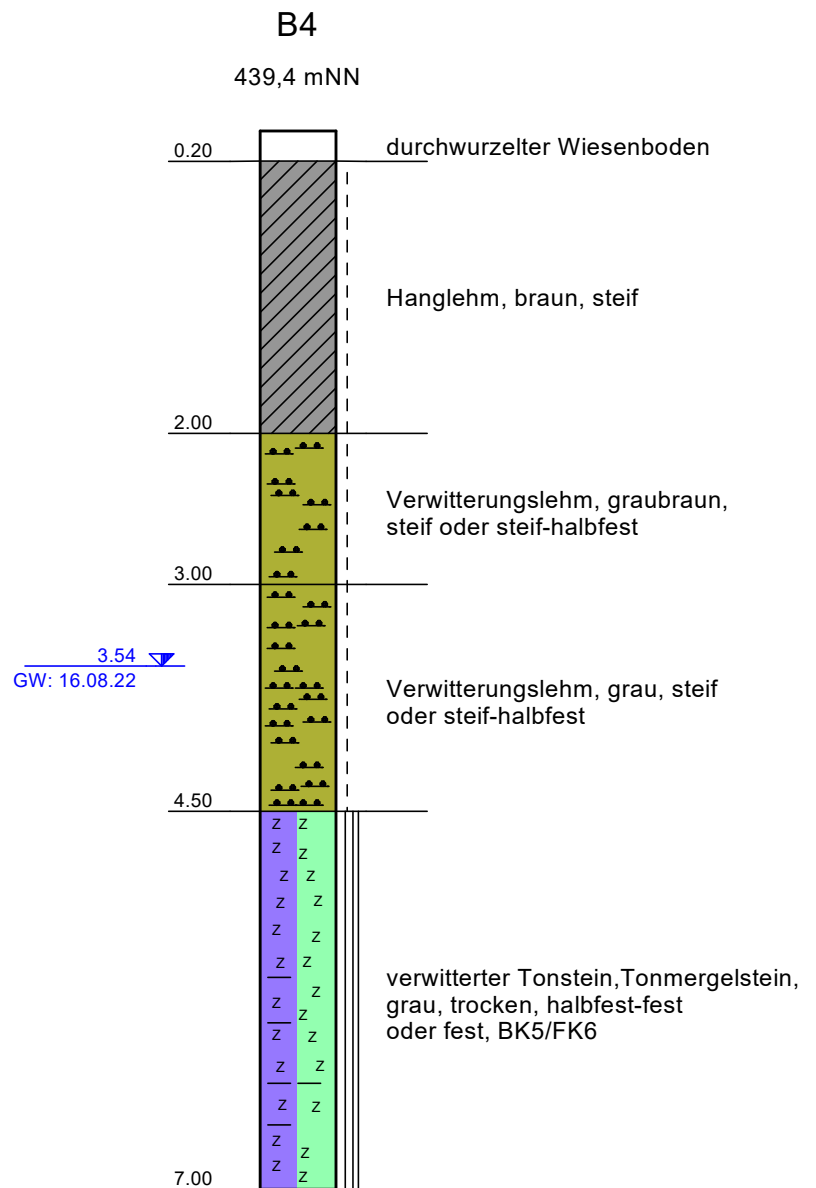
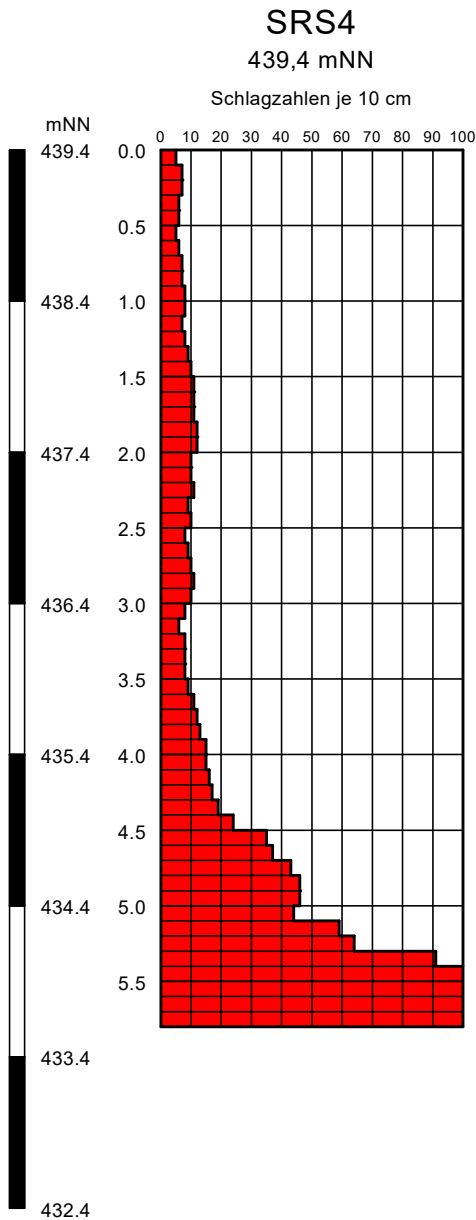
B3

439,4 mNN



schwere Rammsondierung SRS 4 und Bohrung B 4

Maßstab d. H. 1: 50



Wassergehalt nach DIN EN ISO 17892-1

Neubau IRLS
Integrierte Regionalleitstelle Ostwürttemberg
Bischof-Fischer-Straße in Aalen

Bearbeiter: Ho

Datum: 23.11.2023

Prüfungsnummer: 01
Entnahmestelle: KB 1 - KB 2
Tiefe: siehe Anlage 2
Bodenart: siehe Anlage 2
Art der Entnahme: gestört
Entnahme: 10.-17.11.23 durch Za

Probenbezeichnung:	KB1/2	KB1/3	KB1/5	KB1/6	KB1/7	KB1/8
Feuchte Probe + Behälter [g]:	639.50	585.40	562.70	541.30	507.50	557.20
Trockene Probe + Behälter [g]:	565.50	508.20	480.00	477.40	448.40	517.20
Behälter [g]:	107.90	114.30	113.90	102.30	113.90	114.20
Porenwasser [g]:	74.00	77.20	82.70	63.90	59.10	40.00
Trockene Probe [g]:	457.60	393.90	366.10	375.10	334.50	403.00
Wassergehalt [%]:	16.17	19.60	22.59	17.04	17.67	9.93

Probenbezeichnung:	KB1/9	KB1/11	KB1/13	KB1/15	KB1/10	KB1/12
Feuchte Probe + Behälter [g]:	541.10	669.90	1041.90	1029.50	526.10	639.90
Trockene Probe + Behälter [g]:	496.90	622.30	968.00	954.10	490.00	595.20
Behälter [g]:	101.50	106.00	110.20	114.00	112.90	100.90
Porenwasser [g]:	44.20	47.60	73.90	75.40	36.10	44.70
Trockene Probe [g]:	395.40	516.30	857.80	840.10	377.10	494.30
Wassergehalt [%]:	11.18	9.22	8.62	8.98	9.57	9.04

Probenbezeichnung:	KB1/14	KB1/16	KB2/2	KB2/3	KB2/4	KB2/5
Feuchte Probe + Behälter [g]:	565.10	654.10	507.80	482.40	547.20	640.60
Trockene Probe + Behälter [g]:	527.90	613.00	420.90	407.70	472.70	566.00
Behälter [g]:	111.00	113.90	113.90	101.60	113.90	101.90
Porenwasser [g]:	37.20	41.10	86.90	74.70	74.50	74.60
Trockene Probe [g]:	416.90	499.10	307.00	306.10	358.80	464.10
Wassergehalt [%]:	8.92	8.23	28.31	24.40	20.76	16.07

Probenbezeichnung:	KB2/6	KB2/7	KB2/8	KB2/9	KB2/10	
Feuchte Probe + Behälter [g]:	528.80	744.30	822.50	887.30	532.40	
Trockene Probe + Behälter [g]:	481.70	675.20	742.90	821.90	497.10	
Behälter [g]:	114.00	110.10	114.40	109.70	113.20	
Porenwasser [g]:	47.10	69.10	79.60	65.40	35.30	
Trockene Probe [g]:	367.70	565.10	628.50	712.20	383.90	
Wassergehalt [%]:	12.81	12.23	12.67	9.18	9.20	

Zustandsgrenzen nach DIN EN ISO 17892-12

Neubau IRLS

Integrierte Regionalleitstelle Ostwürttemberg

Bischof-Fischer-Straße in Aalen

Prüfungsnummer: KB1/3

Entnahmestelle: KB 1

Tiefe: 2,40 - 2,50 m

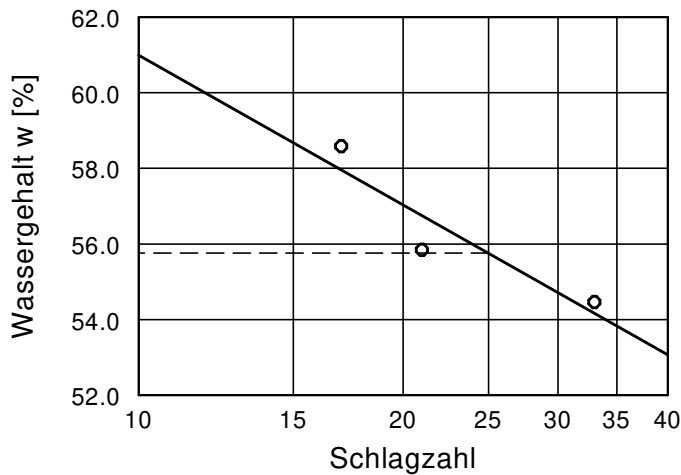
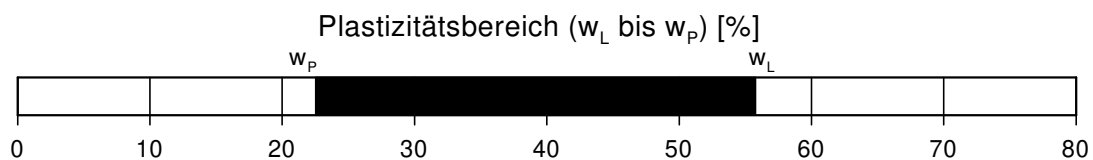
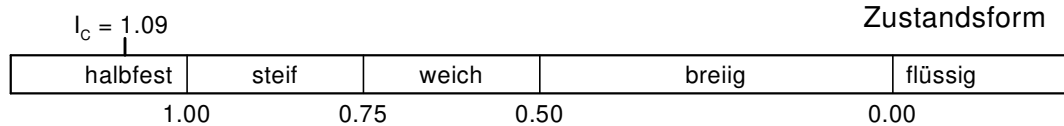
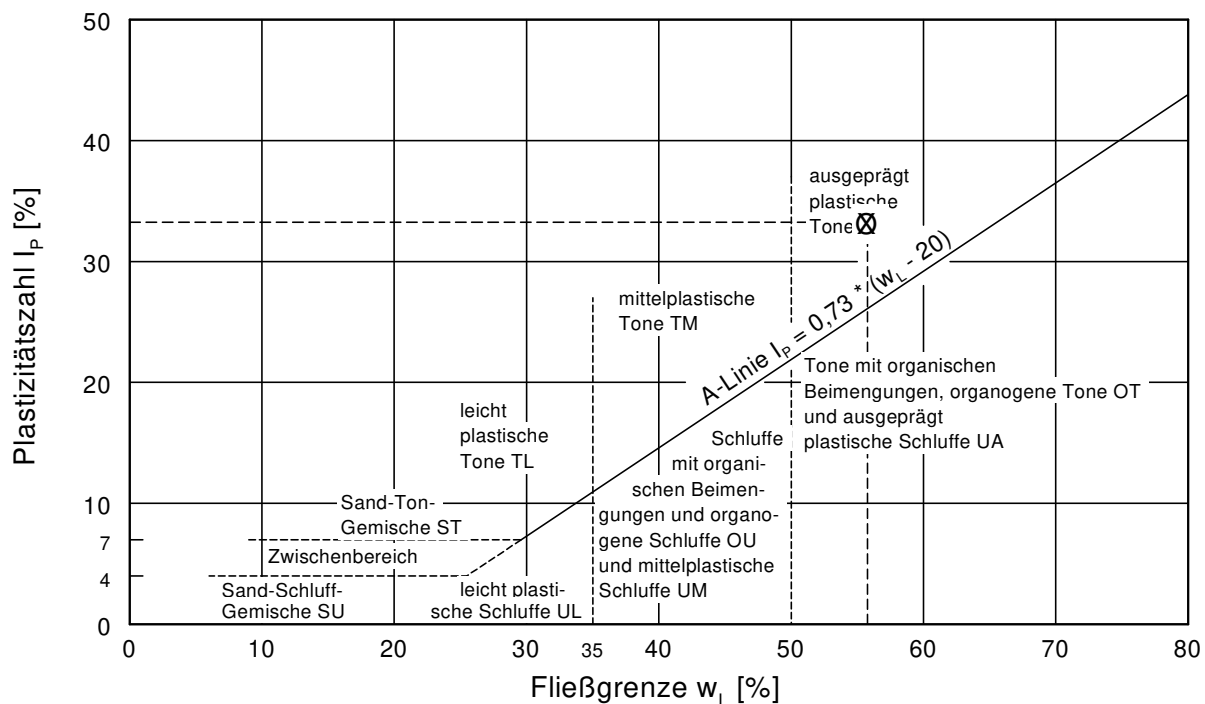
Entnahmeart: gestört

Bodenart: Schluff-Ton, s, g (TA)

Entnahme: 10.+14.11.2023 durch Za

Bearbeiter: He

Datum: 30.11.2023

Wassergehalt $w = 19.6 \%$ Fließgrenze $w_L = 55.8 \%$ Ausrollgrenze $w_P = 22.5 \%$ Plastizitätszahl $I_P = 33.3 \%$ Konsistenzzahl $I_C = 1.09$ **Plastizitätsdiagramm**

Zustandsgrenzen nach DIN EN ISO 17892-12

Neubau IRLS

Integrierte Regionalleitstelle Ostwürttemberg

Bischof-Fischer-Straße in Aalen

Bearbeiter: He

Datum: 30.11.2023

Prüfungsnummer: KB1/6

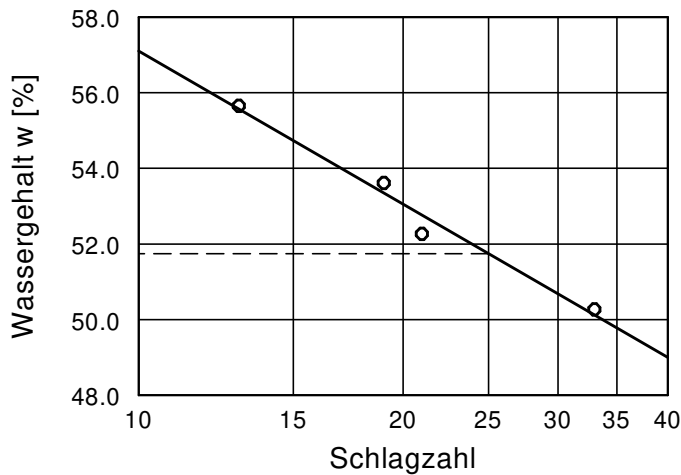
Entnahmestelle: KB 1

Tiefe: 3,90 - 4,00 m

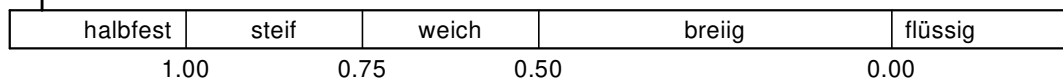
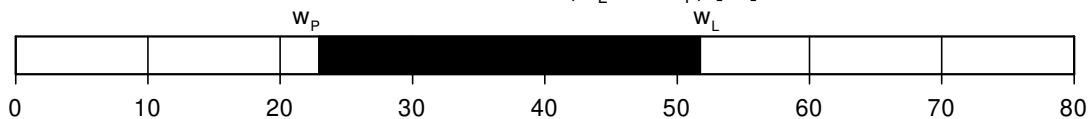
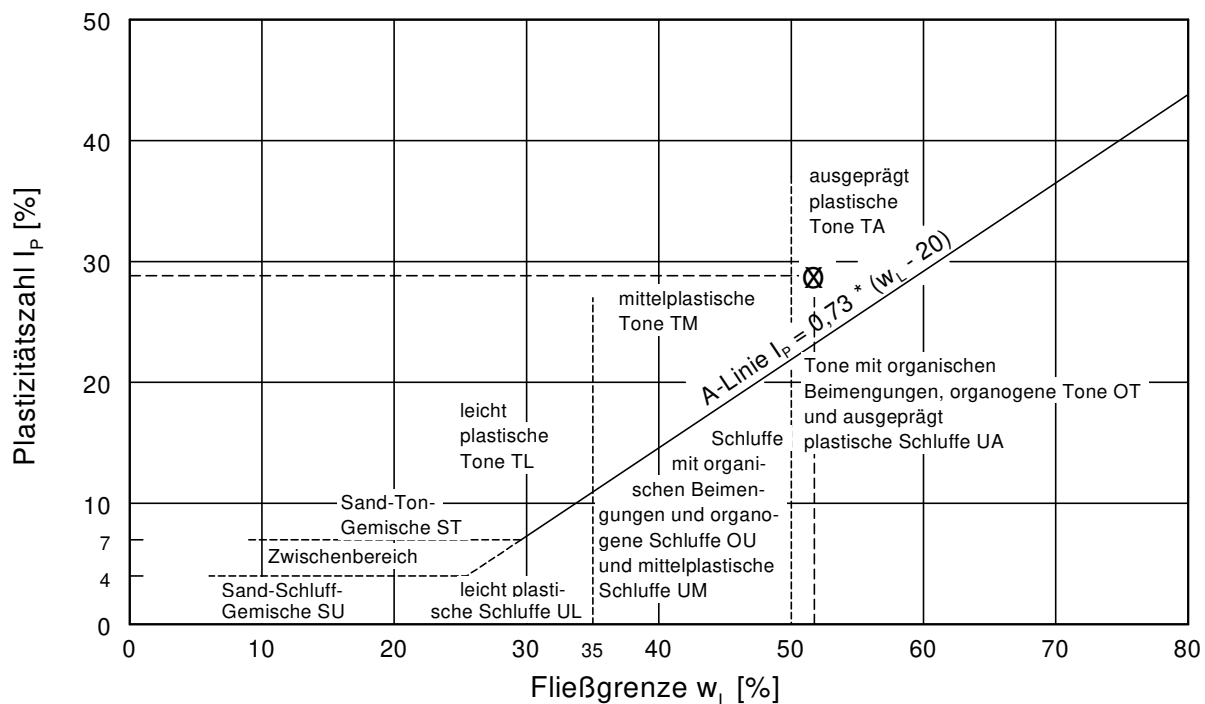
Entnahmeart: gestört

Bodenart: Schluff-Ton, s, g (TA)

Entnahme: 10.+14.11.2023 durch Za

Wassergehalt $w = 17.0$ %Fließgrenze $w_L = 51.7$ %Ausrollgrenze $w_p = 22.9$ %Plastizitätszahl $I_p = 28.8$ %Konsistenzzahl $I_c = 1.20$ $I_c = 1.20$

Zustandsform

Plastizitätsbereich (w_L bis w_p) [%]**Plastizitätsdiagramm**

Zustandsgrenzen nach DIN EN ISO 17892-12

Neubau IRLS

Integrierte Regionalleitstelle Ostwürttemberg

Bischof-Fischer-Straße in Aalen

Bearbeiter: Ho/Hä

Datum: 29.11.2023

Prüfungsnummer: KB2/2

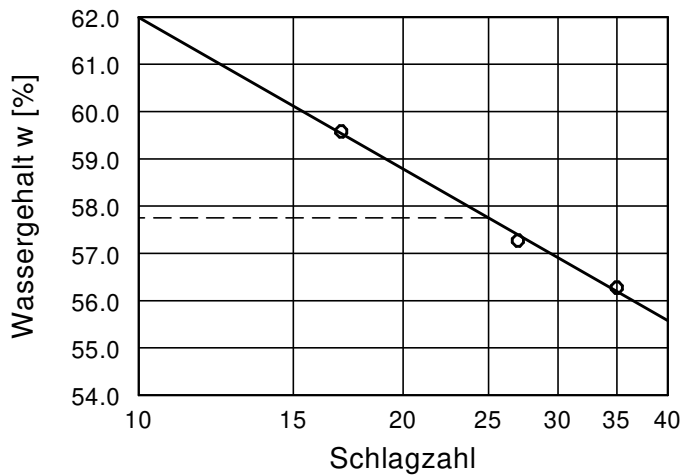
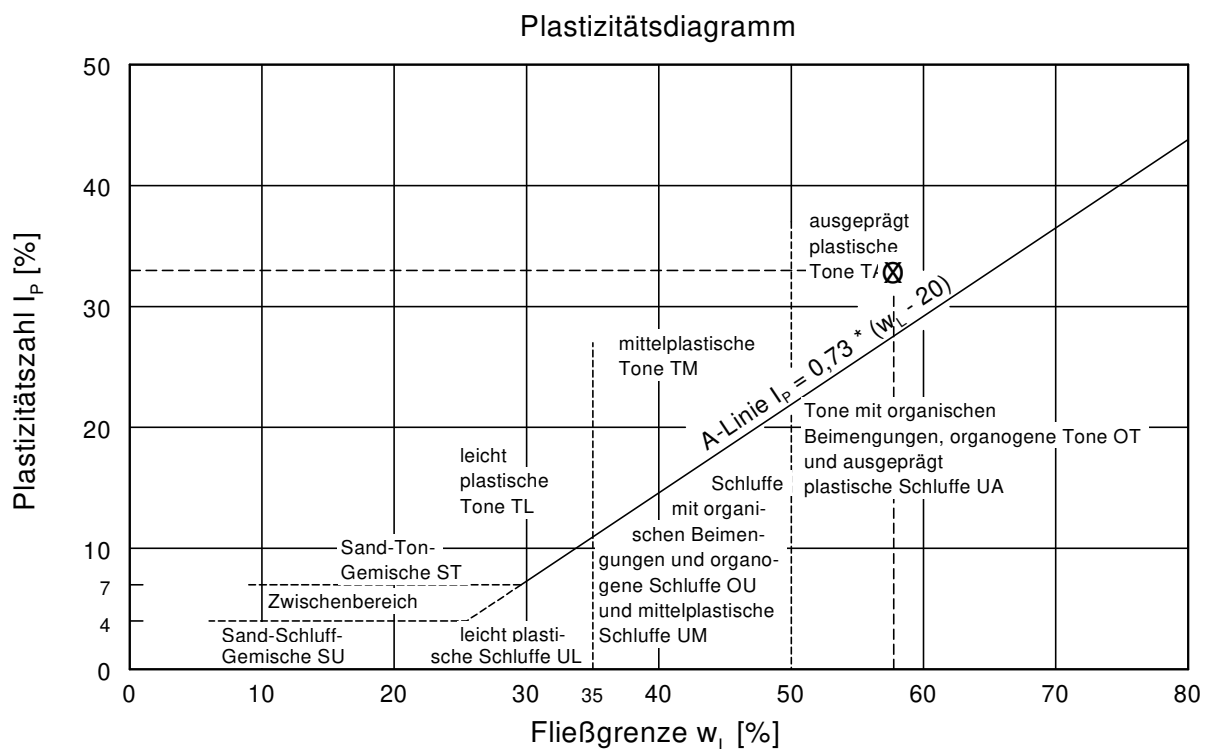
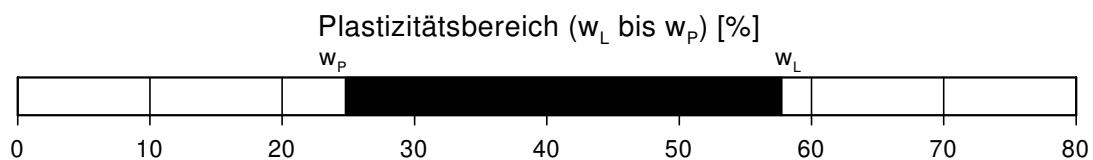
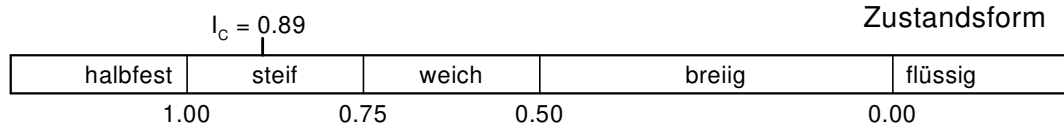
Entnahmestelle: KB 2

Tiefe: 2,60 - 3,80 m

Entnahmeart: gestört

Bodenart: Schluff-Ton, s (TA)

Entnahme: 16.+17.11.2023 durch Za

Wassergehalt $w = 28.3 \%$ Fließgrenze $w_L = 57.8 \%$ Ausrollgrenze $w_P = 24.8 \%$ Plastizitätszahl $I_P = 33.0 \%$ Konsistenzzahl $I_C = 0.89$ 

Punktlastversuch und abgeleitete einaxiale Druckfestigkeit

Probe Nr.	Gestein	Probekörper	Abstand Lastpunkte l	Abmessung Probekörper b	Fläche Probekörper A	Bruchkraft F_B	Punktlast- index / i_s	Größenkorr. (Brook 1985)	Abgeleitete einaxiale Druckfestigkeit			
									Röt-Tonstein (c = 10) N/mm²	halbf. Kreidemergel (c = 9) N/mm²	halbf. Tonstein (c = 5) N/mm²	Innsbr. Quarzphyillit (c = 15,6) N/mm²
			mm	mm	mm²	N	N/mm²	N/mm²				
KB 1/10	Tonstein	Bohrkernstück	45,0	101,0	4545	1500	0,33	0,38	3,78	3,40	1,89	5,89
KB 1/12 a	Tonstein	Bohrkernstück	37,0	102,0	3774	1700	0,45	0,49	4,94	4,45	2,47	7,71
KB 1/12 b	Tonstein	Bohrkernstück	30,2	102,0	3080,4	600	0,19	0,20	2,04	1,84	1,02	3,18
KB 1/12 c	Tonstein	Bohrkernstück	43,0	102,0	4386	1000	0,23	0,26	2,59	2,33	1,29	4,04
KB 1/14 a	Tonstein	Bohrkernstück	43,5	101,4	4410,9	1800	0,41	0,46	4,08	3,67	2,04	6,37
KB 1/14 b	Tonstein	Bohrkernstück	41,0	101,4	4157,4	700	0,17	0,19	1,89	1,70	0,94	2,95
KB 1/16	Tonstein	Bohrkernstück	41,0	100,8	4132,8	1800	0,44	0,49	4,36	3,92	2,18	6,79
					/1/	/1/	/1/	/1/	/2/	/2/	/2/	/2/

Verwendete Formeln:

Fläche = Lastpunktabstand * Breite

$$A = I^* b$$

$$\text{Punktlastindex} = \text{Bruchkraft} / \text{Fläche}$$

$$i_S = F_B / A$$

Größenkorrektur nach Brook (1985)

$$i_{S(50)} = (A / 2500)^{0,225} * i_S$$

abweicht.

Gilt, sobald der Lastpunktabstand um mehr als 5mm vom Bezugsabstand 50mm

Abgeleitete einaxiale Druckfestigkeit

$$\sigma_u^* = C^* i_S$$

c ist der gesteinsspezifische Umrechnungsfaktor

Quellen:

/1/ Empfehlung Nr.5 "Punktlastversuche an Gesteinsproben" des Arbeitskreises 3.3 "Versuchstechnik Fels" der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik

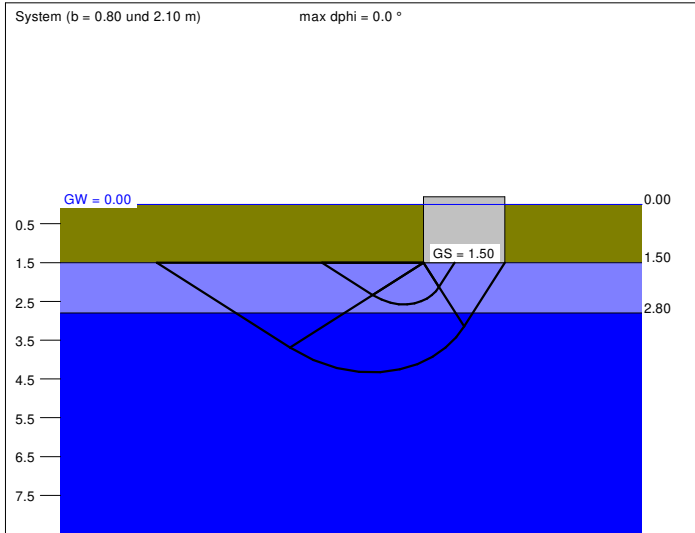
/2/ Prinz Helmut: Ingenieurgeologie/ von Helmut Prinz, Roland Strauß. -5., bearbeitete und erweiterte Auflage, Seite 60f.
Heidelberg: Spektrum Akademischer Verlag, 2011





Boden	γ/γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E _s [MN/m ²]	Bezeichnung
	19.0/9.0	22.5	10.0	10.0	Hang/Verwitterungslehm
	21.0/11.0	25.0	20.0	30.0	Tonstein, verwittert/stark verwittert
	22.0/12.0	25.0	25.0	60.0	Tonstein, mäßig verwittert - unverwittert

Mindesteinbindung 1,50 m ab OK FFB UG
Gründung auf Tonstein



a [m]	b [m]	$\sigma_{R,d}$ [kN/m ²]	$R_{n,d}$ [kN]	$\sigma_{E,k}$ [kN/m ²]	$V_{E,k}$ [kN]	s [cm]	cal φ [°]	cal c [kN/m ²]	γ_2 [kN/m ³]	$\sigma_{\bar{U}}$ [kN/m ²]	t _g [m]	UK LS [m]
0.80	0.80	600.1	384.1	421.2	269.5	0.70 *	25.0	20.00	11.00	13.50	4.79	2.58
0.90	0.90	602.6	488.1	422.9	342.5	0.77 *	25.0	20.00	11.00	13.50	5.09	2.71
1.00	1.00	621.1	621.1	435.9	435.9	0.87 *	25.0	20.74	11.01	13.50	5.41	2.85
1.10	1.10	638.3	772.3	447.9	542.0	0.97 *	25.0	21.41	11.04	13.50	5.73	2.98
1.20	1.20	649.1	934.6	455.5	655.9	1.06 *	25.0	21.79	11.09	13.50	6.02	3.11
1.30	1.30	657.8	1111.7	461.6	780.2	1.14 *	25.0	22.07	11.13	13.50	6.30	3.25
1.40	1.40	665.4	1304.1	466.9	915.1	1.22 *	25.0	22.29	11.17	13.50	6.58	3.38
1.50	1.50	672.0	1512.0	471.6	1061.1	1.31 *	25.0	22.48	11.21	13.50	6.85	3.52
1.60	1.60	678.2	1736.1	475.9	1218.3	1.39 *	25.0	22.64	11.25	13.50	7.11	3.65
1.70	1.70	683.9	1976.4	479.9	1386.9	1.47 *	25.0	22.78	11.28	13.50	7.37	3.79
1.80	1.80	689.2	2233.0	483.7	1567.0	1.54 *	25.0	22.90	11.31	13.50	7.62	3.92
1.90	1.90	694.3	2506.3	487.2	1758.8	1.62 *	25.0	23.01	11.34	13.50	7.87	4.06
2.00	2.00	699.1	2796.4	490.6	1962.4	1.70 *	25.0	23.11	11.36	13.50	8.11	4.19
2.10	2.10	703.7	3103.4	493.8	2177.8	1.78 *	25.0	23.20	11.39	13.50	8.35	4.33

* Vorbelastung = 30.0 kN/m²

$\sigma_{E,k} = \sigma_{R,k} / (\gamma_{R,v} \cdot \gamma_{(G,Q)}) = \sigma_{R,k} / (1.40 \cdot 1.43) = \sigma_{R,k} / 1.99$ (für Setzungen)

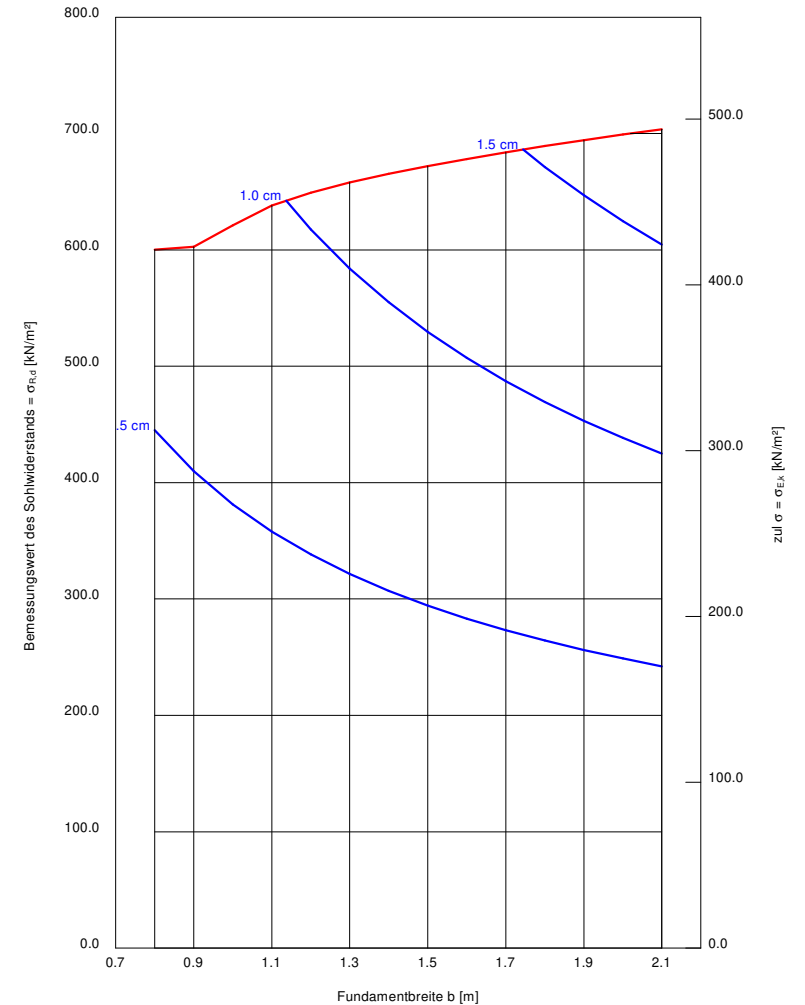
Verhältnis Veränderliche(Q)/Gesamtlasten(G+Q) [-] = 0.50

Geotechnik Aalen GmbH & Co. KG Robert-Bosch Str. 59 73431 Aalen Tel.: 07361-9406-0	Neubau IRLS Ostwürttemberg Bischof-Fischer-Straße Aalen	Projekt Nr. AZ 22 0253 Anlage Nr. 5.1
---	---	--

Grundbruch- und Setzungen für einzelfundamentartige Gründungskörper (t_g ≥ 1,50 m)

Berechnungsgrundlagen:
Norm: EC 7
BS: DIN 1054: BS-P
Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
Teilsicherheitskonzept (EC 7)
Einzelfundament (a/b = 1.00)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
Anteil Veränderliche Lasten = 0.500

$\gamma_{(G,Q)} = 0.500 \cdot \gamma_Q + (1 - 0.500) \cdot \gamma_G$
 $\gamma_{(G,Q)} = 1.425$
Gründungssohle = 1.50 m
Grundwasser = 0.00 m
Vorbelastung = 30.0 kN/m²
Grenztiefe mit p = 20.0 %
Grenziefen spannungsvariabel bestimmt
Datei: 220253_EF_231214.gdg
— Sohldruck
— Setzungen



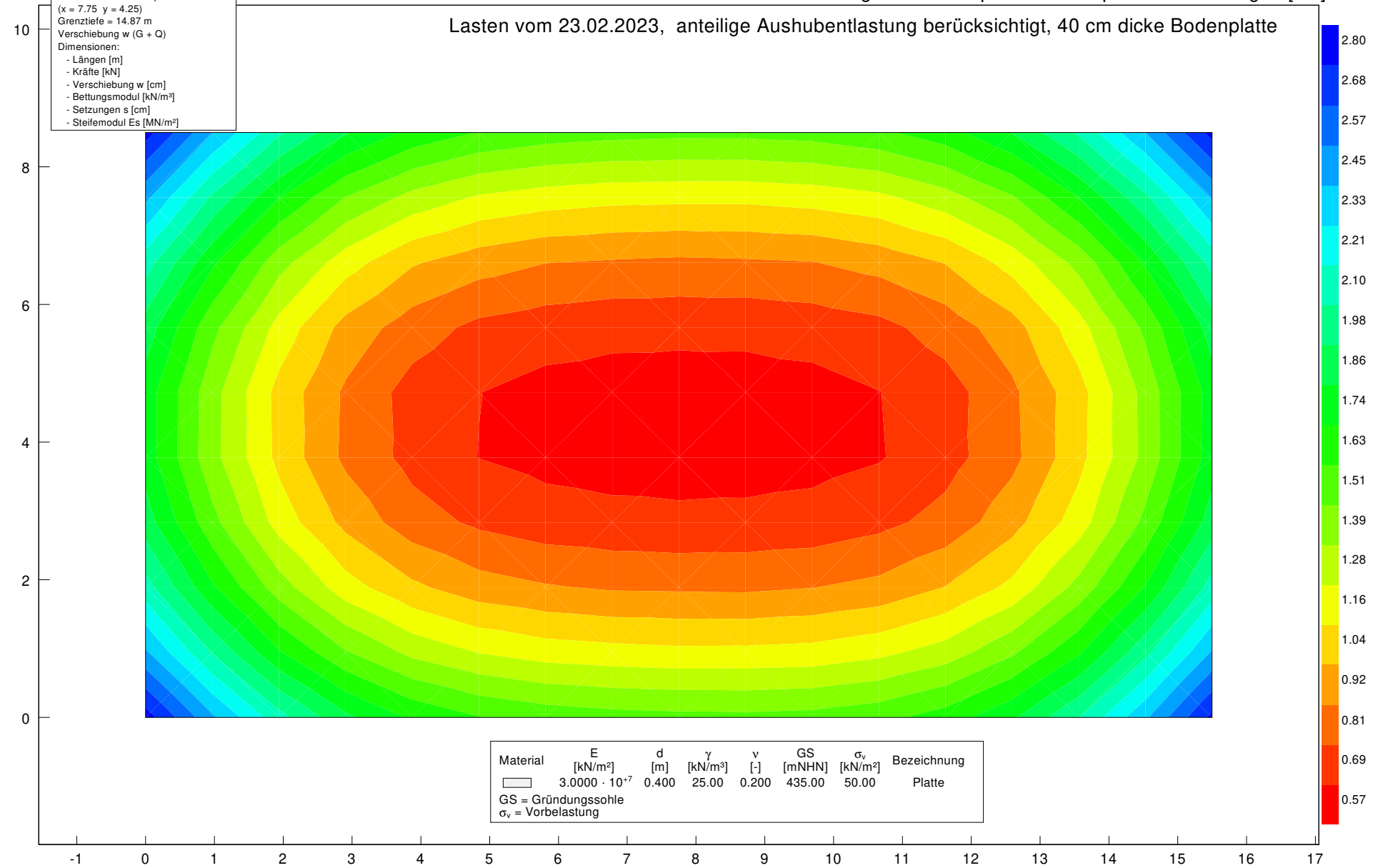
Boden	E_s [MN/m ²]	γ [kN/m ³]	Bezeichnung
	30.00	21.00	Tonstein verwittert / stark verwittert
	60.00	22.00	Tonstein, mäßig - unverwittert

Berechnungsgrundlagen
 BV IRLS
 Steifemodulverfahren
 Grenztiefe mit 20.0 %
 Grenztiefe im Schwerpunkt der Platte
 (x = 7.75 y = 4.25)
 Grenztiefe = 14.87 m
 Verschiebung w (G + Q)
 Dimensionen:
 - Längen [m]
 - Kräfte [kN]
 - Verschiebung w [cm]
 - Bettungsmodul [kN/m³]
 - Setzungen s [cm]
 - Steifemodul E_s [MN/m²]

Geotechnik Aalen GmbH & Co. KG Robert-Bosch Str. 59 73431 Aalen Tel.: 07361-9406-0	Neubau IRLS Ostwürttemberg Bischof-Fischer-Straße Aalen	Projekt Nr. AZ 22 0253 Anlage Nr. 5.2.1
---	---	--

Tragende Bodenplatte für Eisspeicher - Setzungen [cm]

Lasten vom 23.02.2023, anteilige Aushubentlastung berücksichtigt, 40 cm dicke Bodenplatte



Material	E [kN/m ²]	d [m]	γ [kN/m ³]	ν [-]	GS [mNHN]	σ_v [kN/m ²]	Bezeichnung
	$3.0000 \cdot 10^{+7}$	0.400	25.00	0.200	435.00	50.00	Platte

GS = Gründungssohle
 σ_v = Vorbelastung

Boden	E_s [MN/m ²]	γ [kN/m ³]	Bezeichnung
	30.00	21.00	Tonstein verwittert / stark verwittert
	60.00	22.00	Tonstein, mäßig - unverwittert

Berechnungsgrundlagen
 BV IRLS
 Steifemodulverfahren
 Grenztiefe mit 20.0 %
 Grenztiefe im Schwerpunkt der Platte
 (x = 7.75 y = 4.25)
 Grenztiefe = 14.87 m
 Dimensionen:
 - Längen [m]
 - Kräfte [kN]
 - Verschiebung w [cm]
 - Bettungsmodul [kN/m³]
 - Setzungen s [cm]
 - Steifemodul E_s [MN/m²]

Geotechnik Aalen GmbH & Co. KG
 Robert-Bosch Str. 59
 73431 Aalen
 Tel.: 07361-9406-0

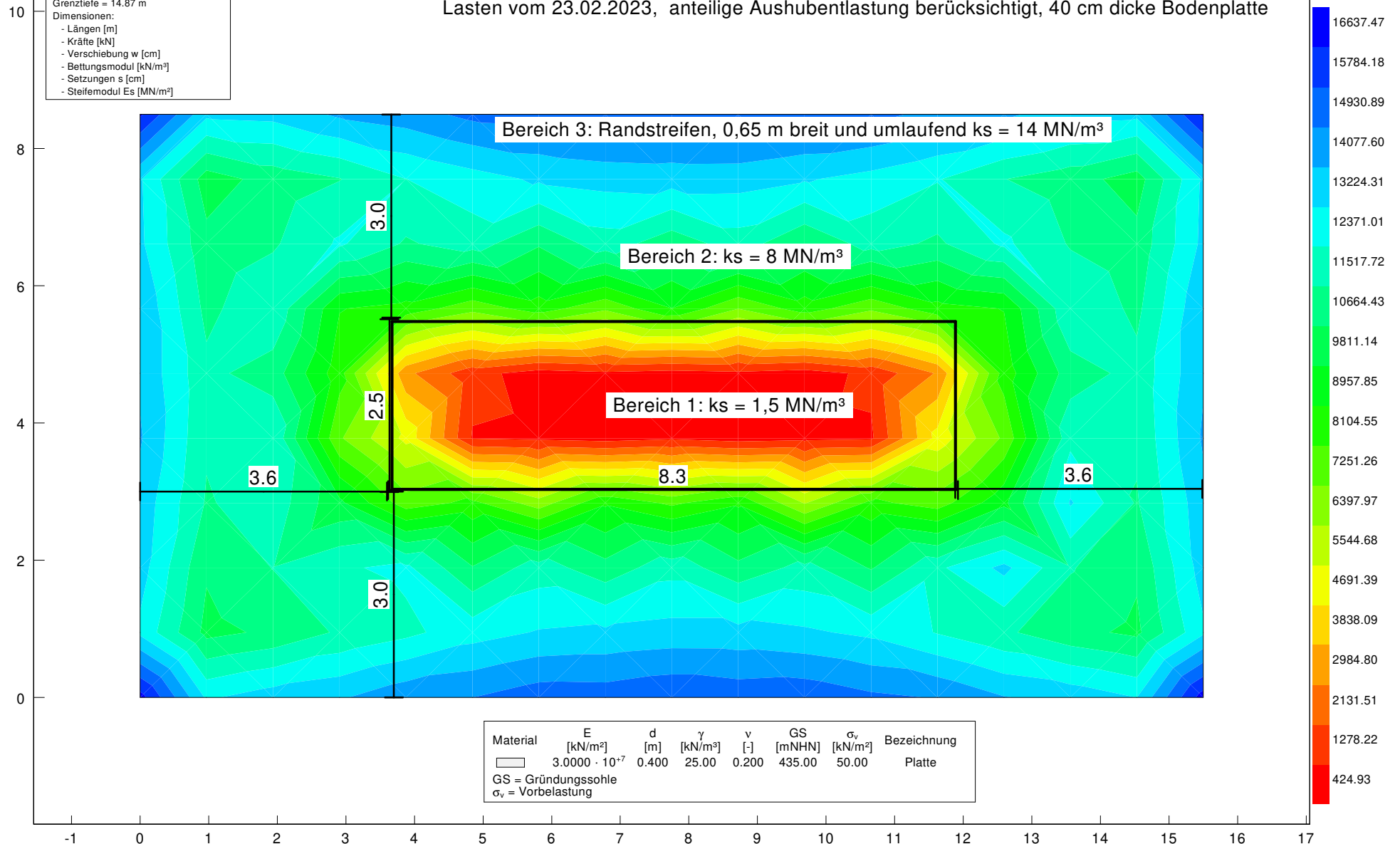
Neubau IRLS Ostwürttemberg
 Bischof-Fischer-Straße
 Aalen

Projekt Nr. AZ 22 0253

Anlage Nr. 5.2.2

Tragende Bodenplatte für Eisspeicher - Bettungsmodul [kN/m³]

Lasten vom 23.02.2023, anteilige Aushubentlastung berücksichtigt, 40 cm dicke Bodenplatte



Geotechnik Aalen GmbH & Co.KG

Robert-Bosch-Str. 59

73431 Aalen

Analysenbericht Nr.:	442/15046	Datum:	30.11.2023
-----------------------------	------------------	---------------	-------------------

1 Allgemeine Angaben

Auftraggeber	: Geotechnik Aalen GmbH & Co.KG	Projekt – Nr.	: 22 0253
Projekt	: IRLS, Bischof-Fischer-Str. in Aalen /	Entnahmestelle	:
Art der Probe	: Wasser	Entnahmedatum	: 14.11.2023
Originalbezeichnung	: WP-KB1	Probeneingang	: 15.11.2023
Probenehmer	: von Seiten des Auftraggebers	Analysenbericht Nr.	442/15046
Bearbeitungszeitraum	: 15.11.2023 – 30.11.2023		

2 Untersuchungsergebnisse

Bezeichnung	Einheit	Messwert	Grenzwerte zur Beurteilung nach DIN 4030-1 ^{a)}			Methode
			schwach	stark	sehr stark	
Aussehen	-	farblos				
Geruch (unveränderte Probe)	-	unauffällig				
Geruch (angesäuerte Probe)	-	unauffällig				
pH-Wert	-	7,80	6,5–5,5	5,5–4,5	<4,5	DIN 38 404-5: 2009-07
Elektr. Leitfähigkeit	µS/cm	3430	-	-	-	DIN EN 27 888: 1993-11
Säurekapazität (pH 4,3)	mmol/l	7,89	-	-	-	DIN 38409-7: 2005-12
KMnO ₄ -Verbrauch	mg / l	9,40	-	-	-	DIN EN ISO 8467: 1995-05
Härte [CaCO ₃]	meq/l/l	36,14	-	-	-	DIN 38409-6:1986-01
Härtehydrogencarbonat	meq/l/l	8,16	-	-	-	DIN 38409-6:1986-01
Nichtcarbonathärte	meq/l/l	27,98	-	-	-	DIN 38409-6:1986-01
Magnesium	mg / l	241	300-1000	1000-3000	>3000	DIN EN ISO 17294: 2017-01
Ammonium	mg / l	1,20	15-30	30-60	>60	DIN 38406-5: 1983-10
Chlorid	mg / l	21	-	-	-	DIN EN ISO 10304-1 :2009-07
Sulfat	mg / l	1922	200-600	600-3000	>3000	DIN EN ISO 10304-1 :2009-07
Kalkaggr. Kohlensäure	mg / l	< 10	15-40	40-100	>100	DIN 38404-10:2012-12
Sulfid (S ²⁻)	mg / l	< 0,05	-	-	-	DIN 38405-27:2017-10
a) Für die Beurteilung ist der höchste Angriffsgrad maßgebend, auch wenn er nur von einem der Werte erreicht wird. Liegen zwei oder mehr Werte im oberen Viertel eines Bereiches (bei pH im unteren Viertel), so erhöht sich der Angriffsgrad um eine Stufe (ausgenommen Meerwasser und Niederschlagswasser)						
5. Beurteilung						
Das Wasser ist: ☐ nicht ☐ schwach ☒ stark ☐ sehr stark - betonangreifend.						

Markt Rettenbach, den 30.11.2023

Onlinedokument ohne Unterschrift

Dipl.-Ing.-(FH) E. Schindele

(Laborleiter)