

20-144 Ingolstadt, Südliche Ringstraße 64: VR-Bank Bayern Mitte

Geotechnischer Bericht

Auftraggeber Ed. Züblin AG  
Direktion Bayern  
SF-Bau 2, Standort Ingolstadt  
Schlüterstraße 3  
85057 Ingolstadt  
Herr Dipl.-Ing. S. Klier  
Tel: 0841/142 922-13  
E-Mail: stephan.klier@zueblin.de

Bauherr Volksbank Raiffeisenbank Bayern Mitte eG  
Ludwigstraße 34  
85049 Ingolstadt  
Herrn Dieter Spreng  
Tel: 0841/3105-0  
E-Mail: dieter.spreng@vr-bayernmitte.de

Ort und Datum Stuttgart, 21.01.2021  
Verteiler Digital und 3fach in Papierform an die Beteiligten  
Textseiten; Anlagen 44; 1.1 bis 5.3.3 (44 Blatt)  
Bericht-Nr.; Zeichen 749895-01; St/PB/LK/Ju/ck

Projektleiter Dipl.-Ing. Holger Jud (D:-30)  
Bearbeiter Bautechnik Dipl.-Ing. Peter Ströhle (0751 / 76782098)  
Bearbeiter Hydrogeologie Dr. Lisa Krienen (D:-27)  
Bearbeiter Baugrund Dipl.-Geol. Peter Bröhl (D:-44)



<u>Inhalt</u>	Seite
1 Bezug und Unterlagen	4
2 Lage und Bauwerksbeschreibung	5
3 Untersuchungsumfang	7
4 Baugrund	10
5 Grundwasser	11
5.1 Grundwasserstände	12
5.2 Hydraulische Vorerkundung	15
5.2.1 Klarspülen der BK 2 GwM und BK 3 GwM im Quartär	15
5.2.2 Klarspülen der BK 1 GwM im Tertiär	16
5.2.3 Fazit zur hydraulischen Vorerkundung	16
6 Eigenschaften von Böden und Fels	17
6.1 Ergebnisse der Feldversuche	18
6.2 Ergebnisse der Laborversuche	19
6.3 Klassifikation und charakteristische Kennwerte	21
6.4 Homogenbereiche	23
7 Bautechnische Folgerungen	25
7.1 Gründung	25
7.1.1 Plattengründung	25
7.1.2 Pfahlgründung	27
7.1.3 Gründungsempfehlung	29
7.2 Herstellen der Baugrube	31
7.2.1 Wiederverwendbarkeit des Baugrubenaushubs	31
7.2.2 Baugrubenverbau	32
7.2.3 Baugrubenböschungen	34
7.2.4 Wasserhaltung	35
7.2.5 Sicherheit der Baugrubensohle gegen Aufschwimmen	37
7.3 Bauwerk und Grundwasser	38
7.4 Hinterfüllung und Erddruck	39
7.5 Verkehrsflächen und Aufbau unter Bodenplatten	40
7.6 Versickerung	41
8 Mitwirkung bei der Bauplanung und Ausführung	41

Anlagen

siehe Anlagenverzeichnis

44

## 1 Bezug und Unterlagen

**Auftrag:** Auf der Grundlage unseres Leistungs- und Honorarvorschlags vom 17.09.20 wurden wir von der Ed. Züblin AG, Bereich SF-Bau 2, Standort Ingolstadt, Herrn Dipl.-Ing. Stephan Klier, mit Ingenieurvertrag Projekt-Nummer 19036650 am 26.10.20 beauftragt, für den Neubau eines 15-geschossigen Hochhauses in der Südlichen Ringstraße 64 in Ingolstadt eine Baugrunderkundung zu planen, zu betreuen und durchzuführen und einen Geotechnischen Bericht zu erstellen. Die Ergebnisse und Bewertung

- der chemischen Untersuchungen zu Schadstoffen im Untergrund
- zu hydrologischen Versuchen und einer
- der Machbarkeit einer geothermischen Nutzung werden in gesonderten Stellungnahmen vorgelegt.

Der vorliegende Geotechnische Bericht beinhaltet den Geotechnischen Untersuchungsbericht, Auswertung und Bewertung der geotechnischen Untersuchungsergebnisse und charakteristische Werte sowie Folgerungen und Gründungsempfehlungen.

An **Unterlagen** für das Hochhaus erhielten wir von der Ed. Züblin AG, Herrn Dipl.-Ing. (FH) Joachim Link, per E-Mail vom 03.11.20:

- 1 Lageplan (M1:1 000), Stand 28.11.18,
- 1 Lage- und Höhenplan (M1:100), Stand 14.10.19,

und von Herrn M. Eng. Steffen Weimar per E-Mail vom 21.10.20:

- Kurzbericht zum Vorentwurf vom 07.10.20 mit Grundrissen, Dachaufsicht und Längsschnitt (M1:200), Stand 24.09.20 und
- Leitungspläne der Ver- und Entsorgungsleitungen.

An **Unterlagen** für den Neubau erhielten wir von der Architektin, Frau Evelin Wagler, mit E-Mail vom 14.01.2021:

- 1 Lageplan – Freiraumplanung - EG (M 1:500), Stand 14.01.21,
- 2 Gebäudeschnitte, Schnitt A-A und B-B (M 1:200), Stand 14.01.21 und
- 3 Grundrisse, 3. UG, 2. UG und 1. UG (M 1:200), Stand 12.01.21.

Des Weiteren wurden vereinzelte Projektunterlagen, welche im VOR - Virtueller Objekt Raum zur Verfügung stehen, genutzt.

Außerdem standen uns zur Verfügung:

- Geologische Karte des Naturparks Altmühltal/Südliche Frankenalb (M 1:100 000) mit Kurzerläuterungen,
- Blatt 7234 Ingolstadt der Geologischen Karte (M 1:25 000) von Bayern mit Erläuterungen, München 1995,

- Geowissenschaftliche Landesaufnahme in der Planungsregion 10 Ingolstadt, Erläuterungen zur Hydrogeologischen Karte (M 1:100 000), 2002 und
- Grundwasserhöhengleichenkarte von Ingolstadt, Online-Portal der Ingolstädter Kommunalbetriebe AöR.

## 2 Lage und Bauwerksbeschreibung

**Lage:** Das untersuchte Gelände liegt rund 1,2 km südöstlich des Zentrums von Ingolstadt zwischen der Südlichen Ringstraße im Südosten und der Saturn-Arena im Nordwesten, auf Flurstück 5356/155 der Gemarkung Ingolstadt (Anlage 1).

Es liegt in der Talau der Donau rund 500 m südlich der Donau und ist eben.

Zum Zeitpunkt der Erkundung wurde das Gelände als Parkplatz genutzt.

Die geodätischen Grundstücksdaten sind in Anlage 2 angegeben.

**Bauwerksbeschreibung:** Die Volksbank Raiffeisenbank Bayern Mitte eG (VR) plant auf dem beschriebenen Grundstück mit Abmessungen im Grundriss von rund 70 m x 45 m und einer Grundstücksfläche von rund 3.000 m<sup>2</sup> ein Neubauvorhaben mit einer Brutto-Grundfläche von ca. 13.000 m<sup>2</sup>. Das geplante Gebäude ist, bezogen auf den Grundriss der Untergeschosse und die gesamte Grundstücksfläche, in Nord-Süd-Richtung mittig und in Ost-West-Richtung am westlichen Rand angeordnet. Das Gebäude ist mit gestaffelten Gebäudehöhen geplant.

Das geplante Bauwerksnull  $\pm 0,00$  m liegt bei 366,00 mNN. Dieses Niveau entspricht der geplanten Erdgeschossfußbodenhöhe und gleichzeitig in etwa dem aktuellen Geländeniveau. Nachfolgende Höhenangaben beziehen sich auf dieses Maß.

Das geplante Gebäude soll zwei- bzw. in Teilbereichen dreifach unterkellert werden. Die Grundrissfläche der Untergeschosse beträgt rund 2.000 m<sup>2</sup>. Die geplante Bodenplattenunterkante des 2. Untergeschosses liegt bei - 7,7 m. Die Baugrubensohle liegt somit bei rund - 8,5 m beziehungsweise bei rund 357,5 mNN. Die geplante Bodenplattenunterkante des auf einer Teilfläche angeordneten 3. Untergeschosses liegt bei - 10,55 m. Die Baugrubensohle liegt somit bei rund - 11,3 m beziehungsweise bei rund 354,5 mNN. In den Untergeschossen UG 1 und UG 2 sind insgesamt knapp 100 Tiefgaragenstellplätze geplant. Auf diesen Untergeschossen sowie in UG 3 sind auf den weiteren Flächen Technik-, IT- und Lagerräume sowie Archive geplant. Im 3. UG sind Wassertanks zur Löschwasserversorgung und eine Pumpenstube geplant.

Die Lage und Größe der Untergeschosse in Bezug auf die Grundstücksfläche ist in Anlage 1.2 dargestellt.

Nicht über die gesamte Untergeschossfläche überbaut werden:

- der westliche Bauwerksrand zwischen den Bauwerksachsen 00-5a / A00-B01 sowie zwischen 05a-11a / A00-A01,
- der östliche Bauwerksrand jenseits der Bauwerksachse I zwischen 00-07b und
- der Bereich unterhalb des überdachten Eingangsbereichs zwischen den Bauwerksachsen 07b-08b / F-I.

Die nach oben aufgehenden Geschosse sind:

- Bauwerksachsen 00-05a / B01-G mit einem Erdgeschoss und einer Gebäudehöhe von 5,25 m,
- Bauwerksachsen 00-08b / G-I mit sechs nach oben aufgehenden Geschossen und einer Gebäudehöhe von 22,75 m und
- Bauwerksachsen 05a-11a / A02-F02 mit 15 nach oben aufgehenden Geschossen und einer Gebäudehöhe von 56,9 m.

Zum geplanten Tragwerk können folgende Angaben gemacht werden:

- Die Obergeschossdecken sind als Flachdecken mit einer Dicke von 28 cm geplant. Die Spannweiten betragen im Regelfall 5,4 m x 6,75 m.
- Die vertikalen Lasten der nach oben aufgehenden Geschosse werden über vertikale Tragglieder bis auf die Decke der Untergeschosse geführt.
- Für den sechs und 15-geschossigen Gebäudeteil ist jeweils ein separat aussteifender Kern, bestehend aus den Treppenräumen, Aufzugsschächten und TGA-Schächten, bis auf das Niveau des 2. oder 3. Untergeschosses vorgesehen.
- Die Eigengewichtslasten der Geschossdecken sind mit  $g_k = \Delta g_k = 9 \text{ kN/m}^2$  angegeben.
- Die Nutzlasten der Geschossdecken sind mit  $g_k = 5 \text{ kN/m}^2$  und die der begrünter Dächer mit  $g_k = 1 \text{ kN/m}^2$  angegeben.
- Da keine Wand- oder Stützenlasten gegeben, haben wir auf Grundlage oben genannter Lasten und Spannweiten überschlägig folgende Gründungslasten für die in Abschnitt 7.1 genannten Gründungsempfehlungen ermittelt:
  - Stützenlasten  $V_k = 2 \text{ MN}$  bis  $3 \text{ MN}$  für die den eingeschossigen,  $V_k = 5 \text{ MN}$  bis  $8 \text{ MN}$  für den sechs geschossigen und  $V_k = 10 \text{ MN}$  bis  $12 \text{ MN}$  für den 15-geschossigen Gebäudeteil,
  - Lasten der aussteifenden Kerne bis  $q_k = 300 \text{ kN/m}^2$  und
  - Wandlasten  $100 \text{ kN/m}^2 \leq q_k \leq 500 \text{ kN/m}^2$ .

Das Bauwerk ist gemäß DIN 1054 in die Geotechnische Kategorie 3 (GK 3) einzuordnen.

Auf den drei Dachflächen ist eine intensive Dachbegrünung zur Schaffung von Ausgleichsflächen und zur der Entlastung des Abwassernetzes geplant.

Die Erschließung des Gebäudes erfolgt über die Kreuzung Südliche Ringstraße Manchinger Straße im Südosten des geplanten Gebäudes. Der geländegleiche Gebäudeeingang ist im Südosten des Bauwerks geplant. Die Tiefgaragenzufahrt im Nordwesten des Bauwerks wird über die Zufahrt zwischen der bestehenden Saturn-Arena im Westen und dem geplanten Neubau im Osten erschlossen. Mit Ausnahme von insgesamt fünf Pkw-Stellflächen südlich der Tiefgaragenzufahrt, sowie der Tiefgaragenzufahrt selbst, sowie 40 überdachte Fahrradstellplätze im Norden des Gebäudes sind keine weiteren Verkehrsflächen auf den unbebauten Grundstücksflächen vorgesehen. Im nördlichen Grünstreifen sind erdverlegte Rigolen zur Versickerung des auf den Dachflächen anfallenden Niederschlagswassers angeordnet. Die auf der Ostseite des Grundstücks bestehende Baumreihe muss erhalten bleiben.

Weitere auf dem Lageplan der Freiraumplanung dargestellten Bauwerke wie Trafostation und Ansaugbauwerk liegen außerhalb der Grundstücksgrenzen. Diese Bauwerke sind nicht Inhalt des vorliegenden Berichts.

### 3 Untersuchungsumfang

Bereits für die Bearbeitung unseres Leistungs- und Honorarvorschlags haben wir die in Abschnitt 1 aufgeführten Unterlagen aus unserem Archiv über das Baugelände ausgewertet.

Auf dieser Grundlage wurde am 18.09.20 beim Umweltamt der Stadt Ingolstadt gemäß Artikel 30 BayWG ein Antrag auf wasserrechtliche Erlaubnis für Bohrarbeiten eingereicht. Die vom Amt mit Stellungnahme vom 29.09.20 erteilten Auflagen wurden bei der Erkundung berücksichtigt.

Wegen Kampfmittelverdacht wurden alle Bohr- und Sondierlöcher vorsondiert und freige-messen.

Das Ziel der Erkundung war, Informationen zur Ausbildung der Deckschichten und des Ter-tiärs zu erhalten und Bodenproben für bodenmechanische Untersuchungen zu gewinnen.

Dazu wurden, entsprechend dem von uns ausgearbeiteten Erkundungskonzept, von der Bohrfirma drillexpert GmbH, Teningen-Nimburg, vom 05.11.20 bis 08.12.20 unter unserer fachtechnischen Aufsicht

- 4 Kernbohrungen nach DIN EN ISO 22 475, Tabelle 2, Zeile 7 und Zeile 2, mit ins-gesamt

90,3 Bohrmeter

und zur abfalltechnischen Beurteilung der oberflächigen Auffüllungen von S&P am 30.11.20 mit einem mechanisch-hydraulisch betriebenen Rammkernbohrgerät (Typ: LMSR-R 780, Geotool GmbH)

- 3 Kleinrammbohrungen nach DIN EN ISO 22 475-1, Tabelle 2, Zeile 9, mit Tiefen von 5 m, insgesamt

15 Bohrm Metern

niedergebracht.

Ferner wurde am 30.11.20 und 02.12.20 von S&P die Lagerungsdichte der Deckschichten und des Tertiärs durch

- 6 Sondierungen mit der Schweren Rammsonde: DPH (Dynamic Probing Heavy) nach DIN EN ISO 22 476-2 mit insgesamt

65,1 Sondiermetern

ermittelt. Die Ergebnisse sind als Rammdiagramme graphisch in Anlage 2.3 dargestellt.

In den Kernbohrungen wurden außerdem während der Bohrarbeiten von der drilllexpert GmbH

- 8 Bohrlochrammsondierungen nach DIN 4094-2: BDP (Borehole Dynamic Probing), Sondierungen mit geschlossener Spitze

durchgeführt, deren Ergebnisse in Anlage 2.1, links neben den Bohrprofilen, angegeben sind.

Die Bohrungen BK2 GWM und BK3 GWM wurden in den quartären Kiesen, die Bohrung BK1 GWM im Tertiär als Grundwasser-Messstellen DN 125 ausgebaut. Der Messstellen-Ausbau ist in Anlage 2.1 dargestellt.

Die Bohrlöcher der anderen Bohrungen und Sondierungen wurden nach Abschluss der Arbeiten mit Compactonit im Grundwasser, darüber mit Zement-Bentonit verfüllt; nähere Angaben dazu siehe Anlagen 2.

Sämtliche Erkundungspunkte wurden von uns mit Maßband und Nivellier nach Lage und Höhe eingemessen. Sie sind in Anlage 1.2 eingezeichnet. Als Lagebezug dienten die Markierungen der Parkflächen, als Höhenbezug der Geländepunkt im Nordosten des Geländes, dessen Höhe im Lageplan mit 365,25 mNN eingetragen ist (Anlage 1.2).

Die Böden und Festgesteine wurden durch S&P visuell und durch manuelle Feldversuche nach DIN EN ISO 14 688-1 und DIN EN ISO 14 689 angesprochen und ingenieurgeologisch aufgenommen.

Die Schichtenfolge der Bohrungen sind in Anlehnung an DIN 4023 in Anlage 2 dargestellt und beschrieben sowie zwei geologische Geländeschnitte eingearbeitet (Anlage 3).

Die Signaturen, Zeichen und Bezeichnungen in den Anlagen 2 und 3 sind in Anlage 2.0 erläutert.

Dabei wurden für feinkörnige Böden die Konsistenzen gemäß DIN EN ISO 14 688 angegeben. In der nachfolgenden Tabelle 1 sind die deutschen und englischen Bezeichnungen mit den zugehörigen Konsistenzahlen  $I_c$  aufgeführt.

Bezeichnung	Konsistenzzahl $I_c$
breiig / very soft	< 0,25
sehr weich / soft	0,25 bis 0,50
weich / firm	0,5 bis 0,75
steif / stiff	0,75 bis 1,00
halbfest / very stiff	1,00 bis 1,25
fest / hard	> 1,25

Tabelle 1: Konsistenzzahl  $I_c$  von Schluffen und Tonen

Die Schichtenverzeichnisse der Kernbohrungen und die Verfüll-Protokolle, die von der Bohrfirma erstellt wurden, sowie Farbfotos der Bohrkerne, die wir zur Dokumentation aufgenommen haben, befinden sich in unseren Unterlagen; ebenso die Lagevermaßungen aller Erkundungspunkte.

Beim Klarspülen der Grundwassermessstellen BK1 GWM bis BK3 GWM wurden vom Bohrunternehmen drillexpert GmbH Kurzpumptests durchgeführt. Die Versuche und die Ergebnisse unserer Auswertung sind in Anlage 4 dargestellt.

Den Bohrungen wurden insgesamt

- 4 Bodenproben der Güteklasse 1 (Sonderprobe) und
- 127 Bodenproben der Güteklasse 3 nach DIN EN 1997-2, Tab. 3.1 und DIN EN ISO 22 475

entnommen.

Alle Proben werden nach Abgabe des Geotechnischen Berichts drei Monate lang aufbewahrt und danach, sofern sie der Auftraggeber nicht anfordert oder eine längere Einlagerung wünscht, ohne Ankündigung entsorgt.

An ausgewählten Proben wurden in unserem geotechnischen Labor Versuche durchgeführt:

- 29 Bestimmungen des natürlichen Wassergehalts nach DIN EN ISO 17 892-1 (Anlage 2, rechts neben den Profilsäulen),

- 3 Bestimmungen der Fließ- und Ausrollgrenzen nach DIN EN ISO 17 892-12 (Anlage 5.1),
- 7 Bestimmung der Korngrößenverteilung nach DIN EN ISO 17 892-4 (Anlage 5.2) und
- 3 eindimensionale Kompressionsversuche nach DIN 18 135, Oedometerversuche (Anlagen 5.3).

Hinzu kommen:

- 9 Penetrometer-Tests, die wir vor Ort an den bergfrischen Bohrkernen zur Bestimmung der Druckfestigkeit

durchgeführt haben.

Die Ergebnisse aller Versuche werden in Abschnitt 6 erläutert und bewertet.

#### 4 Baugrund

Durch Interpolation zwischen den zwangsläufig punktuellen Aufschlüssen haben wir, unter Berücksichtigung geologischer Zusammenhänge, ein räumliches **Modell des Untergrundes** erarbeitet, das nachfolgend beschrieben und in zwei geologischen Geländeschnitten (Anlagen 3.1) und zwei Schichtlagerungskarten (Anlage 3.2) dargestellt ist. Die Diagramme der Schweren Rammsondierungen (Anlagen 2.3) wurden dazu auf Grund unserer Erfahrung und im Vergleich mit den umliegenden Kernbohrungen stratigraphisch interpretiert.

Es zeigt stark vereinfacht einen bis zu vierschichtigen Aufbau:

- Auf der gesamten Fläche liegt zuoberst künstliche **Auffüllung**. Sie besteht im Bereich der Verkehrsflächen zuoberst aus Pflastersteinen oder aus Asphalt über einer etwa bis zu 1 m mächtigen Tragschicht aus sandigem Kies.

Im Bereich von Grünflächen liegt zuoberst Oberboden, der künstlich aufgefüllt ist und im Wesentlichen aus der rund 0,15 m bis 0,25 m mächtigen Grasnarbe besteht. Darunter folgt mit Ausnahme im Bereich der Kernbohrung BK 3 eine gelbbraune bis beigebraune, schluffige, etwa bis zu 1,2 m mächtige Sandlage in die Kalkstein- und Quarzgerölle eingelagert sind. Unter der Sandlage, bzw. im Bereich der Kernbohrung BK 3 direkt unter dem Oberboden folgt feinsandiger, kiesiger Schluff oder sandiger Kies bestehend aus Kalkstein, Quarz und vereinzelt Ziegelbruchstücken.

Die Gesamtmächtigkeit der Auffüllung nimmt von etwa 2 m im Nordosten nach Südwesten auf rund 3,5 m zu.

- Unter der Auffüllung liegen **Auenablagerungen**, ein dunkelgraubrauner bis grauer, toniger, feinsandiger bis stark feinsandiger, kiesiger Schluff von halbfester bis fester Konsistenz oder stellenweise stark schluffiger sandiger Kies. Die Mächtigkeit der Auenablagerungen beträgt ca. 0,3 m bis etwa 0,6 m. Im Westen der Baufläche wurden die Auenablagerungen teilweise vollständig abgetragen.
- Darunter liegen jüngere postglaziale Terrassenschotter der Donau, die unter dem Begriff **quartäre Kiese** zusammengefasst sind. Sie bestehen überwiegend aus gut gerundeten, sandigen Kiesen mit einem nur geringen Anteil an Tonen und Schluffen. Zur Tiefe hin nimmt der Feinkiesanteil zu und der Anteil des Grobkieses ab. Vereinzelt wurden Lagen mit einem erhöhten Schluffanteil angetroffen.

Die Mächtigkeit nimmt im Bereich des geplanten Hochhauses von etwa 4 m im Süden nach Norden auf rund 6 m zu. Die Oberfläche der quartären Kiese fällt von etwa 363,4 mNN im Norden der Baufläche nach Süden auf etwa 362,3 m ab. (Anlage 3.2.1).

- Unter den quartären Kiesen liegen im gesamten Baugelände die Schichten des **Tertiärs**, eine unregelmäßige Abfolge von tonigen Schluffen, Grobschluffen, Feinsanden und Tonen, die stratigraphisch der Oberen Süßwassermolasse zuzuordnen sind. Sie bestehen zuoberst aus einem dunkelgrünbraunen bis türkisgrauen Schluff-Ton von halbfester bis fester Konsistenz. Darunter folgen tonige Schluffe mit feinsandigen Grobschlufflagen und geringmächtigen tonigen Lagen. Die Konsistenz der Schluffe ist überwiegend halbfest und fest, vereinzelt auch steif und weich. Ab etwa 19 m bis 21 m unter Gelände folgt bis über 25 m unter Gelände schluffiger Feinsand und feinsandiger Grobschluff. Die Oberfläche des Tertiärs liegt etwa 7,3 m bis ca. 8,7 m unter Gelände und fällt von etwa 358,3 mNN im Süden nach Norden auf ca. 357,4 mNN ab. Das Tertiär setzt sich bis etwa 90 m unter Gelände zur Tiefe hin fort.
- Darunter folgen die Dolomitsteine des **Oberen Weißjura**, die sogenannten Mönzheimer Schichten des Malm zeta 3, deren Oberfläche nach einer großräumigen Schichtlagekarte bei etwa 275 mNN liegt.

## 5 Grundwasser

Nachfolgend sind die:

- Grundwasserstände in den Kernbohrungen während der Erkundung, Abschnitt 5.1, und
- die Ergebnisse der hydraulischen Vorerkundung aus Kurzzeit-Pumpversuchen, Abschnitt 5.2,

beschrieben.

## 5.1 Grundwasserstände

In allen Kernbohrungen wurde Grundwasser angetroffen. Die Bohrlöcher der Kleinbohrungen und Rammsondierungen sind oberhalb des Grundwasserspiegels verstürzt. In Tabelle 2 sind die während der Erkundung gemessenen Grundwasserstände aufgeführt.

In den Kernbohrungen wurde ein erstes Grundwasser etwa 4,0 m bis 4,5 m unter Gelände in den gut durchlässigen quartären Kiese angetroffen. Die in dieser Tiefe angetroffenen Wasserstände gehören einem 1. zusammenhängenden Grundwasserkörper an. Grundwasserleiter sind die quartären Kiese. Das Grundwasser ist frei. Zwei Bohrungen wurden als 5"-PVC Grundwassermessstellen ausgebaut, die in den quartären Kiesen verfiltert sind. Der Ruhewasserspiegel lag am 13.01.21 in der Bohrung BK2 GwM bei 361,85 mNN und in der Bohrung BK3 GwM bei 361,87 mNN. Der Grundwasserspiegel wird von der etwa 500 m nördlich gelegenen Donau bestimmt, die für das Grundwasser den Vorfluter bildet. Die Grundwasserfließrichtung ist nach Ost. Der Pegel Ingolstadt Luitpoldstraße/Donau zeigte am 13.01.21 einen Donauwasserstand bei 361,85 mNN und bestätigt damit die hydraulische Verbindung des obersten Grundwasserleiters mit der Donau.

Der  $HW_{100}$  der Donau am Pegel Ingolstadt Luitpoldstraße/Donau liegt nach dem Hochwassernachrichtendienst Bayern bei 366,95 mNN.

Aus den Abflussdaten der Donau ergeben sich am Pegel Luitpoldstraße/Donau die folgenden Wasserhöhen:

- $HW_{10}$ : 366,15 mNN und
- $HW_{20}$ : 366,50 mNN.

Nach dem Informationsdienst für überschwemmungsgefährdete Gebiete des Bayerischen Landesamts für Umwelt beträgt die Überflutungstiefe auf dem Grundstück  $HQ_{\text{extrem}}$  1,0 m bis 2,0 m. Eine Überflutung des Grundstücks für  $HW_{100}$  ist nicht verzeichnet.

Weitere Grundwasserzutritte wurden in den Bohrungen im Tertiär bei etwa 13 m unter Gelände und ca. 17 m bis 19 m unter Gelände in grobschluffigen und sandigen Lagen angetroffen. Das Grundwasser ist unter geringen durchlässigen schluffigen und tonigen Lagen des Tertiärs gespannt und stieg in der als 5"-PVC Grundwassermessstelle ausgebauten Bohrung BK1 GwM, die im Tertiär verfiltert ist, auf 361,52 mNN bei der Stichtagsmessung am 13.01.21 an.

Aus den Grundwassergleichenkarten der Ingolstädter Kommunalbetriebe AöR kann für das Baufeld ein Mittlerer Grundwasserstand von rund 362,1 mNN und ein mittlerer höchster Grundwasserstand (MHGW) von etwa 362,70 mNN entnommen werden.

Der Grundwasserleiter in den Gesteinen des Weißjuras liegt ca. 90 m unter Gelände und ist für das Bauvorhaben ohne Einfluss.

Auf Grundlage der beschriebenen hydrogeologischen Verhältnisse, insbesondere der gegebenen hydraulischen Verbindung des 1. Grundwasserleiters in den quartären Kiesen zur Donau und dem nur geringen Abstand zur Donau können bei lang anhaltenden Hochwasserabflüssen auch ein Ansteigen des Grundwasserstandes bis nur wenig unter Gelände nicht vollständig ausgeschlossen werden, so dass wir unter Berücksichtigung des von den Ingolstädter Kommunalbetriebe AöR dokumentierten Grundwasserschwankungsbereichs vorschlagen den **Bemessungswasserstand für den Endzustand** bei HWS = 364,75 mNN und somit rund 1,25 m unter dem aktuellen Gelände anzunehmen. Die endgültige Festlegung des Bemessungswasserstandes muss im Rahmen eines wasserrechtlichen Verfahrens vorgenommen werden.

Ob Hochwasserschutzmaßnahmen für ein überflutetes Gelände bei  $HQ_{\text{extrem}}$ , also das Versagen des Hochwasserschutzes in Ingolstadt, baulich zu berücksichtigen sind, sollte unter Berücksichtigung des geringen Eintretensrisikos festgelegt werden. Üblicherweise werden bemessungsrelevante Wasserstände bis  $HQ_{100}/HW_{100}$  für bauliche Maßnahmen berücksichtigt.

Bei der Festlegung eines bauzeitliche Bemessungswasserstand wird üblicherweise auf Wasserstände in Höhe  $HW_{10}$  zurückgegriffen. Eine Grundwasseraufzeichnung die eine statistische Auswertung zulässt liegt für das Grundstück nicht vor, so dass wir auf Angaben aus dem Ingolstädter Grundwassermodell und Messreihen in vergleichbaren hydrogeologischen Verhältnissen im Umfeld zurückgreifen. Danach muss mit einer Grundwasserschwankung in der Größenordnung von 1,5 m gerechnet werden, wobei Grundwasseranstiege von Donauhochwässern nicht berücksichtigt sind. Daher schlagen wir einen **bauzeitlichen Bemessungswasserstand** für das Bauwerk von **363,5 mNN** vor.

Auf Grund vergleichbarer Grundwasserniveaus im 1. und 2. Grundwasserleiter muss derzeit im größeren Umfeld des Baufelds von einer hydraulischen Verbindung ausgegangen werden, so dass die genannten Bemessungswasserstände für beide Grundwasserleiter anzunehmen sind. Mittels den in die Grundwassermessstellen eingebauten Datenlogger kann dies nach einer langfristigen Beobachtung genauer beurteilt werden.

Das Grundwasser kann im Sinne der DIN 4030 bzw. DIN EN 206-1 schwach betonangreifend (XA 1) sein, da durch Oxidation der in den Schichten des Tertiärs enthaltenen Pyritkonkretionen erhöhte Sulfatgehalte auftreten können.

<b>Bohrung</b>	<b>BK1 GwM</b>	<b>BK2 GwM</b>	<b>BK3 GwM</b>	<b>BK4 GwM</b>
<b>Wasserstand 1. GW - angetroffen</b>				
Datum	24.11.20	26.11.20	03.12.20	19.11.20
m u. Gel.	4,5	4,0	4,0	4,5
mNN	361,58	361,22	361,64	361,51
<b>Wasserstand 1. GW - angestiegen auf</b>				
Datum	24.11.20	26.11.20	06.12.20	19.11.20
m u. Gel.	4,27	3,69	3,95	4,0
mNN	361,81	361,53	361,69	362,02
nach	10 min	10 min	3 Tage 14 h 45 min	10 min
<b>Bohrung</b>	<b>BK1 GwM</b>	<b>BK2 GwM</b>	<b>BK3 GwM</b>	<b>BK4 GwM</b>
<b>Wasserstand 2. GW - angetroffen</b>				
Datum	25.11.20	26.11.20	07.12.20	23.11.20
m u. Gel.	13,0	13,0	11,3	13,0
mNN	363,08	352,22	354,34	353,01
<b>Wasserstand 2. GW - angestiegen auf</b>				
Datum	25.11.20	26.11.20	07.12.20	24.11.20
m u. Gel.	12,14	9,31	10,72	8,52
mNN	353,94	355,91	354,92	357,49
nach	30 min	15 min	15 min	13 h 15 min
<b>Wasserstand 3. GW - angetroffen</b>				
Datum	-	26.11.20	07.12.20	-
m u. Gel.	-	16,50	17,50	-
mNN	-	348,72	348,14	-
<b>Wasserstand 3. GW - angestiegen auf</b>				
Datum	-	30.11.20	07.12.20	-
m u. Gel.	-	4,52	9,87	-
mNN	-	360,70	355,77	-
nach	-	3 Tage 15 h 10 min	20 min	-
<b>Ruhewasserspiegel am 13.01.21</b>				
	3.GW	1.GW	1.GW	-
m u. ROK	5,42	4,25	4,64	-
mNN	361,52	361,85	361,87	-

Tabelle 2: Grundwasserstände während der Erkundung bzw. Stichtagsmessung

## 5.2 Hydraulische Vorerkundung

Hydraulische Untersuchungen sind u. a. für die Bewertung von Wasserhaltungsmaßnahmen in der geplanten Baugrube erforderlich. Hierzu wurden zur Vorerkundung der hydraulischen Eigenschaften der beiden Grundwasserleiter die Klarspülprotokolle der drillexpert GmbH ausgewertet. Beim Klarspülen werden die Rückstände der Bohrspülung, die unvermeidbar sind und während des Bohrvorgangs in die wasserführenden Schichten eingetragen werden, entfernt und der Brunnen entschlammt sowie entsandet.

Dieser Vorgang wurde drei Mal in allen drei Messstellen, BK 1 GwM, BK 2 GwM und BK 3 GwM, durchgeführt und protokolliert. Der dritte Klarspülvorgang ergibt für die Auswertung auf die hydraulischen Parameter die belastbarsten Ergebnisse und wird im Folgenden für jede Messstelle beschrieben und ausgewertet.

### 5.2.1 Klarspülen der BK 2 GwM und BK 3 GwM im Quartär

**BK 2 GwM:** Der Ruhewasserstand wurde vor Beginn des Klarspülens auf 4,38 m unter Rohroberkante (ROK) (361,84 mNN) gelotet. Durch den Pumpstart mit einer Förderrate von anfangs 1,66 l/s und einer schnellen Eindrosselung auf 0,59 l/s fiel der Wasserstand in der Messstelle um 3,72 m auf 358,12 mNN. Die Förderrate wurde dann wieder kontinuierlich auf 1 l/s erhöht und für 1 Stunde konstant betrieben. Eine höhere Förderrate war aufgrund der geringen Wassersäule von 4,1 m in der Grundwassermessstelle bzw. im Grundwasserleiter nicht möglich. Nach insgesamt 2 Stunden wurde die Pumpe gestoppt und der Wiederanstieg gemessen. Der Ruhewasserstand stellte sich nach kurzer Zeit wieder ein. Der Wasserstandsverlauf und die Entnahmerate sind grafisch in Anlage 4.1.1 dargestellt.

Zur Ermittlung der Transmissivität und der hydraulischen Durchlässigkeit des Grundwasserleiters wurde der Wiederanstieg nach Theis (Anlage 4.1.2) ausgewertet. Die Transmissivität berechnet sich zu  $T = 2,11 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$  und der Durchlässigkeitsbeiwert zu  $k_f = 5,14 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ .

Eine Abschätzung aus dem stationären Versuchsverlauf nach Darcy bei einer Förderrate von 1 l/s, einer Absenkung von 3,72 m und einer grundwassererfüllten Mächtigkeit von 4,1 m berechnet sich der Durchlässigkeitsbeiwert zu  $k_f = 5,16 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ .

**BK 3 GwM:** Der Ruhewasserstand vor Beginn des Klarspülens lag bei 4,80 m unter Rohroberkante (ROK) (361,84 mNN). Bei Pumpbeginn mit 1,66 l/s fiel der Wasserstand in der Messstelle um 2,72 m auf 359,12 mNN. Um ein Trockenfallen der Pumpe zu verhindern, wurde auch hier die Förderrate wieder gedrosselt und dann kontinuierlich auf 0,91 l/s er-

höht. Nach einer Laufzeit von 1 Stunde bei 0,91 l/s wurde die Pumpe gestoppt und der Wiederanstieg gemessen. Der Ruhewasserstand stellte sich sofort wieder ein. Der Wasserstandsverlauf und die Entnahmerate sind grafisch in Anlage 4.2.1 dargestellt.

Aufgrund der sofortigen Wiedereinstellung des Ruhewasserstands nach Abschaltung der Förderpumpe kann der Wiederanstieg nicht nach Theis ausgewertet werden. Daher wurde der stationäre Versuchsablauf bei konstanter Förderrate von 0,91 l/s, einer Absenkung von 2,73 m und einer grundwassererfüllten Mächtigkeit von 3,3 m nach der Darcy-Gleichung abgeschätzt: Der Durchlässigkeitsbeiwert wurde somit auf  $k_f = 7,95 \cdot 10^{-4}$  m/s ermittelt.

### 5.2.2 Klarspülen der BK 1 GwM im Tertiär

Der Ruhewasserstand in der BK 1 GwM wurde vor Beginn des Klarspülens auf 6,01 m unter Rohroberkante (ROK) (361,01 mNN) gemessen. Der Pumpstart mit einer Förderrate von 1,66 l/s erzeugte eine Absenkung des Wasserstands von 8,57 m auf 352,5 mNN in der Messstelle. Während der konstanten Entnahme von 1,66 l/s erhöhte sich der Wasserstand geringfügig auf 352,95 mNN. Nach 2 Stunden wurde die Pumpe gestoppt und der Wiederanstieg gemessen. Nach 15 Minuten wurde die Aufzeichnung nicht weiter fortgesetzt. Zu diesem Zeitpunkt lag der Wasserstand noch 0,11 m unter dem Ruhewasserstand vor Versuchsbeginn. Der Wasserstandsverlauf und die Entnahmerate sind grafisch in Anlage 4.3.1 dargestellt.

Zur Ermittlung der hydraulischen Parameter wurden zwei Bewertungsverfahren zur Analyse des instationären Wasserstandsverlaufs herangezogen: die Absenkung wurde nach Cooper & Jacob I (Anlage 4.3.2) und der Wiederanstieg nach Theis (Anlage 4.3.3) ausgewertet. Die Transmissivität berechnet sich nach Cooper & Jacob I zu  $T = 6,21 \cdot 10^{-4}$  m<sup>2</sup>/s bzw. nach Theis zu  $T = 3,09 \cdot 10^{-4}$  m<sup>2</sup>/s und der Durchlässigkeitsbeiwert nach Cooper & Jacob I zu  $k_f = 1,05 \cdot 10^{-4}$  m/s und nach Theis zu  $k_f = 5,24 \cdot 10^{-5}$  m/s.

Die Abschätzung des stationären Wasserstandsverlaufs bei konstanter Förderrate von 1,66 l/s, einer Absenkung von 8,12 m und einer grundwassererfüllten Mächtigkeit der tertiären Schichten von 5,5 m nach Darcy ergibt einen  $k_f$ -Wert von  $2,9 \cdot 10^{-4}$  m/s.

### 5.2.3 Fazit zur hydraulischen Vorerkundung

Der für den quartären Grundwasserleiter ermittelte Durchlässigkeitsbeiwert von  $k_f = 5,14 \cdot 10^{-5}$  m/s aus dem Wiederanstieg in der BK 2 ist sehr gering für einen mittel- bis grobsandigen Kies und liegt unter dem Ergebnis der stationären Abschätzung mit  $k_f = 5,16 \cdot 10^{-4}$  m/s sowie der durchgeführten Siebkornanalysen aus den entnommenen Bohrspalten mit  $k_f$ -Werten von  $5,6 \cdot 10^{-2}$  m/s bis  $1,1 \cdot 10^{-4}$  m/s (Kapitel 6.2). Der Durchlässigkeits-

beiwert von  $k_f = 7,95 \cdot 10^{-4}$  m/s aus der BK 3 stimmt mit den Werten aus den Siebkornanalysen gut überein und ist realistisch für die anstehenden quartären Kiese.

Die Bestimmung der hydraulischen Durchlässigkeit des gespannten, tertiären Grundwasserleiters ergibt über die etablierten, instationären Berechnungsverfahren  $k_f$ -Werte von  $5,2 \cdot 10^{-5}$  m/s bis  $1,0 \cdot 10^{-4}$  m/s. Die Abschätzung aus dem stationären Versuchszeitraum ist geringfügig höher mit  $k_f = 3,0 \cdot 10^{-4}$  m/s. Die ermittelten  $k_f$ -Werte stimmen mit den Wasserdurchlässigkeiten aus den Korngrößenverteilungen der Bohrproben mit  $k_f = 6 \cdot 10^{-5}$  m/s bis  $3 \cdot 10^{-4}$  m/s überein (Kapitel 6.2) und sind repräsentativ für die erbohrten, schluffigen Feinsande des Tertiärs.

## 6 Eigenschaften von Böden und Fels

Bodenmechanische Versuche sind erforderlich, um die angetroffenen Böden mit Hilfe objektiver Vergleichswerte bodenmechanisch klassifizieren und charakteristische Werte für erdstatische Berechnungen festlegen zu können. Im vorliegenden Fall haben wir durchgeführt:

- **Feldversuche** (Abschnitt 6.1): Rammsondierungen und Bohrlochrammsondierungen/Borehole Dynamic Probing (BDP) sowie Penetrometerversuche,
- **Laborversuche** (Abschnitt 6.2): Bestimmungen des natürlichen Wassergehalts, der Fließ- und Ausrollgrenzen, der Kornverteilung und der Zusammendrückbarkeit an ausgewählten Bodenproben.

Die Versuche erlauben, qualitative und quantitative Unterschiede der Baugrundeigenschaften zu erfassen. Zur Darstellung der Tiefenabhängigkeit sind sie teilweise in die Schichtenprofile (Anlage 2) und die geologischen Geländeschnitte (Anlage 3.1) eingearbeitet.

Die Klassifikationen und charakteristischen Kennwerte sind in Abschnitt 6.3 zusammengestellt.

In Abschnitt 6.4 sind die Homogenbereiche des Baugrunds nach den Allgemeinen Technischen Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) der VOB – Teil C beschrieben.

## 6.1 Ergebnisse der Feldversuche

Sondierungen geben über den gemessenen Eindringwiderstand  $q_c$  ( $\text{MN/m}^2$ ) beziehungsweise über die für 10 cm Eindringung gemessenen Schläge  $N_{10}$  einen Anhalt über die Lagerungsdichte nichtbindiger Böden sowie über die Konsistenz beziehungsweise undräßierte Scherfestigkeit bindiger Böden.

Bei Kenntnis der Kornverteilung der Böden beziehungsweise der Bodengruppen auf Grund von Indexversuchen (Abschnitt 6.2) lassen sich daraus bodenmechanische Kennwerte ableiten.

Zur Ermittlung der undräßierten Scherfestigkeit der **Auenablagerungen** und der Lagerungsdichte der **quartären Kiese** und des **Tertiärs** wurden sechs Rammsondierungen mit der schweren Rammsonde (DPH) durchgeführt. Die Ergebnisse der Sondierungen sind als Anlage 2.3 beigefügt. Die Rammsondierungen DPH 1 bis DPH 6 ergaben:

- In den Auenablagerungen lag der Eindringwiderstand  $N_{10}$  überwiegend zwischen 0 und 5 und ist damit weicher, teilweise sehr weicher und steifer Konsistenz zuzuordnen.
- In den quartären Kiesen wurden unterhalb des Grundwasserspiegels Schlagzahlen  $0 \leq N_{10} \leq 10$ , im Mittel bei  $N_{10} = 5$  aufgenommen. Die Interpretation dieser Ergebnisse in Anlehnung an die Vorgaben in DIN 4094 ergibt, dass die Kiessande überwiegend mit Lagerungsdichten  $D \approx 0,35$ , also im Übergangsbereich von lockerer zu mitteldichter Lagerung anstehen.
- Die Bandbreite der Schlagzahlen im Tertiär liegt bei  $6 \leq N_{10} \leq 50$ . Niedrigere Schlagzahlen, im Mittel bei  $N_{10} \approx 10$ , wurden nahezu durchgehend in den Rammsondierungen DPH 1 und DPH 6, im Westen des Baufelds, gemessen. In den Rammsondierungen DPH 2 bis DPH 5, in der Mitte und im Osten des Baufelds, wurden im Mittel höhere Schlagzahlen gemessen, hier  $N_{10} \approx 25$ . Aus den festgestellten Schlagzahlen kann für alle Rammsondierungen eine überwiegend dichte oder sehr dichte Lagerung der nichtbindigen Anteile abgeleitet werden. An den wechselnden, meist geringen Schluffanteilen des Tertiärs kann eine überwiegend halbfeste und feste Konsistenz der bindigen Anteile abgeleitet werden, wobei insbesondere bei erhöhten Tonanteilen die Schlagzahlen durch Mantelreibungseffekte beeinflusst sein kann.

Darüber hinaus wurden während der jetzt durchgeführten Erkundung in vier Bohrungen insgesamt acht Bohrlochrammsondierungen (BDP), Sondierungen mit geschlossener Spitze durchgeführt. Sie erlauben, ähnlich wie die Rammsondierungen, bodenmechanische Kennwerte abzuleiten und punktuell tiefenabhängige Unterschiede im Baugrund zu erkennen. Die Ergebnisse der BDP-Versuche sind unter den Bohrprofilen der Bohrungen als drei Schlagzahlen  $N_{15}$  für je 15 cm Eindringung angegeben. Die Schlagzahl für die Eindringung von

15 cm bis 45 cm heißt  $N_{30}$  und ist neben den Bohrprofilen, Anlage 2.1, in der jeweiligen Tiefenlage des Versuchs angegeben.

- Alle Versuche wurden im schluffigen Tertiär durchgeführt. Die Tiefenlage der Versuche liegt zwischen rund 354 mNN und 348 mNN.
- Die Versuche in den schluffigen Bereichen des Tertiärs liefern Schlagzahlen  $N_{30}$  zwischen 22 und 77, im Mittel von etwa 45 und weisen damit auf undränierete Scherfestigkeiten von  $200 \text{ kN/m}^2 \leq c_u \leq 500 \text{ kN/m}^2$  beziehungsweise eine halb feste und feste Konsistenz hin. Nach den in DIN 4094-2, Anhang B.4, angegebenen Korrelationen ergeben sich Steifemoduln  $25 \text{ kN/m}^2 \leq E_s \leq 65 \text{ kN/m}^2$ , die sich mit unseren bisherigen Erfahrungswerten decken.

Bei der Aufnahme der Schichtenfolgen der Kernbohrung BK 4 wurde an bergfrischen Bohrkernen des **Tertiärs** die einaxiale Druckfestigkeit  $q_u$  mit dem Taschenpenetrometer bestimmt, um die manuelle Konsistenzansprache objektiv zu überprüfen.

Das Penetrometer besteht im Wesentlichen aus einem Druckstempel mit Durchmesser 6,3 mm, der mit stetiger Belastung bis zu einer Markierung langsam von Hand in den Boden eingedrückt wird. Der Eindringwiderstand, als einaxiale Druckfestigkeit  $q_u = 2 \cdot c_u$  aufgetragen, wird direkt als Federweg an der Skala des Geräts abgelesen. Der  $c_u$ -Wert ist ein Indexwert für die undränierete Scherfestigkeit des Bodens.

An Bohrkernen aus dem Tertiär wurden 13 Kohäsionswerte des undränierten Bodens  $c_u$  zwischen  $50 \text{ kN/m}^2$  und  $225 \text{ kN/m}^2$ , im Mittel  $150 \text{ kN/m}^2$ , gemessen. Der gemessene Höchstwert ist dabei kein realer Maximalwert, da versuchsbedingt keine Werte über  $225 \text{ kN/m}^2$  ermittelt werden können. Die mit dem Taschenpenetrometer ermittelten  $q_u$ -Werte in  $\text{kN/cm}^2$  sind in Anlage 2.1.4 angegeben.

## 6.2 Ergebnisse der Laborversuche

An fünf Proben der **quartären Kiese** wurde nach DIN EN ISO 14 688 und DIN 18 196 die Korngrößenverteilung bestimmt. Demnach sind die quartären Kiese als schwach schluffige, schwach bis stark sandige Kiese mit einem Schluffanteil von weniger als 5 % (Anlage 5.2.1) als Kiese (GU, GI und GW) zu bezeichnen. Die aus den Kornverteilungen abzuleitende Wasserdurchlässigkeit liegt zwischen  $k_f = 5,6 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$  bis  $1,1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ , im Mittel bei  $k_f = 1,5 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ .

Diese aus den Korngrößenverteilungen ermittelten Wasserdurchlässigkeiten sind im Vergleich zu den Durchlässigkeiten aus beiden in den quartären Kiesen durchgeführten Kurzzeit-Pumpversuchen, siehe Anlagen 5.2.1, um rund eine Zehnerpotenz höher. Auf Grund der Kernansprachen im Feld, muss jedoch davon ausgegangen werden, dass wegen der feineren

Zusammensetzung der Kiese zur Basis hin die Durchlässigkeit abnimmt und deshalb die Pumpversuche mit einer Absenkung bis nahezu zur Basis des Kieses beeinflusst.

Das **Tertiär** ist nach DIN EN ISO 14 688 und DIN 18 196 als feinkörniger Boden und mit Wassergehalten an der Fließgrenze  $w_L$  von etwa 48 % und an der Ausrollgrenze  $w_P$  von etwa 19 %, als mittelplastischer Ton (TM) zu bezeichnen, siehe Anlage 5.1.

Der natürliche Wassergehalt  $w_n$  wurde an 29 Proben bestimmt; er lag zwischen 14 % und 34 %, im Mittel bei 22 %. Im Vergleich mit den Fließ- und Ausrollgrenzen hatten damit drei Proben weiche, die 26 anderen Proben steife Konsistenz.

Im Vergleich der Wassergehalte zu den Ergebnissen der Fließ- und Ausrollgrenzen stehen die so ermittelten Konsistenzen der untersuchten Proben allerdings im Widerspruch zu den im Feld angesprochenen Konsistenzen. Dies erklärt sich daraus, dass der Tonanteil hochaktive Minerale enthält und damit eine hohe Aktivitätszahl aufweist.

Die natürlichen Wassergehalte sind in Anlage 2, rechts neben den Bohrprofilen aufgeführt.

An zwei Proben des sandigen **Tertiärs** wurde nach DIN EN ISO 14 688 und DIN 18 196 die Korngrößenverteilung bestimmt. Demnach ist das Tertiär als schwach schluffige Sande (siehe Anlage 5.2.2) als Sand-Schluff-Gemisch (SU) zu bezeichnen. Die aus den Kornverteilungen abzuleitende Wasserdurchlässigkeit liegt zwischen  $k_f = 6 \cdot 10^{-5}$  m/s bis  $3 \cdot 10^{-4}$  m/s, im Mittel bei  $k_f = 1 \cdot 10^{-4}$  m/s.

Im Vergleich mit den aus den Kurzzeit-Pumpversuchen ermittelten Wasserdurchlässigkeiten zeigen diese Durchlässigkeiten eine gute Übereinstimmung.

An drei Sonderproben der Güteklasse 1 aus BK 1, BK 2 und BK 3 aus dem Tertiär in jeweils rund 13,1 m Tiefe wurde ein Eindimensionaler Kompressionsversuch (Oedometerversuch) durchgeführt, um den Steifemodul  $E_s$  zu bestimmen und Aussagen zum Konsolidationsverhalten zu bekommen. Die Versuchsprogramme wurden auf die Belastung durch die geplante Auflast abgestimmt. Die Auswahl der Proben erfolgte bewusst. Zum einen, um die Proben in die Versuchsanlage einbauen zu können und zum anderen, um die untere Grenze des Steifemoduln zu erhalten, womit die Ergebnisse für die weiteren erdstatischen Berechnungen auf der sicheren Seite liegen. Die Versuchsergebnisse sind in den Anlagen 5.3 dargestellt und zusammen mit den Indexwerten bei Ein- und Ausbau aufgelistet. Die in den Versuchen ermittelten Steifemoduln  $E_s$  aus den maßgeblichen Spannungsbereichen sind in nachfolgender Tabelle 2 dargestellt.

Vergleicht man die aus den Bohrlochrammsondierungen ermittelten Steifemoduln mit denen aus den Oedometerversuchen, fällt auf, dass die in Abschnitt 6.1 beschriebenen über denen der Oedometerversuche liegen. Wie bereits oben beschrieben lässt sich dies durch

die Auswahl der Proben im bodenmechanischen Labor erklären, um bei vergleichbarer Tiefenlage und im selben Spannungsbereich, Ergebnisse auf der sicheren Seite liegend zu erhalten.

Spannung [kN/m <sup>2</sup> ]	Erstbelastung Steifemoduln E <sub>s</sub> [MN/m <sup>2</sup> ]			Wiederbelastung Steifemoduln E <sub>s</sub> [MN/m <sup>2</sup> ]		
	Min	Max	mittel	min	max	mittel
50 - 100	4,6	5,6	5,2			
100 - 200	5,9	7,1	6,6	15,7	19,0	16,8
200 - 400	13,9	15,8	14,7	23,0	23,8	23,4
400 - 800	21,6	26,3	23,9			

Tabelle 2: Oedometerversuche an schluffigen Tertiär-Proben

Aus den Zeit-Setzungs-Diagrammen der Oedometerversuche kann der Konsolidierungswert im Mittel zu  $c_v = 1,54 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$  ermittelt werden. Hiermit ergibt sich der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert  $k_f$  zu  $1,1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$  bis  $9,9 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ , im Mittel zu  $k_f = 1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ . Das schluffig tonige Tertiär ist damit nach DIN 18130 sehr schwach durchlässig. Die ermittelten Wasserdurchlässigkeiten liegen damit deutlich am unteren Rand der Erfahrungswerte für das Tertiär.

Weitere Angaben zu den Konsolidierungsbeiwerten oder der Wasserdurchlässigkeiten können den entsprechenden Anlagen 5.3 entnommen werden.

### 6.3 Klassifikation und charakteristische Kennwerte

Anhand der Bodenansprache im Gelände, der diskutierten Ergebnisse der Feld- und Laborversuche sowie unseren Erfahrungen mit bodenmechanisch gleichartigen Böden kann der angetroffene Baugrund in Anlehnung an bautechnische Regelwerke klassifiziert und durch charakteristische Kennwerte für statische Untersuchungen beschrieben werden.

Das Baugrundstück liegt nach DIN 4149:2005-04, Teil 1, und der vorläufigen Karte der Erdbebenzonen der Bundesrepublik Deutschland in der neuesten Fassung in Erdbebenzone 0. Maßgebend für diese Festlegung ist die Oberste Baubehörde des Bundeslandes Bayern. Das Baufeld liegt danach in der Gemarkung Ingolstadt Stadt, wofür die Untergrundklasse T und die Baugrundklasse C zutreffend sind.

geologische Bezeichnung	Auffüllungen	Auenablagerungen	quartäre Kiese
Lagerungsdichte	mitteldicht, dicht	-	locker, mitteldicht
Konsistenz (vorherrschend)	halbfest, fest	weich /steif	-
<b>Klassifikationen</b>			
Bodengruppe (DIN 18 196)	GW,GI,SU, SU*,TL,X <sup>1)</sup>	TL,TM,SU,SU*	GI,GE,GW
Bodenklasse (DIN 18 300)	3,4,5	3,4	3,4
Frostempfindlichkeit	mittel, sehr <sup>2)</sup>	sehr	nicht
Klasse nach ZTV E-StB 17	F2, F3 <sup>2)</sup>	F3	F1
<b>charakteristische Kennwerte</b>			
Wichte $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	21/19 <sup>2)</sup>	19	21
unter Auftrieb $\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	11/9 <sup>2)</sup>	10	11
Reibungswinkel $\varphi'$ [°]	35/25 <sup>2)</sup>	27,5	30-35
Kohäsion $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	0/5 <sup>2)</sup>	2-5	0
Steifemodul $E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ] für Setzungsberechnungen Spannungsbereich:300 – 600 kN/m <sup>2</sup>	-	8 [8-12]	40 <sup>3)</sup> [30-60]

1) gilt für Bauwerksreste oder dergleichen, die in Auffüllungen nicht auszuschließen sind

2) für schluffige Auffüllungen

3) bei Wiederbelastung darf der doppelte Wert angesetzt werden

Tabelle 3: Klassifikationen und charakteristische Kennwerte

geologische Bezeichnung	Tertiär		
	tonig, oberhalb 353 mNN	schluffig, 353 mNN - 345 mNN	sandig, unterhalb 345 mNN
Lagerungsdichte	-	-	-
Konsistenz (vorherrschend)	halbfest, fest	steif - fest	dicht, sehr dicht
<b>Klassifikationen</b>			
Bodengruppe (DIN 18 196)	SU,SU*,ST, TL,TM	SU*,SU, TL,TM,(USt)	SU*,SU ,SE,SI,SW
Bodenklasse (DIN 18 300)	3,4	3,4,6	3,4
Frostempfindlichkeit	sehr	sehr	mittel, sehr
Klasse nach ZTV E-StB 17	F3	F3	F2, F3
<b>charakteristische Kennwerte</b>			
Wichte $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	20	21	20
unter Auftrieb $\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	10	11	10
Reibungswinkel $\varphi'$ [°]	27,5	27,5	32,5-35
Kohäsion $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	5-8	8-12	0
undrainierte Kohäsion $c_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	150-250	200-500	-
Steifemodul $E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ] für Setzungsberechnungen Spannungsbereich:300 – 600 kN/m <sup>2</sup>	30 <sup>1)</sup> (20-40)	40 <sup>1)</sup> (30-50)	60 <sup>1)</sup> (40-80)

3) bei Wiederbelastung darf der 2,5fache Wert angesetzt werden

Tabelle 4: Klassifikationen und charakteristische Kennwerte

Das Baugrundstück liegt nach DIN 4149:2005-04 und der Karte der Erdbebenzone der Bundesrepublik Deutschland in der Gemarkung Ingolstadt und damit in Erdbebenzone 0. Maßgebend für diese Festlegung ist die Oberste Baubehörde des Bundeslandes Bayern. Das Baufeld liegt danach in der Gemarkung Ingolstadt Stadt, wofür die Untergrundklasse T und die Baugrundklasse C zutreffend sind.

## 6.4 Homogenbereiche

Nach den Allgemeinen Technischen Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) der VOB/C, Ausgabe 2019, ist der Baugrund in Homogenbereiche einzuteilen. Bei der Definition der Homogenbereiche sind die verfahrens- und gerätespezifischen Besonderheiten für jedes Gewerk zu berücksichtigen.

Nach derzeitigem Kenntnisstand wird für das vorliegende Bauvorhaben mit Homogenbereichen folgender Gewerke des Tiefbaus entsprechend den ATVs gerechnet:

- DIN 18 300, Erdarbeiten,
- DIN 18 301, Bohrarbeiten und
- DIN 18 304, Ramm-, Rüttel- und Pressarbeiten.

Zur Vereinfachung von Ausschreibung, Aufmaß und Abrechnung werden die Homogenbereiche einheitlich für alle erwarteten Bauverfahren festgelegt. Die Homogenbereiche sind in Tabelle 5 anhand der Bandbreite ihrer Kennwerte definiert dargestellt.

Die Homogenbereiche gelten für das Lösen, Laden, Fördern, Einbauen und Verdichten von Boden, Fels und sonstigen Stoffen im Zusammenhang mit der DIN 18 300. Die Homogenbereiche nach DIN 18 301 gelten für Bohrungen jeder Art. Die Homogenbereiche nach DIN 18 304 gelten für das Einbringen und Ziehen von Bohlen, Pfählen, Trägern, Rohren, Lanzen und dergleichen durch Rammen, Rütteln oder Pressen.

Homogenbereich	A1	B2	B3
geologische Bezeichnung	Auffüllungen, Auenablagerungen	quartäre Kiese	Tertiär
Bodengruppe (DIN 18 196)	GW,GI,SU, SU*,TL,X <sup>1)</sup>	GI,GE,GW, SU,SU*	SU*,SU,ST, SI,SW, TL,TM,USt
Korngrößenverteilung (DIN 18 123) (T+U / S / G [%])	-	0-10/10-40/50-90	0-90/10-90/0-10
Stein-/ Blockanteile (DIN EN ISO 14 688-2)	<30/<10	<30/<10	<10/<10
Lagerungsdichte (DIN 18 126)	mitteldicht, dicht	locker, mitteldicht	mitteldicht bis sehr dicht
Plastizitätszahl I <sub>p</sub> (DIN 18 122-1)	0-15	-	10-30
Konsistenzzahl I <sub>c</sub> (DIN 18 122-1)	0,75-1,25	-	0,5 - >1,0
Wassergehalte [%]	15-25	-	10-30
undrainierte Kohäsion c <sub>u</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	-	-	150-500
Dichte ρ [t/m <sup>3</sup> ]	1,9-2,1	1,7-2,2	1,85-2,2
Abrasivität (NF P94-430-1)	-	erfahrungsgemäß schwach abrasiv	nicht bestimmbar
organische Anteile, Glühverlust [%] (DIN 18 128)	<5	<5	<5
Benennung + Beschreibung organischer Anteil	ggf. Wurzelwerk	ggf. Holzreste	-

1) für Steine und Blöcke im Unterbau oder Fundamentreste

Tabelle 5: Homogenbereiche nach DIN 18 300, DIN 18 301 und DIN 18 304.

## 7 Bautechnische Folgerungen

Für den angetroffenen und beschriebenen Baugrund können zur weiteren Planung und Herstellung des Gebäudes Empfehlungen und Hinweise

- zur Gründung (Abschnitt 7.1),
- zur Baugrube (Abschnitt 7.2),
- zu den gegenseitigen Einflüssen von Grundwasser und Bauwerk (Abschnitt 7.3),
- zu Hinterfüllung und Erddruck (Abschnitt 7.4),
- zu Verkehrsflächen (Abschnitt 7.5) und
- zu Versickerung von Niederschlags- und Oberflächenwasser (Abschnitt 7.6) gemacht werden.

### 7.1 Gründung

Die Baugrubensohle für die Herstellung des 3. Untergeschosses wird etwa bei 354,5 mNN und die des 2. Untergeschosses bei 357,5 mNN liegen. Die Baugrubensohle des 2. Untergeschosses liegt damit an der Basis der quartären Kiese im Übergang zum Tertiär. Die des 3. Untergeschosses liegt vollflächig im tonigen und schluffigen Tertiär. Alle Untergeschosse liegen unterhalb des Grundwasserspiegels, siehe Anlagen 3.1 und Abschnitt 5.1.

Bei den angegebenen Einwirkungen, siehe Abschnitt 2, sehen wir nach unseren Berechnungen zwei Gründungsmöglichkeiten, die wir nachfolgend untersuchen:

- eine Plattengründung, siehe Abschnitt 7.1.1, und
- eine Pfahlgründung, siehe Abschnitt 7.1.2.

In Abschnitt 7.1.3 geben wir eine Gründungsempfehlung, eine Kombination aus den in den Abschnitten 7.1.1 und 7.1.2 gemachten Empfehlungen.

Wegen der hier vorhandenen Bauhöhe und unter Berücksichtigung der Dauerhaftigkeit des Bauwerks empfehlen wir die Verformungen der Gründung während ihrer Herstellung und auch zeitlich danach in ausgewählten Zeitabschnitten zu kontrollieren. Dazu sollte ein detailliertes **Messkonzept** erstellt werden, dessen Konzeption und Umsetzung sich an den Grundlagen der Beobachtungsmethode orientiert. Hierbei können wir Sie gerne unterstützen.

#### 7.1.1 Plattengründung

Der unter der Gründungssohle anstehende nahezu homogene Baugrundaufbau mit zugleich ausreichend tragfähigen Böden, hier die quartären Kiese und überwiegend das Tertiär, ermöglicht eine Gründung mit Hilfe einer statisch wirksamen, lastverteilenden Bodenplatte.

Auf Grund des in der Bauwerkshöhe gestaffelten Gebäudes muss mit unterschiedlich hohen Verformungen gerechnet werden, welche auf Bauwerksverträglichkeit zu prüfen sind.

Die Bemessung der Bodenplatte kann mit dem Bettungs- oder mit dem Steifemodulverfahren erfolgen. Die angegebenen Bettungsmoduln sind aus charakteristischen Einwirkungen, siehe Abschnitt 2, und den in Abschnitt 6 genannten Steifemoduln ermittelt. Während für das Steifemodulverfahren direkt die in Tabelle 4 angegebenen Steifemoduln verwendet werden können, sind die Bettungsmoduln keine Bodenkennwerte, sondern von den Baugrundsteifigkeiten, den Beanspruchungen und Bodenplattengeometrie abhängige Größen, die über Setzungsberechnungen für das in der Höhe gestaffelte Bauwerk und seine Belastung individuell zu ermitteln sind.

Wir haben daher bei Näherung von Geometrie und Lasten eine Berechnung des Systems der Untergeschosse und Boden mittels Finite Element Methode durchgeführt, mit dem die lokale Verteilung des Bettungsmoduls ermittelt werden kann. Dabei haben wir auch die Aushubentlastung, die ständig wirkenden Auftriebslasten des ins Grundwasser einbindenden Bauwerks und etwa 80 % der Lasten als setzungswirksam berücksichtigt.

Als Ergebnis dieser Berechnungen können der Bemessung der Bodenplatte nach dem Bettungsmodulverfahren folgende Bettungsmoduln zu Grunde gelegt werden. Diese und die auf Grund der Belastung entstehenden Setzungen können nachfolgender Tabelle 6 entnommen werden:

Gebäudeteil	charakteristischen Sohl- druckspannung $\sigma_k^{1)}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Setzung s [cm]	Bettungsmodul $k_s$ [MN/m <sup>3</sup> ]
15 Geschosse	250	~ 5-7	4
6 Geschosse	175	1,5 - 3	7
Erdgeschoss	125	< 1,5	8,5
Bodenplattenrandstreifen <sup>2)</sup>	-	-	15

1) für den Gebäudeteil angenommene mittlere Bodenpressung

2) Breite des Randstreifens entspricht der doppelten Bodenplattendicke

Tabelle 6: Mittlere charakteristischen Sohl-  
druckspannung, Bettungsmoduln und Setzungen einer Platten-  
gründung

Die in Tabelle 6 genannten Setzungen mit bis zu 7 cm sind bei alleiniger Betrachtung unmittelbar unter dem bis zu 15-geschossigen Gebäudeteil aus unserer Sicht und bei entsprechender Berücksichtigung bei der Planung bauwerksverträglich. Jedoch nehmen nördlich davon die Setzungen unterhalb des mit nur einem Geschoss, Erdgeschoss, geplanten Bauwerksteil die Setzungen im Mittel auf bis zu 1,5 cm ab. Aus der Berechnung ergeben sich trotz Berücksichtigung der Bauwerkssteifigkeit der Untergeschosse Setzungsdifferenzen in

der Größenordnung von 1/200 bis 1/300. Derartige Gebäudeverdrehungen sind nach Angabe in der Literatur und eigenen Erfahrungen nicht mehr bauwerksverträglich und erfordern daher weitere Maßnahmen, welche im nachfolgenden Abschnitt 7.1.3 beschrieben sind.

### 7.1.2 Pfahlgründung

Alternativ beziehungsweise in Kombination zur beschriebenen Flachgründung auf einer statisch wirksamen Bodenplatte kann auch eine Pfahlgründung nach DIN 1054, Abschnitt 7, ausgeführt werden, mit der die Lasten in tiefere Baugrundsichten abgetragen werden.

Bei einer Tiefgründung in den sandigen Schichten des Tertiärs, somit unterhalb ca. 345 mNN, ist mit hohen Widerständen am Pfahlfuß zu rechnen.

Als Pfahlsysteme können unter diesen Randbedingungen Bohrpfähle oder Verdrängungspfähle zum Einsatz kommen.

Beim Einsatz von Bohrpfähle empfehlen wir folgende charakteristische Widerstands-Werte für den **Bruchwert der Pfahlmantelreibung**  $q_{s,k}$  und **Pfahlspitzenwiderstand**  $q_{b,k}$  anzusetzen, siehe Tabelle 7:

Tertiär	Tiefenlage [mNN] <sup>1)</sup>	Bruchwert der Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ] <sup>1)</sup>	Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,k}$ [MN/m <sup>2</sup> ]
tonig	> 354	80-100	-
schluffig	354 – 345	100-120	-
sandig	< 345	120-140	4

Tabelle 7: Bruchwert der Pfahlmantelreibung  $q_{s,k}$  und Pfahlspitzenwiderstand  $q_{b,k}$  für Bohrpfähle

Zum zulässigen Abstand von Einzelpfählen bzw. zur Reduzierung der Pfahllasten bei engen Abständen der Bohrpfähle empfehlen wir folgende Regelung: Bis zu Abständen der Pfahlachsen von  $3 \cdot D$  ( $D$  = Pfahldurchmesser) müssen keine Abminderungen vorgenommen werden. Bei einer tangierenden Pfahlwand (Abstand  $1 \cdot D$ ) verringert sich die Fläche, in der Mantelreibung übertragen werden kann, auf 64 % ( $=100 \cdot 2/\pi$ ) des Pfahlumfangs. Beim Spitzendruck ist zu berücksichtigen, dass mit abnehmendem Pfahlabstand der beim Einzelpfahl vorliegende dreidimensionale Spannungszustand in ein ebenes Problem übergeht. Die EA-Pfähle beinhaltet Nomogramme zur Bewertung von Pfahlgruppen, zu deren Anwendung jedoch detaillierte Kenntnisse der Pfahleinbindung und des Verformungszustands erforderlich sind.

Nach der früheren Norm für Bohrpfähle DIN 4014, Tabelle 6, ist bei tangierenden Pfählen bzw. bei einer durchgehenden Pfahlwand der Spitzendruck auf 60 % abzumindern. Wir empfehlen daher, auf die von uns angegebenen Werte für Einzelpfähle folgende Abminderungsfaktoren für die Gesamtwiderstände in Abhängigkeit der Pfahlabstände zu verwenden:

Achsabstand in einer Pfahlreihe	1·D	1,5·D	2·D	2,5·D	≥ 3·D
Abminderungsfaktor	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0

Diese Abminderungen gelten für Pfahlreihen mit wiederholten engen Pfahlabständen. Falls nur zwei Pfähle zueinander geringe Abstände aufweisen, sind die Reduktionen geringer. Die Mantelfläche für zwei tangierende Pfähle reduziert sich auf das Verhältnis  $(2 + \pi)/(2 \cdot \pi) = 0,82$ , für die Abminderung des Spitzendrucks empfehlen wir in Anlehnung an die frühere DIN 4014 einen Faktor von 0,9. Auf dieser Grundlage geben wir für einzelne benachbarte Pfähle in engem Abstand folgende Abminderungsfaktoren bezogen auf den Widerstand eines Einzelpfahles an:

Achsabstand von 2 Einzelpfählen	1·D	1,5·D	2·D	2,5·D	≥ 3·D
Abminderungsfaktor	0,85	0,89	0,93	0,96	1,0

Bei benachbarten Pfählen, z. B. im Bereich der aussteifenden Kerne, bei denen sowohl hinsichtlich einer Reihung von Pfählen als auch zwischen unmittelbar benachbarten Pfählen unterschiedlich enge Abstände geplant sind, gilt der kleinere der genannten Abminderungsfaktoren. Bei Außenpfählen von Pfahlreihen kann das Einzelpfahlkriterium zur Anwendung kommen.

Bei einer Bohrpfahlgründung ist für das Gebäude mit Setzungen von rund 2 cm zu rechnen. Dabei ist vorausgesetzt, dass die Bohrlochsohlen, z. B. mit einem Bohreimer, sauber beraumt werden, um den vollständigen Kraftschluss verformungsarm sicherzustellen.

Bei der Herstellung von Bohrpfählen sind die Vorgaben der DIN EN 1536 zu beachten. Für die Vergabe von Bohrarbeiten sollte DIN 18301 beachtet werden.

Auf Grund der für hydraulische Nachweise ungünstigen Verhältnisse des Tertiärs und den in den tertiären Sanden gespannt anstehenden Grundwasser, sind die Pfähle vom Niveau des anstehenden Grundwassers aus herzustellen. Eine Wasserauflast zur Vermeidung eines Bodeneintritts ins Bohrrohr sollte vorgesehen werden.

Die Kiese können für die Arbeiten mit dem Bohrgerät als ausreichend tragfähig eingestuft werden, sind jedoch nur schlecht befahrbar. Als Arbeitsplanum ist daher eine Lage verdichtet eingebauter Grobschotter ( $d \geq 30$  cm) ausreichend.

Für die Herstellung von in das Grundwasser einbindenden Tiefgründungselementen wird eine wasserrechtliche Genehmigung erforderlich. Gerne wirken wir in diesem Zusammenhang bei der Vorbereitung des Genehmigungsverfahrens durch die Erstellung eines Erläuterungsberichtes mit.

### 7.1.3 Gründungsempfehlung

Unter Berücksichtigung der stark unterschiedlichen Belastungen, den teils verträglichen Setzungen bei einer Plattengründung und unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten empfehlen wir die Planung einer Kombination aus Pfahl- und Plattengründung, eine sogenannte Kombinierte-Pfahl-Plattengründung (KPP). Dabei ist es voraussichtlich ausreichend Pfähle nur im Bereich des 15-geschossigen Gebäudeteils anzuordnen, um die Differenzsetzung zu den benachbarten, geringer belasteten Gebäudebereich so zu verringern, dass die Verdrehungen im Gebäude verträglich bleiben.

Die übrigen Gebäudeteile, sechs Obergeschosse oder nur Erdgeschoss, können nach unseren ersten Berechnungen, wie in Abschnitt 7.1.1 beschrieben, auf einer statisch wirksamen Bodenplatte gegründet werden.

Für die zu untersuchende kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) des 15-geschossigen Gebäudeteils haben wir mit den genannten Annahmen erste Berechnungen durchgeführt, um Angaben für Entwurfsplanungen im Hinblick auf die Dimensionierung der Bodenplatte, der Pfähle und deren Anordnung zu ermitteln.

- die in die Dimensionierung der Gründung einzuführenden Bettungsmoduln,
  - Pfahl-Ersatzfedersteifigkeiten und
  - die Pfahlanordnung
- festzulegen.

Im Ergebnis dieser Berechnungen wurde auch der wesentliche Entwurfsparameter bei der Bemessung einer KPP, die Lastaufteilung zwischen Fundamentplatte und Gründungspfählen, die mit dem sogenannten Pfahlplatten-Koeffizienten  $\alpha_{KPP}$  beschrieben wird und angibt welcher Anteil der effektiven Bauwerkslast  $R'_{tot}$  über die Pfähle in den Baugrund abgetragen wird:

$$\alpha_{KPP}(s) = \sum R_{pile,j,k}(s) / R'_{tot,k}(s)$$

zu etwa 40 % bis knapp 50 % bestimmt.

Es ist somit davon auszugehen ist, dass rund 50 % bis 60 % der effektiven Bauwerkslast über die Fundamentplatte und 40 % bis knapp 50 % über die Gründungspfähle abgetragen werden. Eine KPP ist somit ausführbar.

Im Allgemeinen wird ein Pfahl-Plattenkoeffizient von  $\alpha_{KPP}(s) \approx 0,4$  bis  $0,8$  angestrebt.

Bei einer höheren Anzahl von Gründungspfähle verschiebt sich das Verhältnis hin zu einem größeren Pfahlplatten-Koeffizienten  $\alpha_{KPP}$  beziehungsweise zu einem geringeren Lastabtrag der statisch wirksamen Bodenplatte.

In unseren ersten Berechnungen haben wir Pfähle unter hoch belasteten Stützen und im aussteifenden Treppenhauskern im Pfahlraster angeordnet.

In der Literatur wird aus ökonomischen Gründen ein Verhältnis von Pfahlabstand  $e$  zu Pfahldurchmesser  $d$ :  $e/d = 4,5$  empfohlen, da erst bei größeren Pfahlabständen die Tragwirkung der Fundamentplatte sowohl im Hinblick auf die direkte Lastabtragung über die Sohlpressung als auch indirekt im Hinblick auf ihre Wirkung hinsichtlich der Tragfähigkeit der Pfähle optimal genutzt wird.

Bei in Abschnitt 2 genannten Rastermaß und einem Pfahldurchmesser von  $d = 1,2$  m beträgt das Verhältnis rund  $e/d = 5$  und liegt somit nahe am beschriebenen optimalen Verhältnis aus der Literatur.

Aus unseren mit der Finite Element Methode durchgeführten Spannungs- und Setzungsberechnungen unter Berücksichtigung des Tragverhaltens von Pfählen mit einer Einbindung von etwa 2 m in die Schichten des sandigen Tertiärs können für die Berechnungen des Tragwerksplaners mit dem Bettungsmodulverfahren und Ersatzfedersteifigkeiten für die Pfähle unterhalb des 15-geschossigen Gebäudeteils folgende Parameter abgeleitet werden:

- Bettungsmodul Bodenplatte:  $k_s = 4 \text{ MN/m}^3$ ,
- Ersatzfedersteifigkeit Pfähle:  $c_v = 100 \text{ MN/m}$  bis  $c_v = 150 \text{ MN/m}$ ,
- Pfahllänge:  $L = 13,5 \text{ m}$  und
- Pfahleinwirkungen:  $E_k = \leq 6 \text{ MN}$  für Bohrfahldurchmesser mit  $d = 1,2 \text{ m}$ .

Entscheidend für die Empfehlung, unter dem 15-geschossigen Gebäudeteil eine KPP zur Gründung auszuführen, ist die Reduktion der Setzungen. Die rechnerischen Setzungen der KPP betragen rund 3 cm bis 4 cm und liegen somit in der Größenordnung der Setzungen des sechsgeschossigen Gebäudeteils und sind aus geotechnischer Sicht bauwerksverträglich gegenüber dem Gebäudeteil mit lediglich einem nach oben aufgehenden Geschoss.

Entsprechend den Empfehlungen zur Dimensionierung von Pfahlplattengründungen kann auf den Nachweis der Pfähle verzichtet werden. Für die Gründung ist die Gesamtstandssicherheit jedoch über den Nachweis der Grundbruchsicherheit zu führen. Wegen der großen Einbindetiefe des Gebäudes von rund 7 m des 2. Untergeschosses und rund 11 m des 3. Untergeschosses sowie einer mittleren, charakteristischen Sohldruckspannung von im Mittel rund  $250 \text{ kN/m}^2$  im 15-geschossigen Gebäudeteil wird dieser Nachweis hier nicht maßgebend.

Da Bettungsmoduln und Pfahlfedersteifigkeit von den Gebäudesteifigkeiten, den Einwirkungen und der Anordnung der Pfähle abhängen sind die durchgeführten Berechnungen im Zuge der weiteren Planung zu verifizieren und gegebenenfalls die Bettungsmoduln und Pfahlfedersteifigkeiten iterativ zu bestimmen. Pfahlplattengründungen können unter Umständen erhöhte Aufwendungen bei der Genehmigung erfordern. Es sollte daher im Vorfeld abgeklärt werden, ob eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich wird.

## **7.2 Herstellen der Baugrube**

Die Baugrubensohle wird unter Berücksichtigung von Bodenplattenstärke und Unterbau etwa bei 357,5mNN für das 2. Untergeschoss und bei 354,5 mNN für das 3. Untergeschoss liegen. Die Baugrube bindet damit im Süden etwa 8,5 m und 11,3 m ins Gelände ein. Die Baugrubensohle des 2. Untergeschosses liegt nahezu vollflächig, mit Ausnahme im äußersten Südosten, in den quartären Kiesen und im Gesamten unterhalb des Grundwasserspiegels, siehe Anlagen 3. Die Mächtigkeit des verbleibenden Kieses ist gering und kann lokal auch bereits vollständig fehlen. Die Baugrubensohle des 3. Untergeschosses liegt im tonigen und schluffigen Tertiär.

- Die Wiederverwendbarkeit des Baugrubenaushubs wird in Abschnitt 7.2.1 behandelt.
- Zur Ausbildung des Verbaus nehmen wir im Abschnitt 7.2.2 Stellung.
- Die Herstellung von Baugrubenböschungen wird in Abschnitt 7.2.3 durchgeführt.
- Auf die erforderliche Wasserhaltung gehen wir in Abschnitt 7.2.4 ein.
- Zur Sicherheit der Baugrubensohle gegen Aufschwimmen nehmen wir in Abschnitt 7.2.5 Stellung.

Aus Sicht der aktuell vorliegenden Planung, Lage und Tiefe der Untergeschosse, empfehlen wir die Hinweise aus nachfolgenden Abschnitten zu kombinieren. Zusammenfassend empfehlen wir das 2. Untergeschoss mit einem Baugrubenverbau und das 3. Untergeschoss mit einer Baugrubenböschung herzustellen. Sollte sich die Lage des 3. Untergeschosses dahingehend ändern, dass sich die Außenwand des 3. Untergeschosses der des 2. Untergeschosses soweit annähert, dass keine geböschte Baugrube mehr möglich ist, ist der Spundwandverbau auch zur Herstellung des 3. Untergeschosses erforderlich.

### **7.2.1 Wiederverwendbarkeit des Baugrubenaushubs**

Die Bodenklassen der zu lösenden Böden sind in Tabelle 3 und Tabelle 4 genannt, die Klassifizierung für die Beschreibung der Homogenbereiche sind in Abschnitt 6.4 genannt.

Der Homogenbereich A1, bestehend aus dem ehemaligen Straßenoberbau, umgelagerten Feinsanden und Schluffen, sowie den Auenablagerungen sind für weitere erdbautechnische

Aufgaben mit hohen Anforderungen an die Tragfähigkeit nur bedingt geeignet. Wird der bestehende Straßenoberbau separat abgetragen, ist dieser für weitere erdbautechnische Aufgaben mit hohen Anforderungen geeignet.

Die auszuhebenden quartären Kiese, Homogenbereich B1, sind für eine Wiederverwendung im Erdbau geeignet, wenn diese durch Lagerung ausreichend entwässert sind. Wir weisen jedoch darauf hin, dass vor einer Wiederverwendung die umwelttechnischen Gesichtspunkte zu beachten sind, siehe hierzu gesonderte Stellungnahme, orientierende abfallrechtliche Einstufung, S&P. Die erforderlichen Prüfungen und Maßnahmen sollten mit den Gutachtern und dem Amt abgestimmt werden.

### **7.2.2 Baugrubenverbau**

Im gesamten Baufeld wird die planmäßige Aushubsohle des 2. Untergeschosses 6 m und die des 3. Untergeschosses 9 m unterhalb des vorgeschlagenen bauzeitlichen Bemessungswasserstandes liegen, siehe Abschnitt 5. Bei den anstehenden Böden, dem vorhandenen Grundwasserspiegel und der hohen Wasserdurchlässigkeit der quartären Kiese wird es erforderlich, die Baugruben im Schutze eines technisch wasserundurchlässigen Verbaus herzustellen. Unter den gegebenen wasserrechtlichen und hydraulischen Randbedingungen empfehlen wir die Herstellung eines Spundwandverbaus, der für die erforderliche Grundwasserumläufigkeit im Endzustand wieder gezogen werden kann.

Der seitliche Grundwasserzufluss durch die gut durchlässigen quartären Kiese wird hierbei durch das Einbringen einer "dichten" Spundwand verhindert. Der Grundwasserzufluss über die Baugrubensohle wird dabei durch das natürlich anstehende bindige Tertiär direkt unterhalb der Baugrubensohle verhindert beziehungsweise auf ein verträgliches Maß reduziert.

Die Auftriebssicherheit der Baugrubensohle muss sichergestellt werden (Abschnitt 7.2.5). Eine ausreichend abdichtende Wirkung in Kombination mit einer Restwasserhaltung kann bei einer Mindesteinbindetiefe von  $t \geq 3$  m ins Tertiär unterhalb der Baugrubensohle angenommen werden. Größere Einbindetiefen können aus dem Nachweis des hydraulischen Grundbruchs erforderlich werden. Bei Nachweisen gegen Versagen durch hydraulischen Grundbruch sind für Baugrubenwände im Bereich des 2. Untergeschosses günstige Untergrundverhältnisse bei Baugrubenwänden im Bereich des 3. Untergeschosses wegen des anstehenden Grobschluffs ungünstige Verhältnisse anzunehmen. Oberhalb des in Abschnitt 5 genannten bauzeitlichen Bemessungswasserstandes bei 363,5 mNN sind im Spundwandverbau Entspannungsöffnungen vorzusehen.

Für den Verbau wird eine statische Berechnung erforderlich, die mit den bodenmechanischen Kennwerten aus Abschnitt 6 und dem in Abschnitt 4 dargestellten Schichtenverlauf

aufzustellen ist. Die Wahl des Erddruckansatzes richtet sich normalerweise nach den möglichen Verformungen in der Nachbarschaft des Verbaus. Wir empfehlen zumindest für die Bereiche, die später durch die Bodenplatte überbaut werden, bei der Verbaubemessung einen erhöhten aktiven Erddruck, den Mittelwert zwischen aktivem Erddruck und Erdruhedruck zum Ansatz zu bringen. Damit können die Verbauverformungen einerseits und mögliche Auflockerungen des anstehenden Baugrunds andererseits, die sich negativ auf die Gründung der Bodenplatte auswirken könnten, verringert werden.

Als Erddruckneigungswinkel  $\delta$  kann bei der Erddruckermittlung für den aktiven Erddruckanteil bei einer Spundwand  $\delta = 2/3 \cdot \varphi'$  angesetzt werden.

Infolge Wandreibung und geneigten Ankern (siehe unten) müssen durch den Verbau auch Vertikalkräfte abgetragen werden. Für den Einbindebereich kann eine charakteristische Mantelreibung mit  $q_{s,k} = 100 \text{ kN/m}^2$  und ein charakteristischer Spitzendruck mit  $q_{b,k} = 2.000 \text{ kN/m}^2$  im Tertiär Anwendung finden. Die Mantelreibung sollte bis in eine Tiefe von 2,5 m unterhalb der Baugrubensohle nur auf der Baugrubenseite und darunter dann beidseitig angesetzt werden.

Die Ermittlung der ansetzbaren Aufstandsfläche  $A_b$  von wellenförmigen Spundwandprofilen kann gemäß den Empfehlungen nach Weißenbach nach  $A_b = X \cdot h$  mit der Profilhöhe  $h$  und dem vom Öffnungswinkel des Profils abhängigen Abminderungsfaktor  $X$  erfolgen.

Auf Grund der Verbauhöhe von bis zu 8,5 m zur Herstellung des 2. Untergeschosses beziehungsweise von 11,3 m im Norden und Osten des Baufelds sofern das 3. Untergeschoss im Schutze desselben Verbaus hergestellt wird sowie bei den vorhandenen Abmessungen der Baugruben, die eine Abstufung innerhalb der Baugrube nicht zulässt, wird eine Verankerung der Baugrubenumschließung erforderlich. Ausreichend Platz für eine Vorböschung bis zum bauzeitlichen Bemessungswasserstand steht lediglich im Norden des Baufelds zur Verfügung, vorausgesetzt dieser geplante Randstreifen wird nicht durch die Baustelleneinrichtung genutzt.

Die Verpressanker sind gemäß DIN EN 1997-1 und DIN 1054 zu dimensionieren und nach DIN EN 1537 bzw. DIN SPEC 18 537 herzustellen und zu prüfen. Für die Anker sind Eignungsprüfungen an mindestens drei Ankern durchzuführen. Die Prüflast beträgt  $P_p = 1,1 E_d$ . Auf diese kann verzichtet werden, wenn entsprechende Prüfergebnisse für unter gleichartigen Ausführungsbedingungen hergestellten Anker in gleichartigen Böden vorliegen.

Ebenso müssen für alle Anker Abnahmeprüfungen mit  $P_p = 1,1 E_d$  durchgeführt werden. Bei der Bemessung der Anker sind u. a. die für die Prüfungen festgelegten Grenzen zu den Stahlspannungen gemäß DIN EN 1997-1 zu beachten.

Über Ankerkräfte (Ankerwiderstände) machen wir keine vertragsrelevanten Angaben, da sie im Wesentlichen von Bohrverfahren, Bohrdurchmesser, Länge des Verpresskörpers, Verpressdruck und der Anzahl der Nachverpressungen abhängen. Wir gehen davon aus, dass mit Verpresslängen von 5 m im Kies und bei 6 m bis 7 m im Tertiär nachfolgende charakteristische Herausziehwiderstände erreichbar sind, wobei wir im Kies eine Verpressung über die Verrohrung und im Tertiär mindestens zwei Nachverpressungen voraussetzen. (Anmerkung: Die Erstverpressung im Zuge der Ankerherstellung bleibt dabei unberücksichtigt.)

- quartäre Kiese  $R_{a,k}$  bis 800 kN
- Tertiär  $R_{a,k}$  bis 600 kN

Bei Ausnutzung der genannten Herausziehwiderstände können, abhängig vom Bohrverfahren, Herstellverfahren, Anordnung der Verpressschläuche, zuzüglich zur Erstverpressung, in den Nachverpressvorgängen bis zu 250 kg Zement je Anker vom Baugrund aufgenommen werden. Wir empfehlen deshalb, in der Ausschreibung bereits Mehrmengen zu berücksichtigen und schon in den Hauptpositionen der Verankerungen 150 kg Zement je Anker für Nachverpressarbeiten mit aufzunehmen.

Für das Einbringen der Spundwände in das Tertiär ist ein hoher Eindringwiderstand zu erwarten, weshalb Vorbohren oder Hochdruckspülhilfen geboten sein können. Um mit dem Vorbohren keine Umläufigkeiten der Spundwände zu schaffen, darf ohne ergänzende Nachweise der ausreichenden Dichtigkeit der unterste Meter oberhalb der Zieltiefe nicht vorgebohrt werden.

Für das Herstellen des 3. Untergeschosses kann neben den Empfehlungen in Abschnitt 7.2.3 auch eine Bohrpfahlwand als Baugrubenverbau, welche gleichzeitig als Teil der späteren Untergeschossaußenwand genutzt werden kann, empfohlen werden.

### **7.2.3 Baugrubenböschungen**

Bei aktuell vorliegender Planung wird die Baugrubensohle des 3. Untergeschosses rund 3 m unterhalb der Baugrubensohle des 2. Untergeschosses liegen.

Ohne rechnerische Nachweise der Standsicherheit dürfen nach DIN 4124 bei nichtbindigen sowie weichen bindigen, natürlichen Böden und einer Höhe bis 5 m bauzeitliche Böschungen mit einer Neigung von 45° hergestellt werden.

Im vorliegenden Fall, schluffige Böden in der Baugrubenböschung und Baugrube unterhalb des Bemessungswasserstandes, empfehlen wir für bauzeitliche Böschungen durchgängig

von einer maximalen Böschungsneigung von 45° auszugehen, wenn eine vorauslaufend eingerichtete Bauwasserhaltung eine ausreichende Entwässerung der Böschungsbereich sicherstellt.

Unter Umständen kann auch eine Entwässerung der Böschungen über Dränscheiben (mit dem Greifer hergestellte Dränbetonlamellen), im Zuge des Aushubs erfolgen, wenn diese vorab vom Planum des 2. Untergeschoss aus hergestellt wurden.

Aufgrund der Witterungsempfindlichkeit des in den Böschungsflanken anstehenden überwiegend schluffigen Tertiärs weichen die Oberflächen der Böschungen bei Niederschlag rasch auf und verlieren ihre Standfestigkeit. Nach der Fertigstellung von Böschungen sind daher unverzüglich Erosionsschutzmaßnahmen vorzusehen.

Bei allen Böschungen muss stets ein lastfreier Streifen von mindestens 1 m an der Böschungsschulter freigehalten werden. Falls Aushubmaterial auf dem Grundstück zwischengelagert wird, ist ein Mindestabstand von 2 m zwischen Böschungsschulter und Zwischendeponie einzuhalten.

#### **7.2.4 Wasserhaltung**

Für die Herstellung des 2. Untergeschosses mit einer Untergeschossfläche von rund 2.050 m<sup>2</sup> kommt die Aushubsohle bei etwa 357,5 mNN, rund 8,5 m unter dem derzeitigen Geländeniveau und damit etwa 6 m unter dem bauzeitlichen Bemessungswasserspiegel zu liegen. Die Aushubsohle liegt etwa in Höhe des Übergangs der quartären Kiese zum Tertiär.

Für die Herstellung des 3. Untergeschosses mit einer Untergeschossfläche von rund 500 m<sup>2</sup> kommt die Aushubsohle bei etwa 354,5 mNN, rund 11,3 m unter dem derzeitigen Geländeniveau und damit etwa 9 m unter dem bauzeitlichen Bemessungswasserspiegel zu liegen. Die Aushubsohle liegt im tonigen und schluffigen Tertiär.

Innerhalb der durch den Spundwandverbau umschlossenen Baugrube, siehe Abschnitt 7.2.2, oder der Baugrubenböschung, siehe Abschnitt 7.2.3, wird eine Wasserhaltung erforderlich, mit der zunächst das im Porenraum vorhandene Wasser und später nachströmendes Wasser durch unvermeidliche Undichtigkeiten der Spundwand, unter der Spundwand hindurch und aus dem Tertiär gefasst und abgeleitet wird. Das Wasser aus dem Kies kann mit Hilfe weniger Pumpensümpfe erfasst werden. Schwieriger ist es, das Wasser an der Basis des Kiesel aus den Mulden der Tertiäroberfläche zu fassen und Wasser in den Feinsanden des Tertiärs ausreichend zu entspannen. Ohne eine Entspannung des Wassers im Tertiär besteht die Gefahr, dass beim Freilegen der Sohle von unten nachströmendes Wasser - auch bei nur

geringen Mengen - die Lagerungsdichte von Sandlinsen bis zur Verflüssigung verringert beziehungsweise den Grobschluff stark und schnell aufweicht

Beim Baugrubenaushub im Tertiär hat sich deshalb ein abschnittsweises Vorgehen und Verlegen von Dränleitungen in einen Flächenfilter bewährt. Dafür empfehlen wir folgendes Vorgehen:

- Voraushub der Baugrube im Trockenen bis zu einem Niveau von rund 1 m bis 2 m über der geplanten Aushubsohle. Wir gehen davon aus, dass dieses Zwischenniveau in den quartären Kiesen liegt.
- Betreiben der Wasserhaltung mit Pumpensämpfen und Fortführen des Aushubs abschnittsweise bis zur endgültigen Sohle, wobei vorab von Abschnitten bis etwa 5 m Breite ausgegangen werden kann. Unmittelbar nach Erreichen der endgültigen Sohle abschnittsweises und kleinflächiges Verlegen eines Vlieses (GRK 3) und Aufbringen einer Dränkiesschicht (Körnung 2/32 mm) in mindestens 30 cm Stärke (Abschnitt 7.3).
- Einbau von Dränrohren und Quersaugern in den Kiesfilter und Betrieb der offenen Wasserhaltung über Pumpensämpfe.
- Abdecken des Kiesfilters mittels Folie und Aufbringen einer Sauberkeitsschicht aus unbewehrtem Beton.
- Sollten bautechnisch bedingt lokale Vertiefungen unter das planmäßige (einheitliche) Aushubniveau ausgeführt werden müssen, kann hierzu eine Vakuumwasserhaltung erforderlich werden. Alternativ kann in Abhängigkeit der Lage und Größe der Tiefpunkt auch als temporärer Pumpensämpf genutzt werden. Dabei sollte in der Vertiefung anstatt des sonst vorgesehenen Kiesfilters Dränbeton an Sohle und Wänden vorgesehen werden.

Der Restwasseranfall in die nach unten offene Baugrube lässt sich mit vereinfachten hydraulischen Berechnungen abschätzen, ist jedoch maßgeblich von der Durchlässigkeit des Tertiärs und damit den Schluff- und Tonanteilen direkt unterhalb der Baugrubensohle des 2. Untergeschosses und direkt innerhalb der Baugrubensohle des 3. Untergeschosses abhängig. Da mächtige Lagen von Feinsande erst unterhalb von 347 mNN zu erwarten sind, werden die Restwassermengen vermutlich gering sein. Zur Abschätzung maximaler Restwassermengen haben wir in den Schichten des Tertiärs einen auf der sicheren Seite liegenden Durchlässigkeitsbeiwert im schluffigen, tonigen Tertiär von  $k_f = 1 \times 10^{-6}$  m/s angenommen. Darüber hinaus haben wir, entsprechend baupraktischer Erfahrung, einen Restwasseranfall von 1,5 l/s je 1.000 m<sup>2</sup> Spundwandfläche zum Ansatz gebracht.

Damit ergibt sich in einer Vordimensionierung einer rechnerisch zu fördernde Gesamtwassermenge von etwa  $Q_{ges} = 2$  bis 4 l/s für die Baugrube des 2. Untergeschosses mit Spundwandverbau und für die Baugrube des 3. Untergeschosses mit geböschter Baugrube. Zur

Abdeckung von Unwägbarkeiten in der Wasserdurchlässigkeit des Tertiärs, sollte die Wasserhaltung gerätetechnisch auf die doppelte Menge ausgelegt werden.

Bevor das geförderte Wasser in eine Vorflut eingeleitet werden kann, werden zur Sedimentation eventueller Feinteile ausreichend dimensionierte Absetzbecken erforderlich.

Wir weisen darauf hin, dass für alle Maßnahmen im Grundwasser, also die temporäre Grundwasserentnahme und die permanente Einbindung von Gebäudeteilen ins Grundwasser ein Wasserrechtsverfahren erforderlich wird.

### 7.2.5 Sicherheit der Baugrubensohle gegen Aufschwimmen

Die Aushubebenen der Baugruben für den Neubau, insbesondere zur Herstellung des 3. Untergeschosses, binden deutlich unter den Druckwasserspiegel des sandigen Tertiärs ein. Daraus ergibt sich auf Grund des Risikos eines möglichen hydraulischen Versagens durch Aufschwimmen eine Begrenzung in der maximalen Tiefenlage der Baugrubensohle beziehungsweise eine gegebenenfalls erforderliche Entspannung des Druckwasserspiegels.

Beim Nachweis gegen "Hydraulisch verursachtes Versagen, Versagen durch Aufschwimmen" nach DIN 1054:2010-12 werden die destabilisierenden Kräften den stabilisierenden Kräften gegenüber gestellt bzw. der Ausnutzungsgrad  $\mu \leq 1,0$  berechnet wobei

$$\mu = \frac{G_{dst,k} \cdot \gamma_{G,dst}}{G_{stb,k} \cdot \gamma_{G,stb}} \quad \text{mit} \quad \gamma_{G,dst} = 1,05; \quad \gamma_{G,stb} = 0,95 \quad (BS - T)$$

ist. Dabei sind:

- $G_{dst,k}$  charakteristische ständige destabilisierende Einwirkung.
- $\gamma_{G,dst}$  Teilsicherheitsbeiwert für ständige destabilisierende Einwirkungen im GZ UPL.
- $G_{stb,k}$  charakteristische stabilisierende ständige Einwirkung.
- $\gamma_{G,stb}$  Teilsicherheitsbeiwert für ständige stabilisierende Einwirkungen im GZ UPL.

Auf Basis von uns durchgeführten rechnerischen Nachweisen gegen Aufschwimmen können folgende Empfehlungen abgeleitet werden:

- Bis zu einer Endkote der Baugrubensohle von  $T \geq 355,2$  mNN ist ein vollflächiger Aushub ohne zusätzliche Maßnahmen möglich.
- Bei einem Aushub mit einer Endkote von  $355,2$  mNN  $> T \geq 354,5$  mNN sind zusätzliche Maßnahmen erforderlich wie:
  - kleinflächiger Aushub bis zur Endkote, also etwa mit Streifenbreiten von bis zu 5 m und Flächen entsprechend der jeweiligen Tagesleistung für die darauffolgenden Schritte, d.h.
  - unverzüglicher Einbau von Trennvlies und Kiesfilter und
  - unverzügliches Abdecken mit einer Sauberkeitsschicht im Tagestakt.

- Alternativ kann hier die Anordnung von Entspannungsbohrungen hilfreich sein. Diese beeinflussen das Strömungsfeld im Baugrund, so dass die aufwärts gerichteten Strömungskräfte in der Baugrubensohle abgelenkt werden und sich weniger ungünstig auswirken. Die Anzahl, Lage und Durchmesser der Entspannungsbohrungen sind bei Betrachtung der gesamten Baugrube festzulegen.

Eine weitere Möglichkeit und ohne zusätzliche Maßnahmen den Baugrubenaushub des 3. Untergeschosses bis auf das geplante Niveau von 354,5 mNN sicher auszuheben ist gegeben, wenn sichergestellt werden kann, dass der Grundwasserspiegel unterhalb 362,2 mNN liegt.

Die entsprechenden Maßnahmen und Nachweise sind mit vorliegender Planung zu detaillieren.

### **7.3 Bauwerk und Grundwasser**

Das in den Erkundungen angetroffene Grundwasser lag bei etwa 362 mNN, siehe Abschnitt 5. Somit bindet das Bauwerk ins Grundwasser ein. Aus den Grundwassergleichenkarten der Ingolstädter Kommunalbetriebe AöR kann für das Baufeld ein Mittlerer Grundwasserstand von rund 362,1 mNN und ein mittlerer höchster Grundwasserstand von etwa 362,70 mNN entnommen werden.

Für die Untergeschosse liegen somit folgende Wassereinwirkungsklassen vor beziehungsweise sind folgende Abdichtungen gemäß DIN 18 533-1:2017-07 erforderlich:

W2.2-E: hohe Einwirkung von drückendem Wasser, > 3 m Eintauchtiefe; erfordert Abdichtung nach Abschnitt 8.6.2 der Norm (für Bauteile mit Einbindung > 3 m unter die niedrigste endgültige Geländeoberkante im Bauwerksbereich, ohne Dränung).

Auf Grund des bis an die Basis des 1. Grundwasserleiter einbindenden Bauwerks wird dieser im Bereich des Gebäudes nahezu vollständig abgesperrt, so dass Umläufigkeitsmaßnahmen empfehlenswert sind und aus wasserrechtlichen Gesichtspunkten als erforderlich angesehen werden sollten.

Wie bereits in Abschnitt 5 beschrieben schlagen wir einen Bemessungswasserstand für das Bauwerk von 364,75 mNN vor.

Unterhalb dieses Bemessungswasserstandes sind alle Bauteile wasserundurchlässig und sicher gegen Aufschwimmen herzustellen und für einen Wasserstand von 364,75 mNN zu bemessen.

Gemäß DIN 1997-1 und DIN 1054, A 10.1.1, ist jedoch als Bemessungssituation A der Grenzzustandsnachweis UPL (Aufschwimmen) für den Fall zu führen, dass die Einrichtung zur Wasserdruckbegrenzung versagt.

Mit Hilfe eines Umläufigkeitssystems ist dafür Sorge zu tragen, dass im Oberstrom kein Grundwasser angestaut wird und im Unterstrom keine Absenkung stattfindet. Dazu sind unterhalb des Bemessungswasserspiegels ein insgesamt wasserdurchlässig verfüllter Arbeitsraum, z. B. aus Kies, oder Dränplatten bzw. Dränmatten an den Bauwerkswänden geeignet. Unter allen Bodenplatten sollte eine gut durchlässige Kiesfilterschicht angeordnet werden. Sofern die Filterstabilität nicht über die Korngrößenverteilung vom anstehenden Boden und Kiesfilterschicht sichergestellt werden kann, ist zwischen dem anstehenden Boden und dem Kiesfilter ein Filtervlies vorzusehen. Die Kiesfilterschicht sollte mindestens 0,2 m dick sein und aus Kieskörnung 2/32 mm bestehen. Da auf dem Kies das ordnungsgemäße Verlegen der Bewehrung für die Bodenplatten schlecht möglich ist, wird zusätzlich das Aufbringen einer Sauberkeitsschicht empfohlen. In diesem Fall sollte die Kiesschicht durch eine Folie geschützt werden.

Die Kiesfilterschicht unter den Sohlen muss wasserwegig mit den Drän- und Ausgleichsschichten an den Außenwänden verbunden werden.

Das System für die Grundwasserumläufigkeit ist im Rahmen eines Wasserrechtsverfahrens mit den zuständigen Behörden abzustimmen.

#### **7.4 Hinterfüllung und Erddruck**

Für Hinterfüllungen von Bauwerken (Verfüllung von Baugruben) werden hinsichtlich Materialwahl und Verdichtungsanforderungen in Deutschland bei Hoch- und Industriebauten die Regeln des Erdbaus im Straßenbau beachtet. Grundregelwerk ist dabei die ZTV E-StB 17<sup>1</sup>. Unsere Empfehlungen in den Abschnitten 7.4 beruhen ebenfalls darauf.

Wegen den unmittelbar anschließenden Verkehrsflächen im Norden und Westen mit vergleichsweise hohen Anforderungen an die Tragfähigkeit und zur Reduzierung von Sackungen sind die Arbeitsräume mit grobkörnigen, gut verdichtbarem und gut abgestuftem Material zu verfüllen, das lagenweise eingebaut und auf einen Verdichtungsgrad von  $D_{Pr} \geq 100\%$  der einfachen Proctordichte verdichtet wird. Die Kontrolle der erzielten Verdichtungsqualität sollte in Anlehnung an die Methode M 3 für das Prüfen der Bodenverdichtung nach der ZTV E-StB 17 erfolgen.

---

<sup>1</sup> Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau, Ausgabe 2017; Hrsg. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FSGV), Köln

Als Verfüllmaterial für Arbeitsräume kommen in Frage:

- Grobkörniger Aushubboden von der Baustelle, vorzugsweise die quartären Kiese, Homogenbereich B1, oder als Fremdmaterial.
- Grobkörniges Fremdmaterial
  - Siebschutt 0/45 mm, Feinanteil  $\leq 15\%$  oder
  - Korn-/Breckkorngemische der Lieferkörnung 0/32 mm bzw. 0/56 mm.

Auf unverschiebliche Außenwände ist nach DIN 4085 ein erhöhter aktiver Erddruck beziehungsweise der Erdruchdruck anzusetzen. Unter Berücksichtigung der natürlich anstehenden Böden und des empfohlenen Materials zur Arbeitsraumverfüllung kann ein Erddruckbeiwert von  $K_{mh} = 0,4$  angesetzt werden. Im oberflächennahen Bereich muss zur Berücksichtigung der horizontalen Verspannung infolge der Verdichtung in engen Arbeitsräumen ein Mindesterdruddruck von  $e_v = 25 \text{ kN/m}^2$  berücksichtigt werden.

Für die Hinterfüllung des 3. Untergeschosses bei einer geböschten Baugrube, siehe Abschnitt 7.2.3, ist besonders darauf zu achten, dass:

- aufgeweichte Böden in den Böschungsflanken abzuziehen sind,
- der Anschluss des Hinterfüllbereichs an die Böschung stufenförmig und verzahnt ausgeführt werden muss,
- das Erdmaterial im Hinterfüllbereich gleichmäßig in Lagen einzubauen und zu verdichten ist und
- das Erdmaterial in Lagen von höchstens 30 cm einzubauen ist.

## 7.5 Verkehrsflächen und Aufbau unter Bodenplatten

Der Aufbau von Verkehrsflächen orientiert sich an den "Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen", Ausgabe 2012 (RStO 12). Für die hier vorgesehenen Verkehrsflächen ist eine Zuordnung zu Belastungsklasse Bk 0,3 möglich. Wir empfehlen jedoch die nächst höhere Belastungsklasse BK 1,0. Entsprechend Bk 1,0 ist auf der Oberfläche einer kombinierten Frostschutz- und Tragschicht (KFT) ein Verformungsmodul  $E_{v2} \geq 120 \text{ MN/m}^2$  zu fordern. Zusätzlich ist die Verdichtung der KFT über einen Verhältnisswert  $E_{v2}/E_{v1} \leq 2,2$  im Plattendruckversuch nachzuweisen.

Da Ingolstadt nach den RStO 12 in Frosteinwirkungszone II liegt, ist eine Mindestdicke des frostsicheren Oberbaus von 55 cm (Bk 1,0) einzuhalten.

## 7.6 Versickerung

Im Hinblick auf die Planung von Versickerungseinrichtungen gemäß dem DWA-Regelwerk sind die Wasserdurchlässigkeit und das Wasseraufnahmevermögen des Baugrundes relevant. Die Durchlässigkeit des Untergrundes muss mindestens  $k_f = 1 \times 10^{-6}$  m/s betragen.

Der Mindestabstand von 1 m von Versickerungsanlage zum in Abschnitt 5 genannten mittlerer höchsten Grundwasserstand von etwa 362,70 mNN sollte eingehalten werden. Aus den uns zur Verfügung gestellten Unterlagen gehen die geplanten Sohlen der Sickermulden nicht hervor. Diese wird jedoch mindestens rund 0,5 m unter dem umliegenden Gelände und somit in den sandigen und kiesigen Auffüllungen liegen.

Die unterlagernden Auenablagerungen sind erfahrungsgemäß schwach wasserdurchlässig und somit für eine Versickerung nicht geeignet. Dies bedeutet auch, dass eine Versickerung in den überlagernden Auffüllungen nicht möglich ist, da die unterlagernden Auenablagerungen den vertikalen Sickerweg nahezu absperren. Die ab rund 2,5 m unter Gelände anstehenden quartären Kiese sind auf Grund ihrer Durchlässigkeit, siehe Abschnitt 5 und 6.2, für eine Versickerung auf dem Baufeld geeignet.

Wir empfehlen als Wasserdurchlässigkeitsbeiwert auf der sicheren Seite liegend und aufgrund der geringen Entfernung zur geplanten Versickerungsanlage den aus dem Kurzzeit-Pumpversuch BK2 GWM ermittelten Wert von  $k_f < 1 \times 10^{-4}$  m/s zu wählen.

Für die Versickerung wird ein wasserrechtliches Verfahren zur Erteilung einer Erlaubnis erforderlich.

## 8 Mitwirkung bei der Bauplanung und Ausführung

Sollten zu unseren Ausführungen und Vorschlägen **Fragen** bestehen, sind wir gerne bereit, unseren Bericht zu erläutern und unsere Vorschläge zu begründen.

Das **geologische Modell des Baugrunds**, das Grundlage unserer bautechnischen Empfehlungen ist, resultiert aus punktuellen Aufschlüssen. Es kann den Baugrund daher nicht exakt beschreiben, und Abweichungen - vor allem hinsichtlich der Schichtgrenzen - zwischen den Erkundungspunkten sind möglich. Eine **Baugrundüberprüfung** während der Erdarbeiten ist daher zwingend erforderlich:

- Abweichungen von der beschriebenen Schichtung und Beschaffenheit des Untergrundes und von den angegebenen Grundwasserverhältnissen sind uns sofort mitzuteilen.
- Die ersten Gründungssohlen sind von uns abnehmen zu lassen. Wir bitten, uns rechtzeitig zu benachrichtigen.

Die Angaben zur **Gründung** beruhen außer dem Baugrundmodell auch auf den uns vorliegenden Bauwerksunterlagen und Lastangaben. **Planerische oder konstruktive Änderungen** gegenüber den in Abschnitt 2 beschriebenen Abmessungen, Lasten und Einflüssen, die auf das Gründungskonzept Einfluss haben könnten, sind uns daher mitzuteilen.

Im Rahmen der **weiteren Bauplanung und Bauausführung** werden weitere Arbeiten erforderlich, bei denen wir fachlich beraten und kontrollierend tätig werden können:

- Entwurf, Planung und erdstatische Berechnung von Gründungsmaßnahmen, Stützbawerken und Baugrubenverbau und
- Bauüberwachung, Fachbauleitung, fachliche Bauberatung.

Bei Bedarf bitten wir um frühzeitige Benachrichtigung.

Für die Pfahlgründung empfehlen wir, eine **geotechnische Fachbauleitung** vorzusehen. Auf jeden Fall muss die Herstellung der ersten und stichprobenartig von weiteren Pfähle geotechnisch überwacht werden.

Die **außerhalb des Baufelds liegenden Grundwasser-Messstellen**, BK 1-3 GWM, sind für die Dauer der Bauausführung zu schützen und zugänglich zu halten.

Wir empfehlen, nach Beendigung der Baumaßnahme beim Amt anzufragen, ob Interesse an einer Übernahme der Grundwasser-Messstellen besteht. Ist dies, und davon gehen wir aus, nicht der Fall, so empfehlen wir, u. a. auch aus haftungsrechtlichen Gründen, die Messstellen fachgerecht zu verschließen.

Wir können dann das weitere Vorgehen: Planen der Verschließung, Abstimmen mit der Unteren Wasserbehörde, Vergabe und Abnahme der Arbeiten, mit den Beteiligten abstimmen.

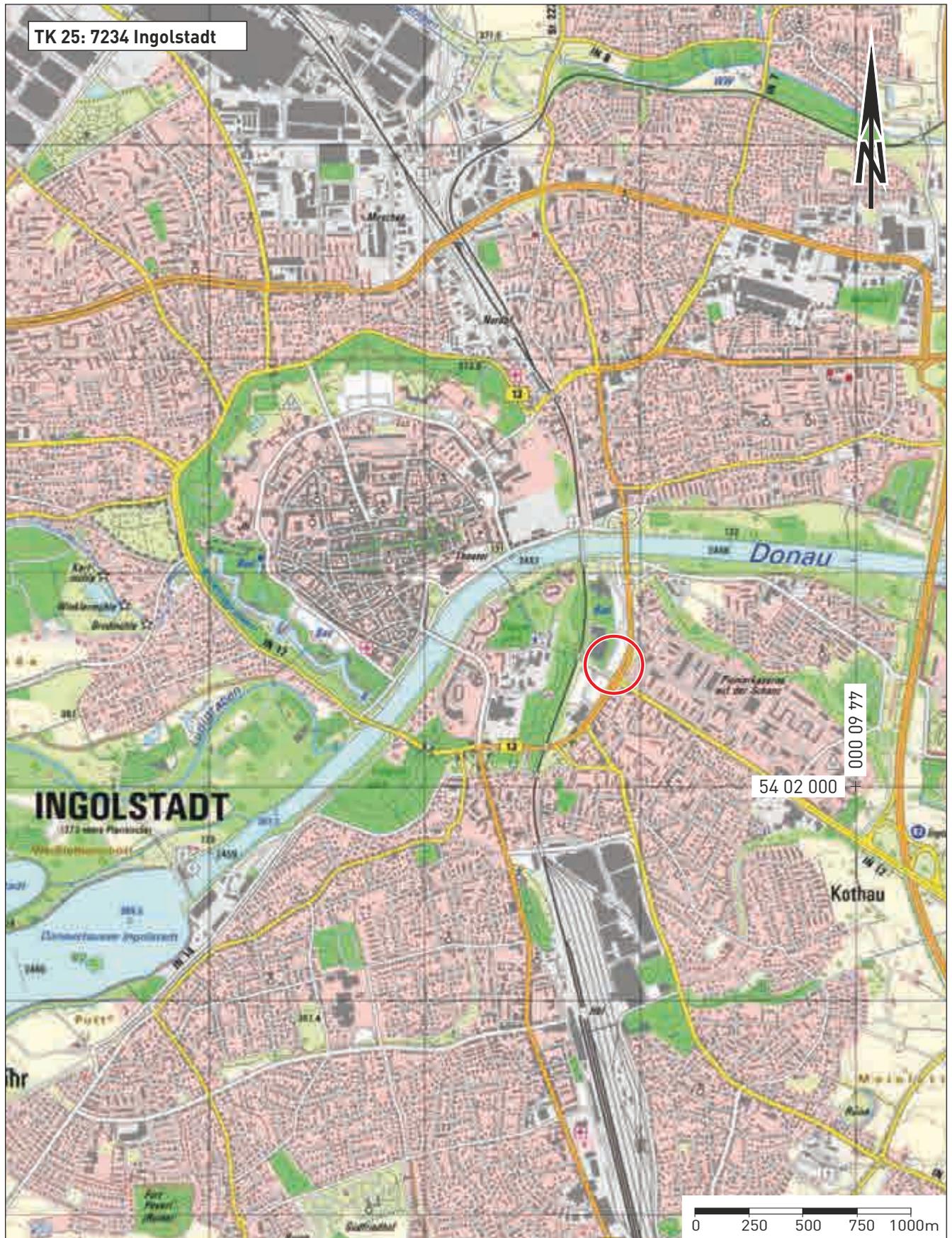
<u>Anlagen</u>	Anlage
<b>Lagepläne der geplanten Lagerhalle</b>	
▪ Übersichtslageplan (M 1:25 000)	1.1
▪ Lageplan (M 1:250) der Erkundungspunkte und Verlauf der geologischen Schnitte (Anlage 3.1)	1.2
<b>Gelände-Erkundung (M 1:100)</b>	
▪ Kurzzeichen und Abkürzungen nach DIN 4023 und DIN 18 196	2.0
▪ Schichtenfolgen der Kernbohrungen	
- BK 1 GwM	2.1.1
- BK 2 GwM	2.1.2
- BK 3 GwM	2.1.3
- BK 4	2.1.4
▪ Schichtenfolgen der Kleinbohrungen	
- BS 1 und BS 2	2.2.1
- BS 3	2.2.2
▪ Schichtenfolgen der Rammsondierungen	
- DPH 1	2.3.1
- DPH 2	2.3.2
- DPH 3	2.3.3
- DPH 4	2.3.4
- DPH 5	2.3.5
- DPH 6	2.3.6
▪ Fotodokumentation der Kernbohrungen	
- BK 1 (3 Blatt)	2.4.1
- BK 2 (2 Blatt)	2.4.2
- BK 3, (2 Blatt)	2.4.3
- BK 4 (3 Blatt)	2.4.4
<b>Baugrundmodell</b>	
▪ Geologische Geländeschnitte (M 1:200/100)	
- SW-NO-Geländeschnitt 1	3.1.1
- SW-NO-Geländeschnitt 2	3.1.2
▪ Schichtlagerungs- und Schichtmächtigkeitskarten (M 1:250)	
- Höhenlage (mNN) der Oberfläche der quartären Kiese	3.2.1
- Höhenlage (mNN) der Oberfläche des Tertiärs	3.2.2

**Grundwasser: Hydraulische Vorerkundung**

- BK 2 GwM (Quartär)
  - Wasserstandsverlauf und Entnahmerate 4.1.1
  - Auswertung des Wiederanstiegs nach Theis 4.1.2
- BK 3 GwM (Quartär)
  - Wasserstandsverlauf und Entnahmerate 4.2.1
- BK 1 GwM (Tertiär)
  - Wasserstandsverlauf und Entnahmerate 4.3.1
  - Auswertung der Absenkung nach Cooper & Jacob I 4.3.2
  - Auswertung des Wiederanstiegs nach Theis 4.3.3

**Bodenmechanische Laborversuche**

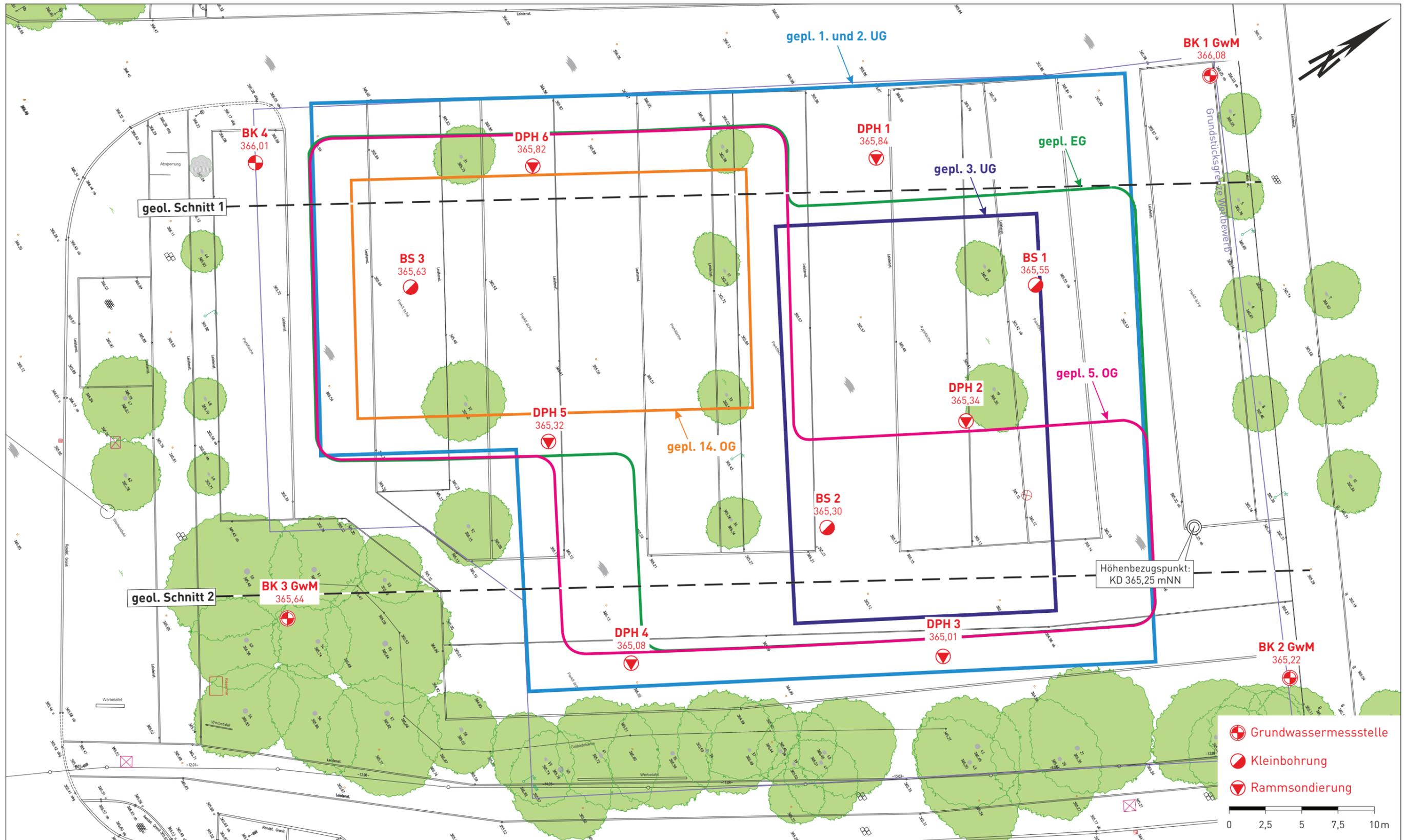
- Zustandsgrenzen des Tertiärs 5.1
- Korngrößenverteilungen
  - der quartären Kiese 5.2.1
  - des Tertiärs 5.2.2
- Eindimensionaler Kompressionsversuch,  
Oedometerversuch nach DIN 18 135
  - BK 1: 13,08 m – 13,15 m (2 Blatt) 5.3.1
  - BK 2: 13,00 m – 13,10 m (2 Blatt) 5.3.2
  - BK 3: 13,20 m – 13,30 m (2 Blatt) 5.3.3



Übersichtslageplan  
mit Lage der VR-Bank

gez. me  
gepr. Sc

Maßstab  
1:25 000



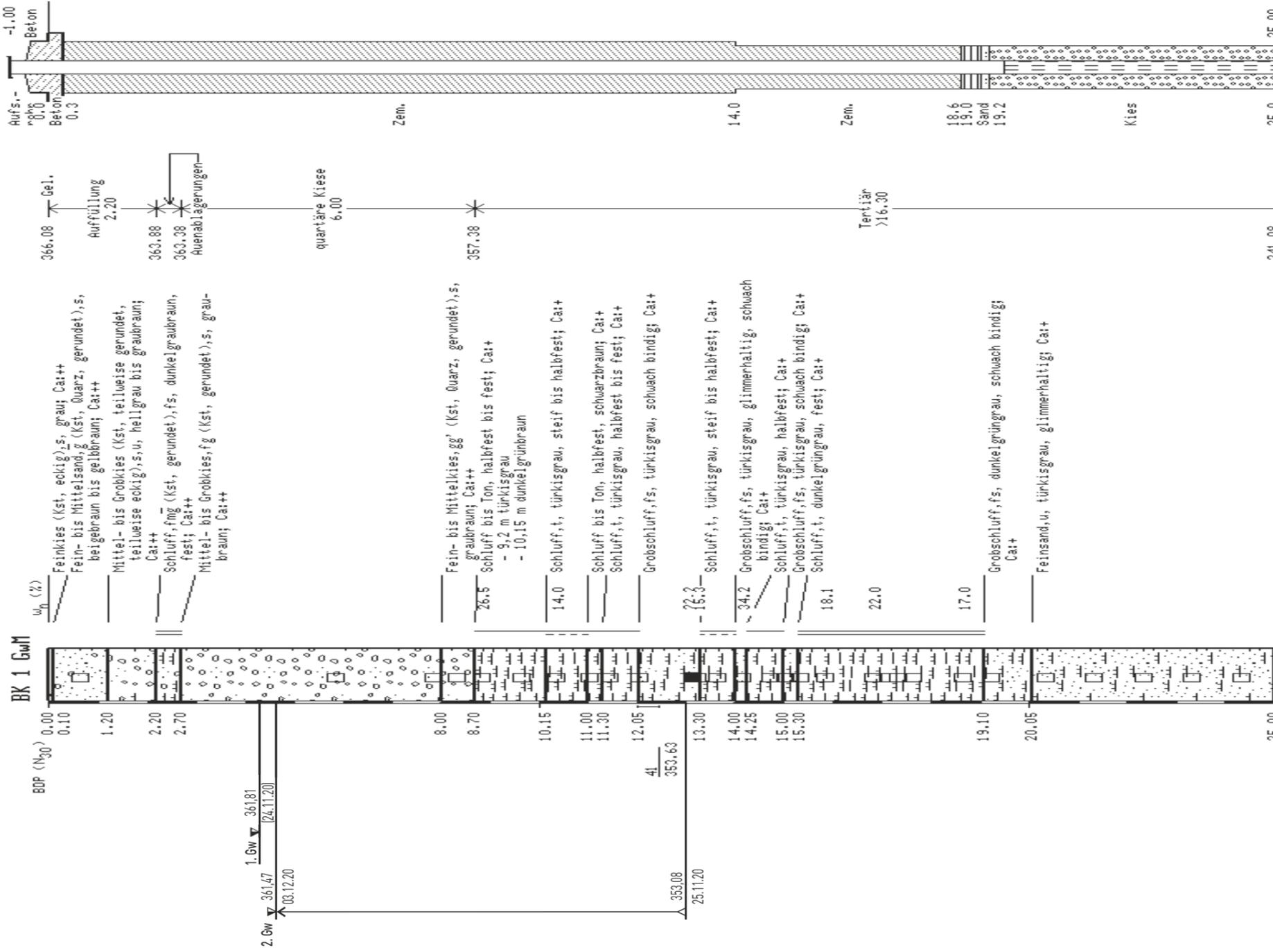
Lageplan mit Lage der Erkundungspunkte und Verlauf der geologischen Schnitte

gez. AJ  
 gepr. PB  
 Maßstab  
 1:250

<p><b>Untersuchungsstellen</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li> SCH Schurf</li> <li> BK Kernbohrung</li> <li> BS Kleinbohrung</li> </ul>	<p><b>Rammsondierung</b> (Dynamic Probing)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li> DPL leichte Sonde (light)</li> <li> DPM mittelschwere Sonde (medium)</li> <li> DPH schwere Sonde (heavy)</li> </ul>	<p><b>Bodenproben</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li> Güteklasse 1</li> <li> Güteklasse 3</li> <li> Kernstück</li> </ul>																																												
<p><b>Bodenarten-Beschreibung</b></p> <table border="0" style="width:100%;"> <tr><td>A</td><td>Auffüllung</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>Y</td><td>Blöcke</td><td>y</td><td>mit Blöcken</td></tr> <tr><td>X</td><td>Steine</td><td>x</td><td>steinig</td></tr> <tr><td>G</td><td>Kies</td><td>g</td><td>kiesig</td></tr> <tr><td>S</td><td>Sand</td><td>s</td><td>sandig</td></tr> <tr><td>U</td><td>Schluff</td><td>u</td><td>schluffig</td></tr> <tr><td>T</td><td>Ton</td><td>t</td><td>tonig</td></tr> <tr><td>H</td><td>Humus, Torf</td><td>h</td><td>humos, torfig</td></tr> <tr><td>F</td><td>Faulschlamm</td><td>o</td><td>org. Anteile</td></tr> <tr><td>Mg</td><td>Mergel</td><td>mg</td><td>mergelig</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>dol.</td><td>dolomitisch</td></tr> </table>	A	Auffüllung			Y	Blöcke	y	mit Blöcken	X	Steine	x	steinig	G	Kies	g	kiesig	S	Sand	s	sandig	U	Schluff	u	schluffig	T	Ton	t	tonig	H	Humus, Torf	h	humos, torfig	F	Faulschlamm	o	org. Anteile	Mg	Mergel	mg	mergelig			dol.	dolomitisch	<p><b>Korngrößen</b></p> <p>f fein m mittel g grob</p> <p><b>grobkörnige Nebenteile</b> (Massenanteile Körnungslinie)</p> <p>· schwach (&lt; 15%) - stark (&gt; 30%)</p> <p><b>feinkörnige Nebenteile</b> (Einfluss auf Verhalten des Bodens)</p> <p>· schwach - stark</p>	<p><b>Konsistenz</b></p> <p>}} breiig } weich : steif   halbfest    fest</p> <p><b>Kalkgehalt</b> (Aufbraus-Test: 10% HCl)</p> <p>Ca:0 kalkfrei Ca:+ kalkhaltig Ca:++ stark kalkhaltig</p>
A	Auffüllung																																													
Y	Blöcke	y	mit Blöcken																																											
X	Steine	x	steinig																																											
G	Kies	g	kiesig																																											
S	Sand	s	sandig																																											
U	Schluff	u	schluffig																																											
T	Ton	t	tonig																																											
H	Humus, Torf	h	humos, torfig																																											
F	Faulschlamm	o	org. Anteile																																											
Mg	Mergel	mg	mergelig																																											
		dol.	dolomitisch																																											
<p><b>Felsarten-Beschreibung</b></p> <table border="0" style="width:100%;"> <tr><td>Z</td><td>Fels allgemein</td></tr> <tr><td>Zv</td><td>Fels verwittert</td></tr> <tr><td>Ko, Br</td><td>Konglomerat, Brekzie</td></tr> <tr><td>Sst</td><td>Sandstein</td></tr> <tr><td>Utst, Tst</td><td>Schluffstein, Tonstein</td></tr> <tr><td>Mst, Kst</td><td>Mergelstein, Kalkstein</td></tr> <tr><td>Dst</td><td>Dolomitstein</td></tr> <tr><td>Gyst</td><td>Gipsstein</td></tr> <tr><td>Mem</td><td>Massige Metamorphite (z.B. Gneis)</td></tr> <tr><td>Pl</td><td>Plutonite (z.B. Granit)</td></tr> <tr><td>Vu</td><td>Vulkanite (z.B. Basalt)</td></tr> </table>	Z	Fels allgemein	Zv	Fels verwittert	Ko, Br	Konglomerat, Brekzie	Sst	Sandstein	Utst, Tst	Schluffstein, Tonstein	Mst, Kst	Mergelstein, Kalkstein	Dst	Dolomitstein	Gyst	Gipsstein	Mem	Massige Metamorphite (z.B. Gneis)	Pl	Plutonite (z.B. Granit)	Vu	Vulkanite (z.B. Basalt)	<p><b>Abschätzung der einaxialen Druckfestigkeit (Df) im Feld</b></p> <table border="0" style="width:100%;"> <tr> <td style="width:30%;"><u>Bezeichnung</u></td> <td><u>Feldversuch</u></td> </tr> <tr> <td>außerordentlich gering</td> <td>mit Fingernagel leicht ritzbar</td> </tr> <tr> <td>sehr gering</td> <td>mit Messer ritzbar, durch feste Aufschläge mit Hammerspitze zu zerbröckeln</td> </tr> <tr> <td>gering</td> <td>mit Messer schwer ritzbar, durch feste Aufschläge mit Hammerspitze schwach einkerbar</td> </tr> <tr> <td>mäßig hoch</td> <td>mit Messer nicht mehr ritzbar, durch einen festen Hammerschlag zu zerbrechen</td> </tr> <tr> <td>hoch</td> <td>nur durch mehrere Hammerschläge zu zerbrechen</td> </tr> <tr> <td>sehr hoch</td> <td>nur durch sehr viele Hammerschläge zu zerbrechen</td> </tr> <tr> <td>außerordentlich hoch</td> <td>durch Schläge mit dem Hammer lösen sich nur Splitter</td> </tr> </table> <p><b>Kalkgehalt</b> (s. Boden)</p>		<u>Bezeichnung</u>	<u>Feldversuch</u>	außerordentlich gering	mit Fingernagel leicht ritzbar	sehr gering	mit Messer ritzbar, durch feste Aufschläge mit Hammerspitze zu zerbröckeln	gering	mit Messer schwer ritzbar, durch feste Aufschläge mit Hammerspitze schwach einkerbar	mäßig hoch	mit Messer nicht mehr ritzbar, durch einen festen Hammerschlag zu zerbrechen	hoch	nur durch mehrere Hammerschläge zu zerbrechen	sehr hoch	nur durch sehr viele Hammerschläge zu zerbrechen	außerordentlich hoch	durch Schläge mit dem Hammer lösen sich nur Splitter						
Z	Fels allgemein																																													
Zv	Fels verwittert																																													
Ko, Br	Konglomerat, Brekzie																																													
Sst	Sandstein																																													
Utst, Tst	Schluffstein, Tonstein																																													
Mst, Kst	Mergelstein, Kalkstein																																													
Dst	Dolomitstein																																													
Gyst	Gipsstein																																													
Mem	Massige Metamorphite (z.B. Gneis)																																													
Pl	Plutonite (z.B. Granit)																																													
Vu	Vulkanite (z.B. Basalt)																																													
<u>Bezeichnung</u>	<u>Feldversuch</u>																																													
außerordentlich gering	mit Fingernagel leicht ritzbar																																													
sehr gering	mit Messer ritzbar, durch feste Aufschläge mit Hammerspitze zu zerbröckeln																																													
gering	mit Messer schwer ritzbar, durch feste Aufschläge mit Hammerspitze schwach einkerbar																																													
mäßig hoch	mit Messer nicht mehr ritzbar, durch einen festen Hammerschlag zu zerbrechen																																													
hoch	nur durch mehrere Hammerschläge zu zerbrechen																																													
sehr hoch	nur durch sehr viele Hammerschläge zu zerbrechen																																													
außerordentlich hoch	durch Schläge mit dem Hammer lösen sich nur Splitter																																													
<p><b>Zerlegung</b></p> <p>⚡ klüftig</p> <p><b>Schichtflächenabstand</b></p> <table border="0" style="width:100%;"> <tr> <td><u>Bezeichnung</u></td> <td><u>Abstand [mm]</u></td> </tr> <tr> <td>sehr dick</td> <td>größer als 2000</td> </tr> <tr> <td>dick</td> <td>2000 bis 600</td> </tr> <tr> <td>mittel</td> <td>600 bis 200</td> </tr> <tr> <td>dünn</td> <td>200 bis 60</td> </tr> <tr> <td>sehr dünn</td> <td>60 bis 20</td> </tr> <tr> <td>grob laminiert</td> <td>20 bis 6</td> </tr> <tr> <td>fein laminiert</td> <td>kleiner als 6</td> </tr> </table> <p><b>Kluffflächenabstand</b></p> <table border="0" style="width:100%;"> <tr> <td><u>Bezeichnung</u></td> <td><u>Abstand [mm]</u></td> </tr> <tr> <td>sehr weitständig</td> <td>größer als 2000</td> </tr> <tr> <td>weitständig</td> <td>2000 bis 600</td> </tr> <tr> <td>mittelständig</td> <td>600 bis 200</td> </tr> <tr> <td>engständig</td> <td>200 bis 60</td> </tr> <tr> <td>sehr engständig</td> <td>60 bis 20</td> </tr> <tr> <td>außerordentlich engständig</td> <td>kleiner als 20</td> </tr> </table>			<u>Bezeichnung</u>	<u>Abstand [mm]</u>	sehr dick	größer als 2000	dick	2000 bis 600	mittel	600 bis 200	dünn	200 bis 60	sehr dünn	60 bis 20	grob laminiert	20 bis 6	fein laminiert	kleiner als 6	<u>Bezeichnung</u>	<u>Abstand [mm]</u>	sehr weitständig	größer als 2000	weitständig	2000 bis 600	mittelständig	600 bis 200	engständig	200 bis 60	sehr engständig	60 bis 20	außerordentlich engständig	kleiner als 20														
<u>Bezeichnung</u>	<u>Abstand [mm]</u>																																													
sehr dick	größer als 2000																																													
dick	2000 bis 600																																													
mittel	600 bis 200																																													
dünn	200 bis 60																																													
sehr dünn	60 bis 20																																													
grob laminiert	20 bis 6																																													
fein laminiert	kleiner als 6																																													
<u>Bezeichnung</u>	<u>Abstand [mm]</u>																																													
sehr weitständig	größer als 2000																																													
weitständig	2000 bis 600																																													
mittelständig	600 bis 200																																													
engständig	200 bis 60																																													
sehr engständig	60 bis 20																																													
außerordentlich engständig	kleiner als 20																																													
<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th>Verwitterungsstufen</th> <th>VS 5</th> <th>VS 4</th> <th>VS 3</th> <th>VS 2</th> <th>VS 1</th> <th>VS 0</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Gesteinstyp</td> <td>Boden</td> <td>Boden</td> <td>Boden + Gestein</td> <td>Gestein</td> <td>Gestein</td> <td>Gestein</td> </tr> <tr> <td>Bezeichnung</td> <td>zersetzt</td> <td>vollständig verwittert</td> <td>stark verwittert</td> <td>mäßig verwittert</td> <td>schwach verwittert</td> <td>frisch</td> </tr> <tr> <td>Beschreibung</td> <td>gesamtes Gestein zu Boden umgewandelt, ohne Gefüge</td> <td>gesamtes Gestein zu Boden umgewandelt, Gefüge größtenteils unversehrt</td> <td>mehr als die Hälfte des Gesteins zersetzt oder zerfallen  Gestein liegt als zusammenhängendes Steinskelett oder Steinkern vor.</td> <td>weniger als die Hälfte des Gesteins verwittert oder zersetzt</td> <td>Verfärbung</td> <td>möglicherweise leichte Verfärbung</td> </tr> </tbody> </table>							Verwitterungsstufen	VS 5	VS 4	VS 3	VS 2	VS 1	VS 0	Gesteinstyp	Boden	Boden	Boden + Gestein	Gestein	Gestein	Gestein	Bezeichnung	zersetzt	vollständig verwittert	stark verwittert	mäßig verwittert	schwach verwittert	frisch	Beschreibung	gesamtes Gestein zu Boden umgewandelt, ohne Gefüge	gesamtes Gestein zu Boden umgewandelt, Gefüge größtenteils unversehrt	mehr als die Hälfte des Gesteins zersetzt oder zerfallen  Gestein liegt als zusammenhängendes Steinskelett oder Steinkern vor.	weniger als die Hälfte des Gesteins verwittert oder zersetzt	Verfärbung	möglicherweise leichte Verfärbung												
Verwitterungsstufen	VS 5	VS 4	VS 3	VS 2	VS 1	VS 0																																								
Gesteinstyp	Boden	Boden	Boden + Gestein	Gestein	Gestein	Gestein																																								
Bezeichnung	zersetzt	vollständig verwittert	stark verwittert	mäßig verwittert	schwach verwittert	frisch																																								
Beschreibung	gesamtes Gestein zu Boden umgewandelt, ohne Gefüge	gesamtes Gestein zu Boden umgewandelt, Gefüge größtenteils unversehrt	mehr als die Hälfte des Gesteins zersetzt oder zerfallen  Gestein liegt als zusammenhängendes Steinskelett oder Steinkern vor.	weniger als die Hälfte des Gesteins verwittert oder zersetzt	Verfärbung	möglicherweise leichte Verfärbung																																								
<p><b>Grundwasser (Gw)</b>      <b>Gw-Spiegel / Gw-Stand</b></p> <table border="0" style="width:100%;"> <tr> <td style="text-align: center;"></td> <td style="text-align: center;">100,00 mNN</td> <td>undefiniert oder nach Bohrende</td> <td rowspan="3" style="vertical-align: middle; text-align: center;">                 Aufsatzrohr                  Ringraumzementation                  Filterrohr                  Sumpfrohr                  Quellton                  Bohrendtiefe             </td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;"></td> <td style="text-align: center;">100,00 mNN</td> <td>angebohrt</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;"></td> <td style="text-align: center;">100,00 mNN</td> <td>in Ruhe im ausgebauten Bohrloch</td> </tr> </table> <p><b>Normen:</b> DIN EN ISO 14688, DIN EN ISO 14689-1 DIN 4022, DIN 4023</p> <p style="text-align: center;"> Vernässung oberhalb des Gw</p>								100,00 mNN	undefiniert oder nach Bohrende	Aufsatzrohr Ringraumzementation Filterrohr Sumpfrohr Quellton Bohrendtiefe		100,00 mNN	angebohrt		100,00 mNN	in Ruhe im ausgebauten Bohrloch																														
	100,00 mNN	undefiniert oder nach Bohrende	Aufsatzrohr Ringraumzementation Filterrohr Sumpfrohr Quellton Bohrendtiefe																																											
	100,00 mNN	angebohrt																																												
	100,00 mNN	in Ruhe im ausgebauten Bohrloch																																												
<p><b>Beschreibung der Schichtenfolgen:</b> Kurzzzeichen und Abkürzungen</p>						<p>gez. AJ gepr. PB</p>																																								

TK 25: 7234 Ingolstadt  
 R ≈ 44 58 871 / H ≈ 54 02 610  
 Lage siehe auch Anlage 1.2  
 Ansatzhöhe: 366.08 mNN (= Gel.)

gebohrt von: Fa. Drillerxpert  
 vom: 24.11.-02.12.20  
 aufgenommen: Dipl.-Geol. P. Bröhl/S&P  
 G: S&P-AUFTR20'20144'BK01.bpr; 11.01.2021



**Bohrverfahren:**

- 14,0 m Rammkernbohrung  $\varnothing$  140 mm
- 25,0 m Rotationskernbohrung mit SK6L  $\varnothing$  146 mm
- 14,0 m Hilfsverrohrung  $\varnothing$  178 mm
- 25,0 m Hilfsverrohrung  $\varnothing$  140 mm
- 10,5 m Vollbohrung  $\varnothing$  324 mm
- 25,0 m Vollbohrung  $\varnothing$  273 mm

**Bodenproben:** 0,8 m; 9,0 m; 9,8 m; 10,5 m; 11,2 m; 11,6 m; 12,2 m; 13,4 m; 13,8 m; 14,3 m; 14,9 m; 15,2 m; 15,5 m; 16,0 m; 17,0 m; 17,3 m; 17,5 m; 17,8 m; 18,8 m; 19,4 m; 20,5 m; 21,5 m; 22,5 m; 23,5 m; 24,5 m

**Eimerproben:** 5,0-6,0 m; 7,0-8,0 m; 8,0-8,5 m

**Sonderproben:** 13,0-13,3 m

**Geruch unauffällig**

**1. Gw angetroffen bei 4,5 m u. Gel. (24.11.20, 17:30h)**  
 nach 10 Min. angestiegen auf 4,27 m u. Gel.

**2. GU angetroffen bei 13,0 m u. Gel. (25.11.20, 10:15h)**  
 Ruhewasserspiegel bei 4,61 m u. Gel. (03.12.20, 07:45h)

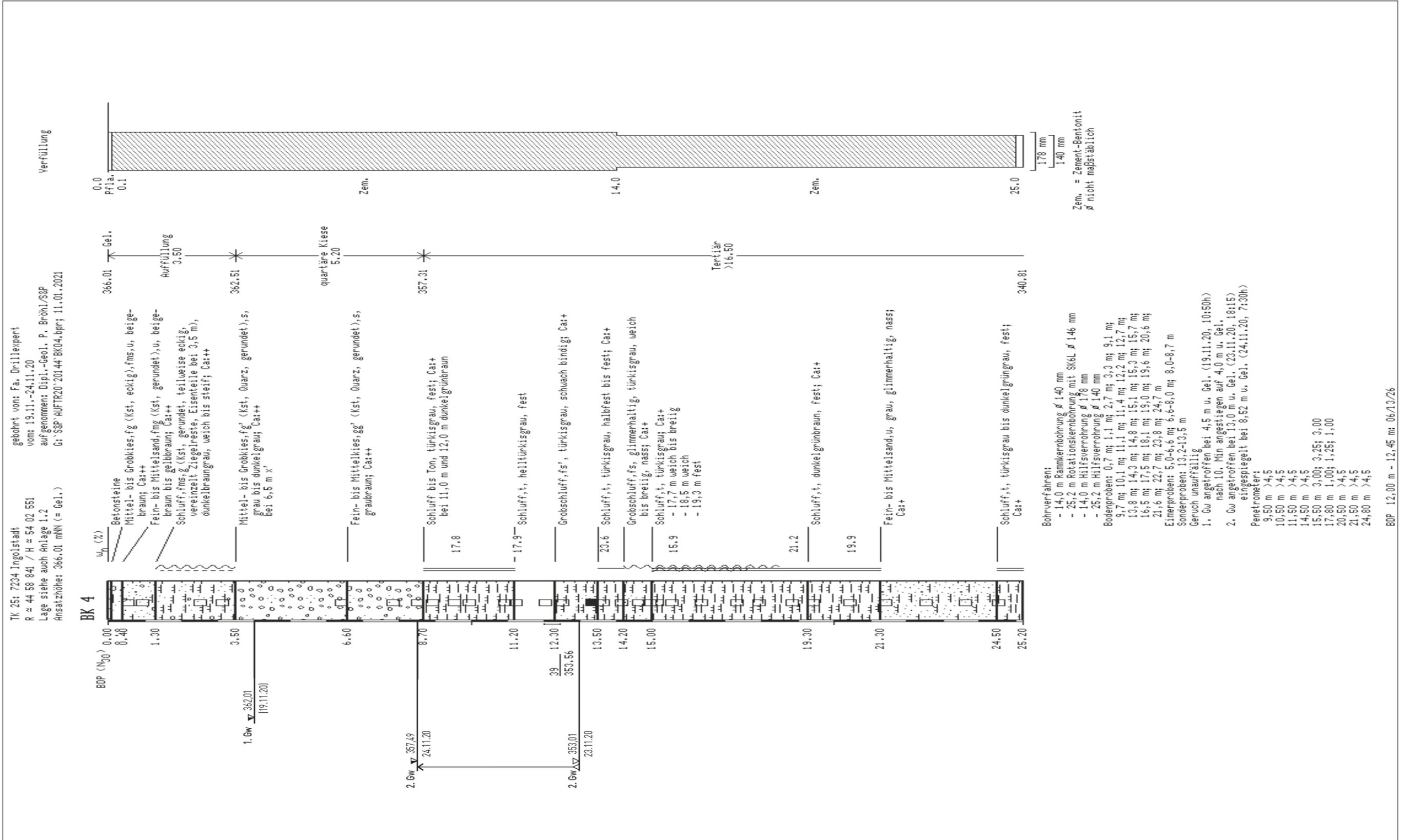
Schichtenfolge der Kernbohrung  
 BK 1 GwM

gez. AJ  
 gepr. PB

Maßstab  
 1:100





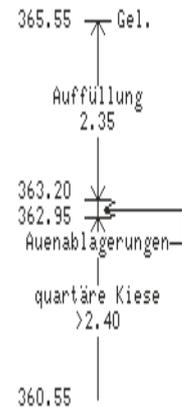
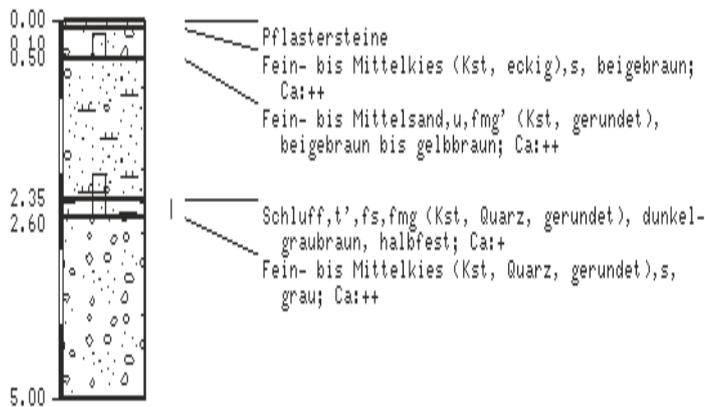


Schichtenfolge der Kernbohrung BK 4  
 gez. AJ  
 gepr. PB  
 Maßstab 1:100

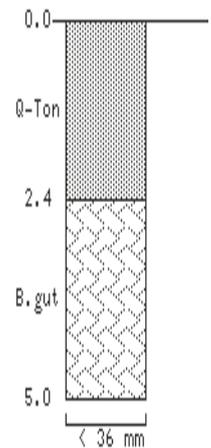
TK 25: 7234 Ingolstadt  
 R ≈ 44 58 877 / H ≈ 54 02 592  
 Lage siehe auch Anlage 1.2  
 Ansatzhöhe: 365.55 mNN (= Gel.)

gebohrt von: Bröhl und Klingler/S&P  
 am: 30.11.20  
 aufgenommen: Dipl.-Geol. P. Bröhl/S&P  
 G:'S&P'AUFTR20'20144'BS01.bpr; 11.01.2021

**BS 1**



Verfüllung



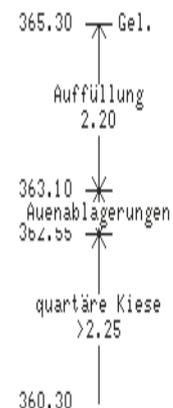
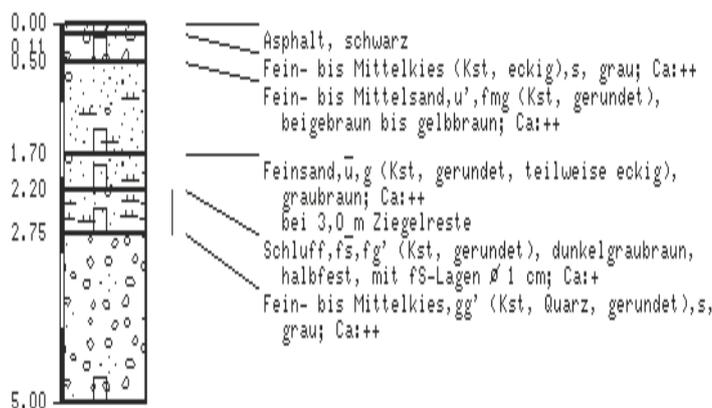
bei 2,35 m u. Gel. Bohrloch verstürzt  
 Bodenproben: 0,1-0,5 m; 0,5-2,35 m; 2,35-2,6 m  
 Geruch unauffällig

Q-Ton = Quellton  
 ∅ nicht maßstäblich

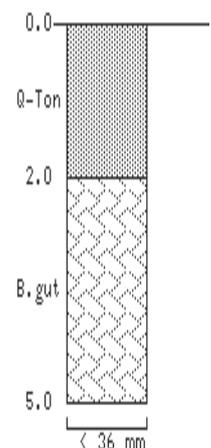
TK 25: 7234 Ingolstadt  
 R ≈ 44 58 883 / H ≈ 54 02 571  
 Lage siehe auch Anlage 1.2  
 Ansatzhöhe: 365.30 mNN (= Gel.)

gebohrt von: Bröhl und Klingler/S&P  
 am: 30.11.20  
 aufgenommen: Dipl.-Geol. P. Bröhl/S&P  
 G:'S&P'AUFTR20'20144'BS02.bpr; 11.01.2021

**BS 2**



Verfüllung

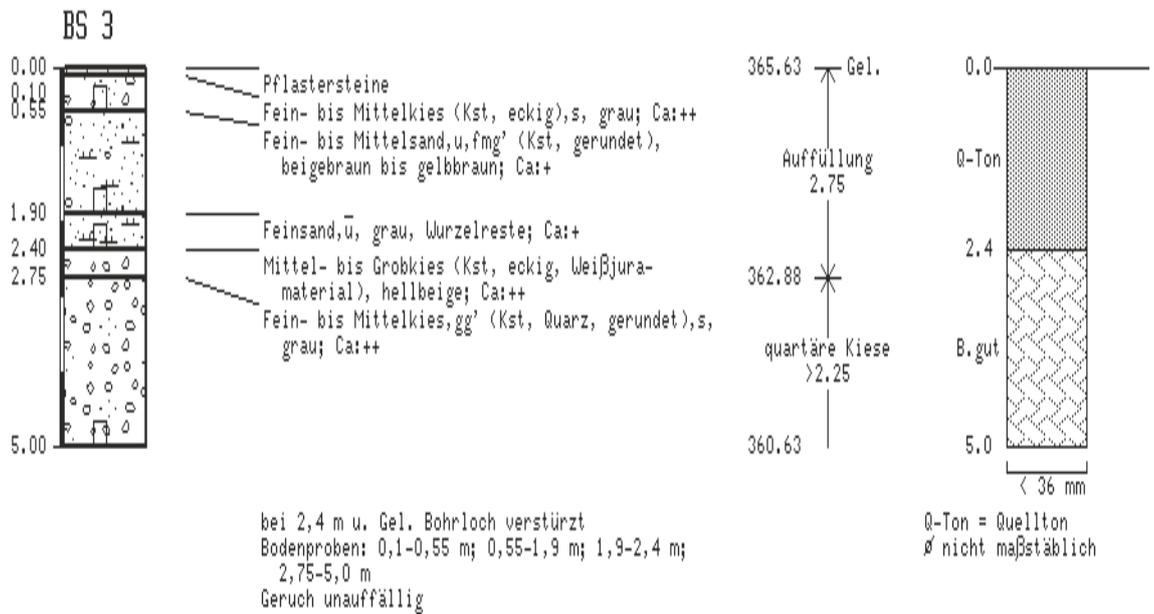


bei 2,0 m u. Gel. Bohrloch verstürzt  
 Bodenproben: 0,0-0,11 m; 0,11-0,5 m; 0,5-1,7 m;  
 1,7-2,2 m; 2,2-2,75 m; 2,75-5,0 m  
 Geruch unauffällig

Q-Ton = Quellton  
 ∅ nicht maßstäblich

TK 25: 7234 Ingolstadt  
 R ≈ 44 58 854 / H ≈ 54 02 555  
 Lage siehe auch Anlage 1.2  
 Ansatzhöhe: 365.63 mNN (= Gel.)

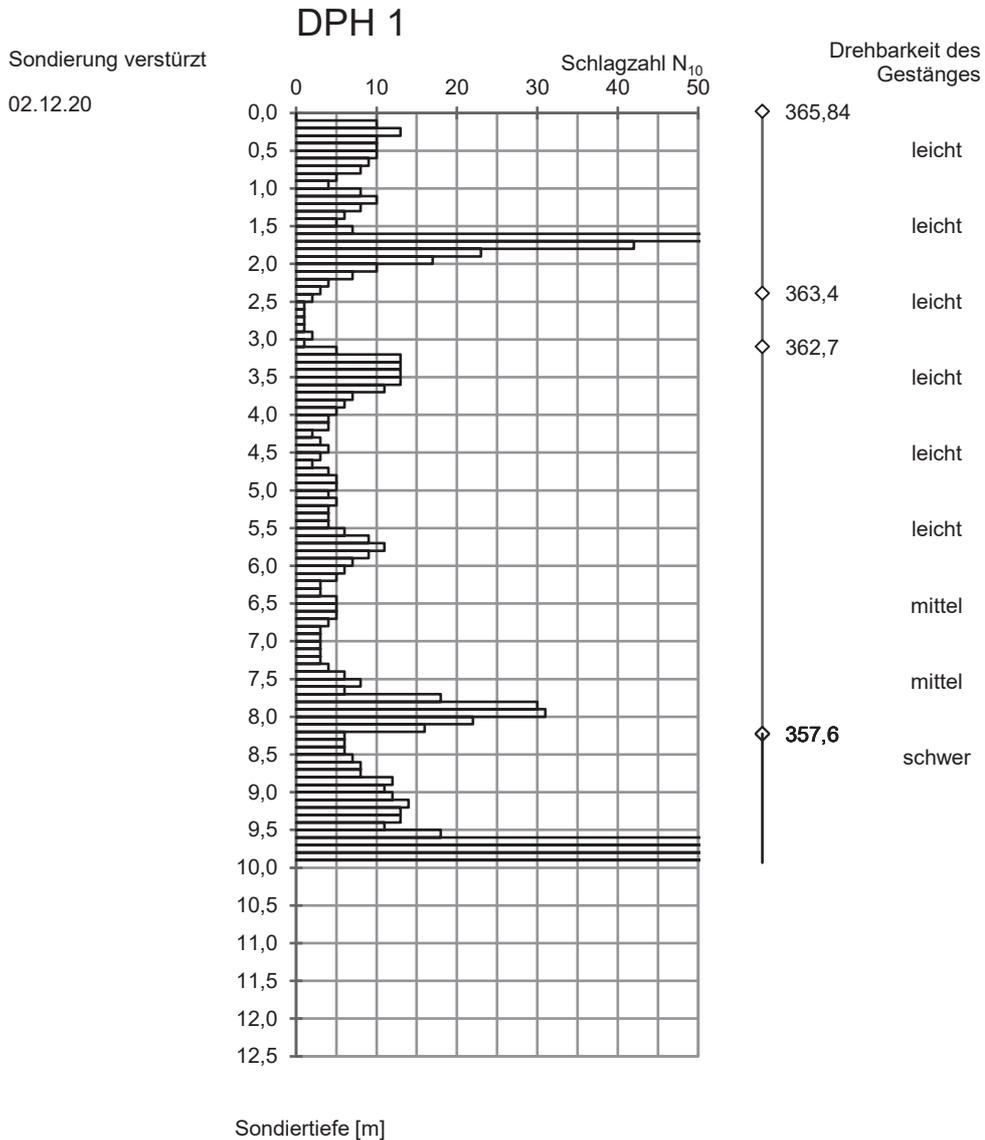
gebohrt von: Bröhl und Klingler/S&P  
 am: 30.11.20  
 aufgenommen: Dipl.-Geol. P. Bröhl/S&P  
 G: 'S&P'AUFTR20'20144'BS03.bpr; 11.01.2021





TK25: 7234 Ingolstadt  
 R ≈ 44 58 864 H ≈ 54 02 588  
 Lage siehe Anlage 1.2  
 Ansatzhöhe: 365,84 mNN (= Gelände)

Sondierung  
 Geräteführer: Klingler/S&P  
 Datum: 02.12.20  
 Datei: 20144r1.ra2

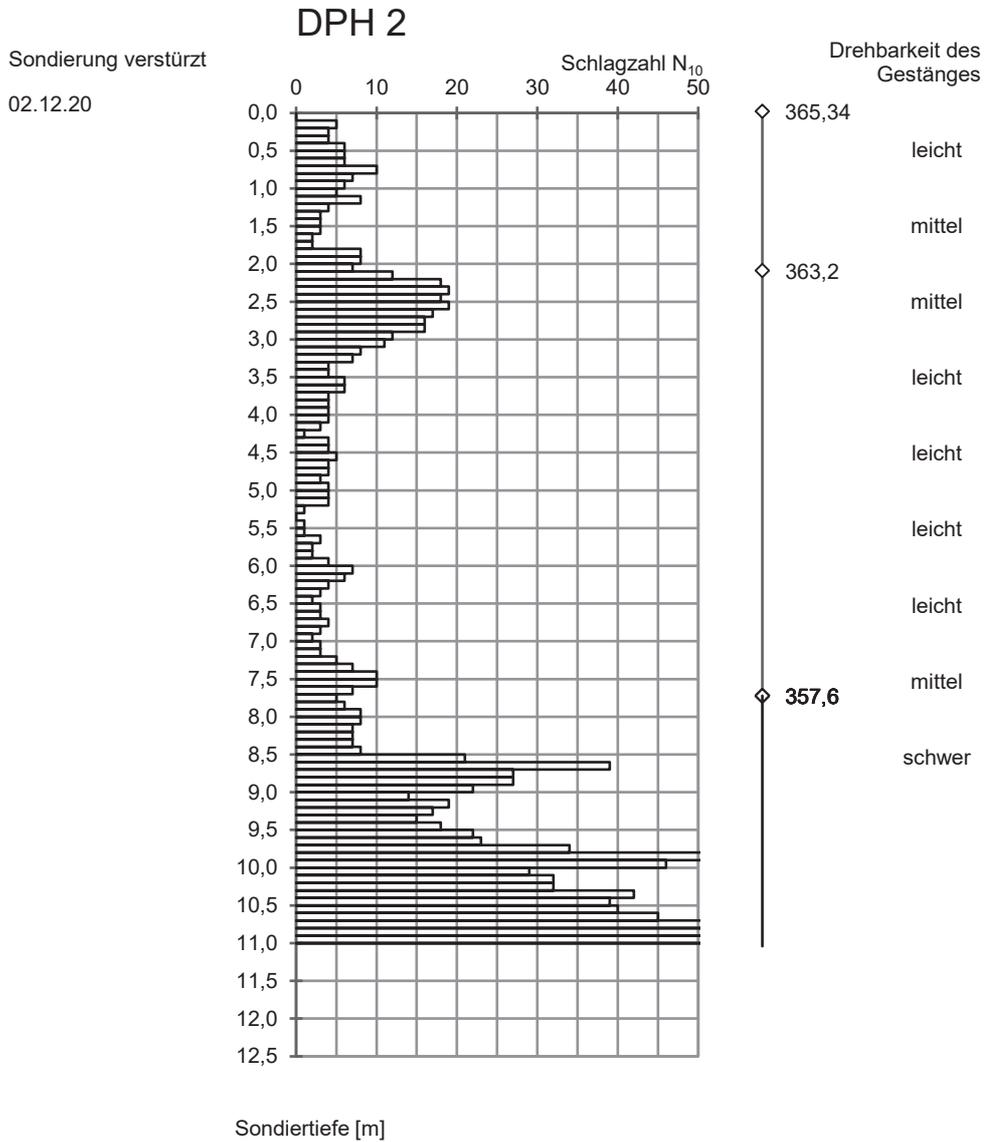


Schichtunterkante [mNN]	Mächtigkeit [m]	Schichtbezeichnung
363,4	2,4	Auffüllung
362,7	0,7	Auenablagerungen
357,6	5,1	quartäre Kiese
< 355,9		Tertiär



TK25: 7234 Ingolstadt  
 R ≈ 44 58 883 H ≈ 54 02 583  
 Lage siehe Anlage 1.2  
 Ansatzhöhe: 365,34 mNN (= Gelände)

Sondierung  
 Geräteführer: Klingler/S&P  
 Datum: 02.12.20  
 Datei: 20144r2.ra2

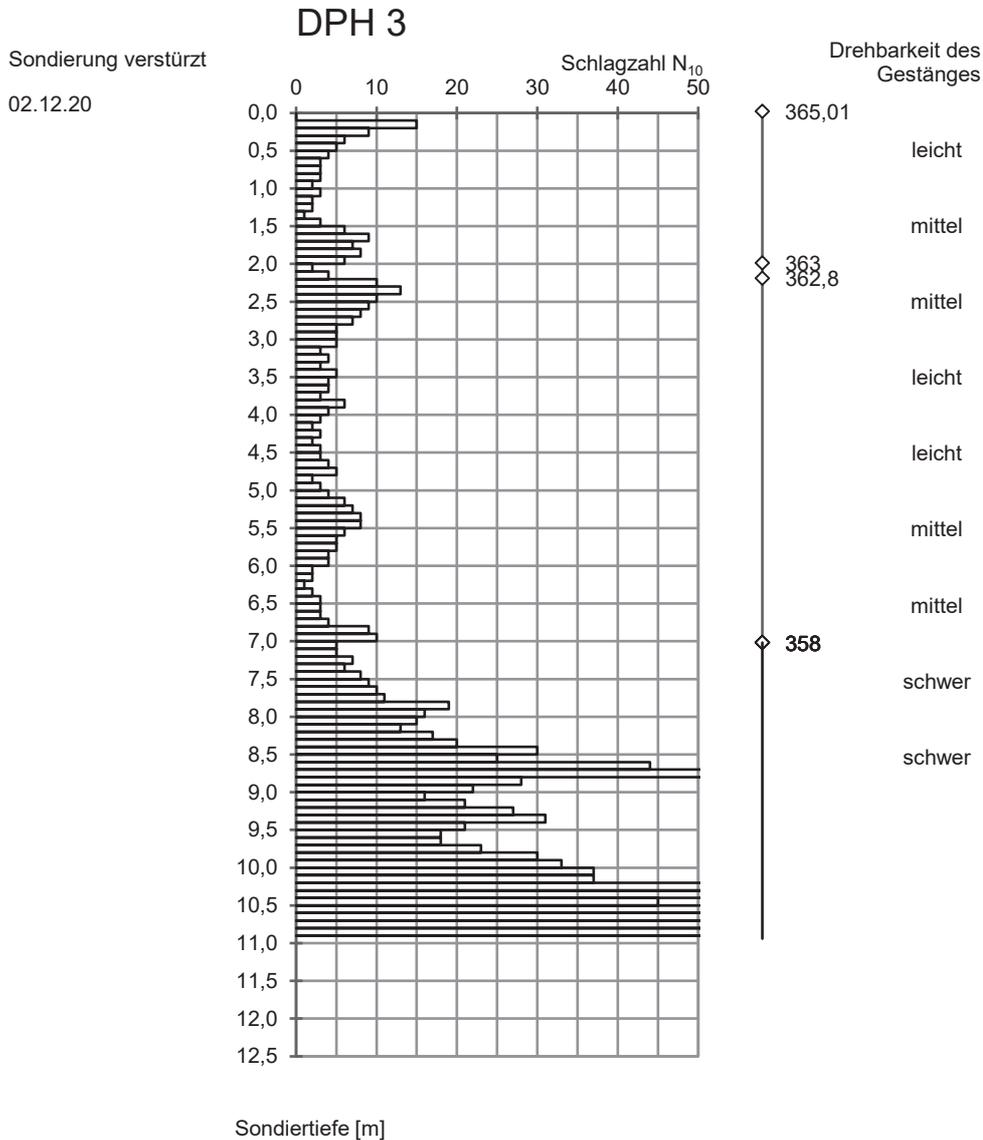


Schichtunterkante [mNN]	Mächtigkeit [m]	Schichtbezeichnung
363,2	2,1	Auffüllung
357,6	5,6	quartäre Kiese
< 354,3		Tertiär



TK25: 7234 Ingolstadt  
 R ≈ 44 58 896 H ≈ 54 02 573  
 Lage siehe Anlage 1.2  
 Ansatzhöhe: 365,01 mNN (= Gelände)

Sondierung  
 Geräteführer: Klingler/S&P  
 Datum: 02.12.20  
 Datei: 20144r3.ra2

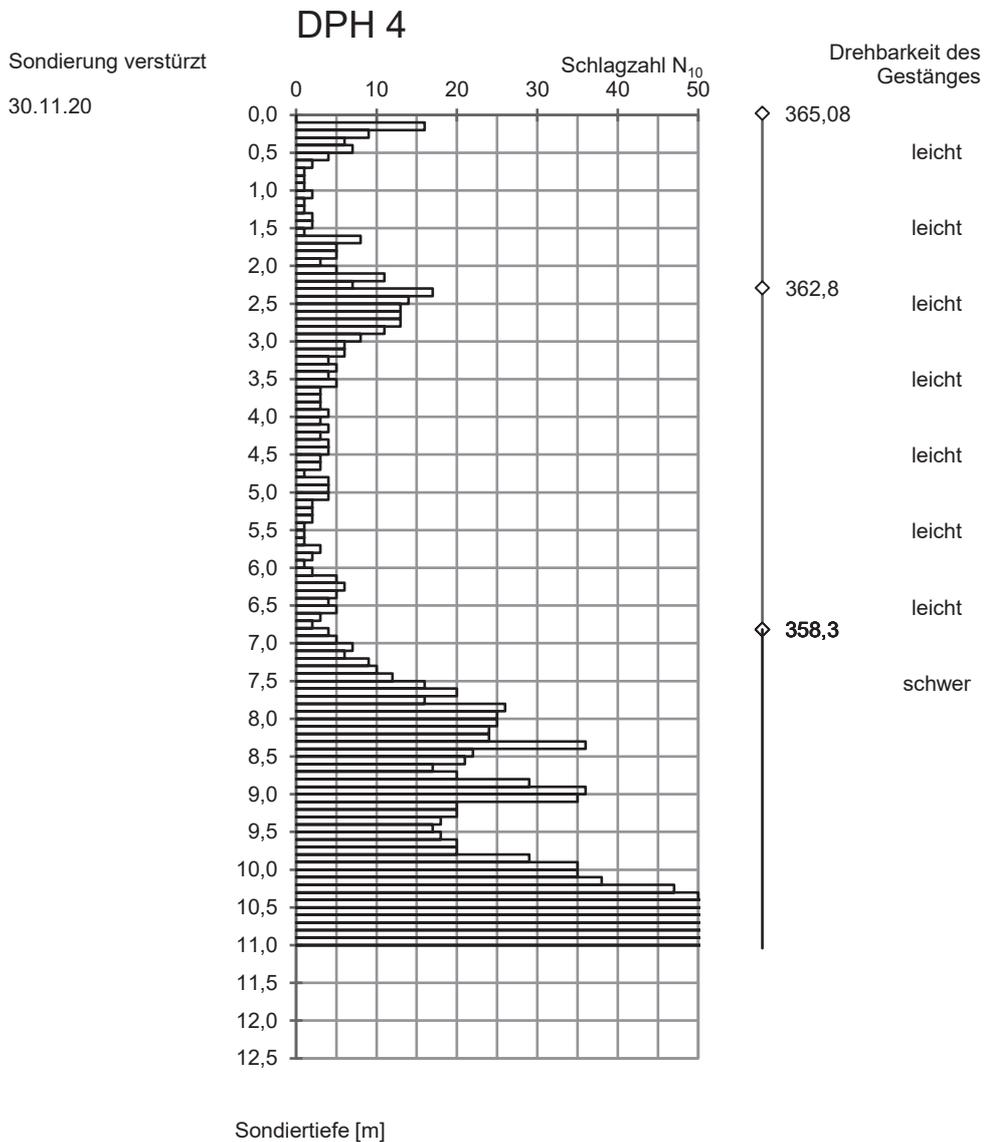


Schichtunterkante [mNN]	Mächtigkeit [m]	Schichtbezeichnung
363,0	2,0	Auffüllung
362,8	0,2	Auenablagerungen
358,0	4,8	quartäre Kiese
< 354,1		Tertiär



TK25: 7234 Ingolstadt  
 R ≈ 44 58 884 H ≈ 54 02 555  
 Lage siehe Anlage 1.2  
 Ansatzhöhe: 365,08 mNN (= Gelände)

Sondierung  
 Geräteführer: Klingler/S&P  
 Datum: 30.11.20  
 Datei: 20144r4.ra2

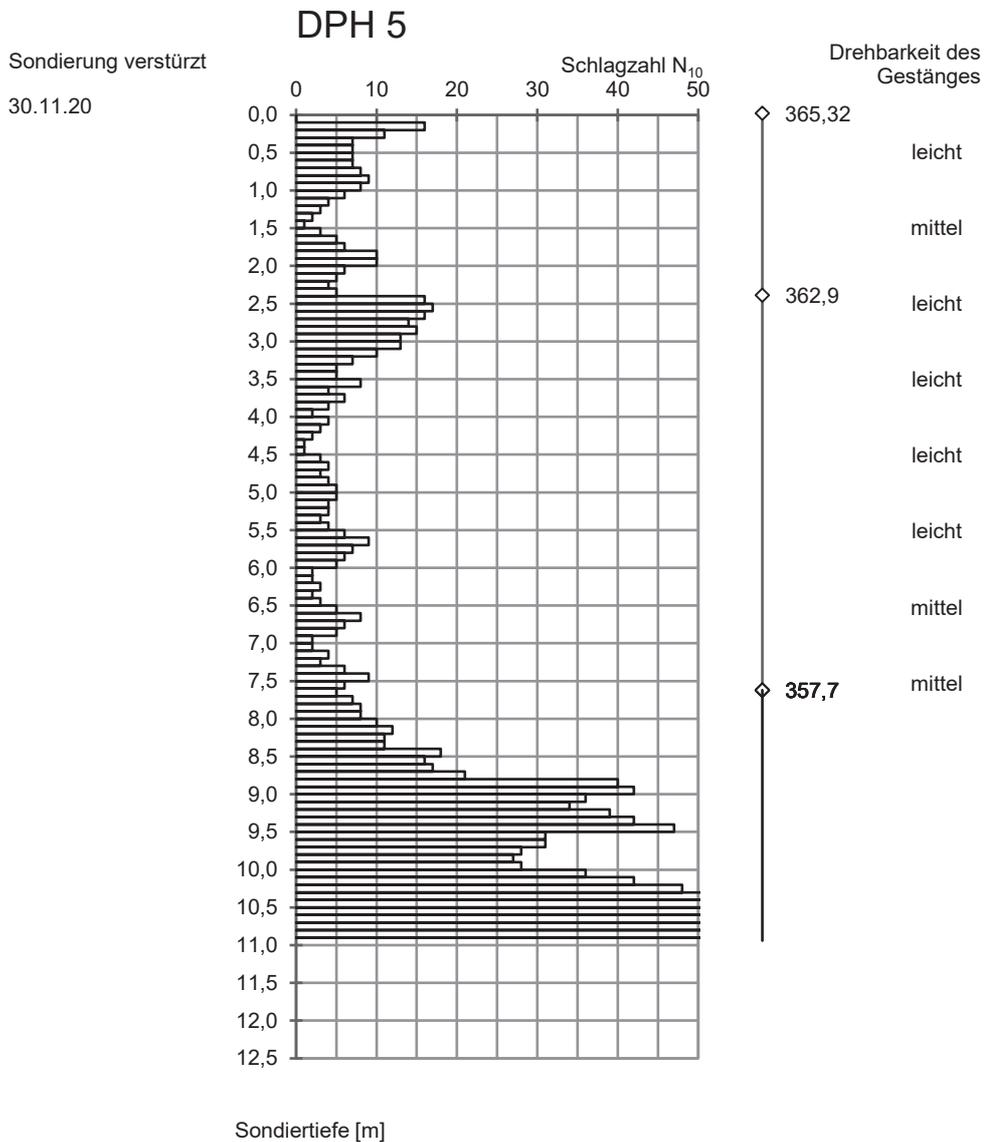


Schichtunterkante [mNN]	Mächtigkeit [m]	Schichtbezeichnung
362,8	2,3	Auffüllung
358,3	4,5	quartäre Kiese
< 354,1		Tertiär



TK25: 7234 Ingolstadt  
 R ≈ 44 58 869 H ≈ 54 02 558  
 Lage siehe Anlage 1.2  
 Ansatzhöhe: 365,32 mNN (= Gelände)

Sondierung  
 Geräteführer: Klingler/S&P  
 Datum: 30.11.20  
 Datei: 20144r5.ra2

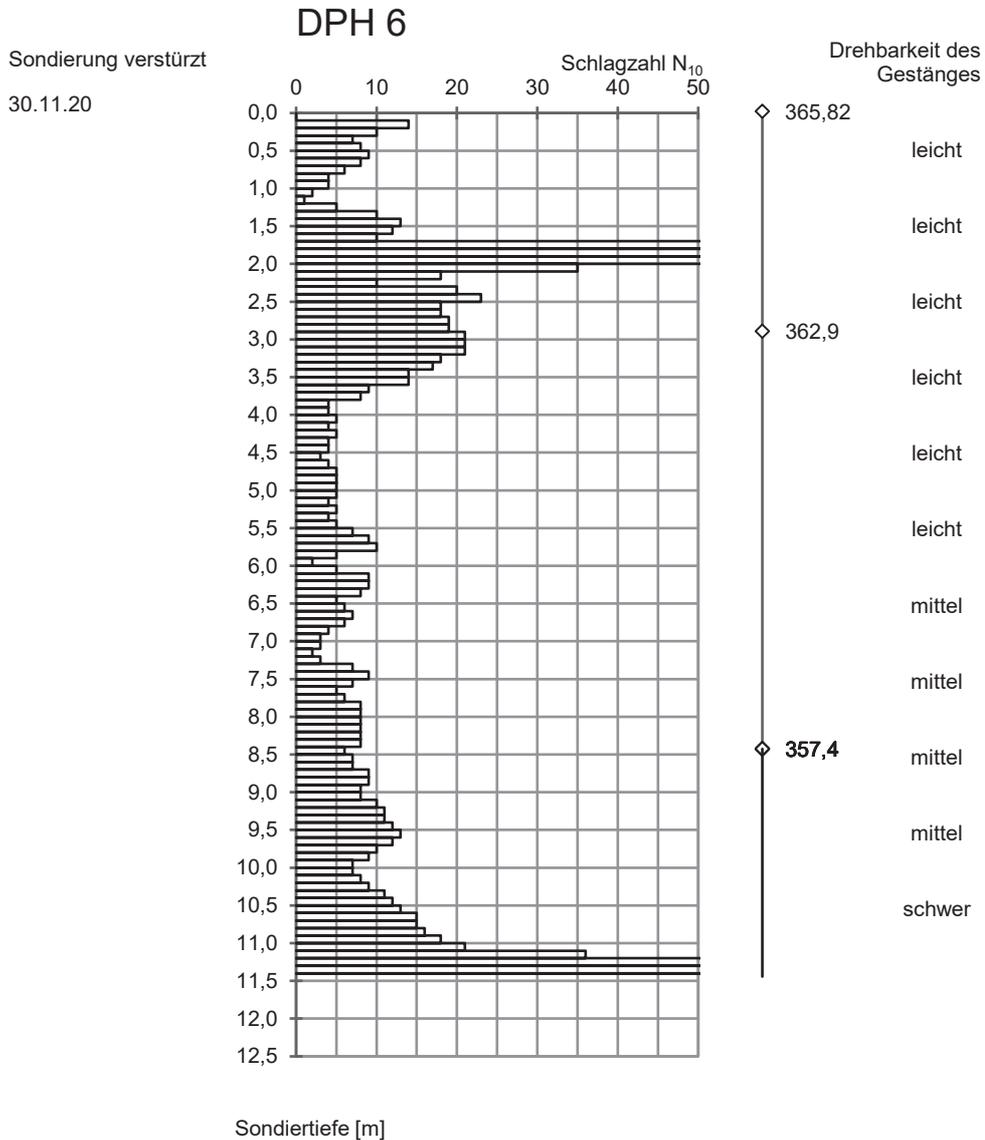


Schichtunterkante [mNN]	Mächtigkeit [m]	Schichtbezeichnung
362,9	2,4	Auffüllung
357,7	5,2	quartäre Kiese
< 354,4		Tertiär

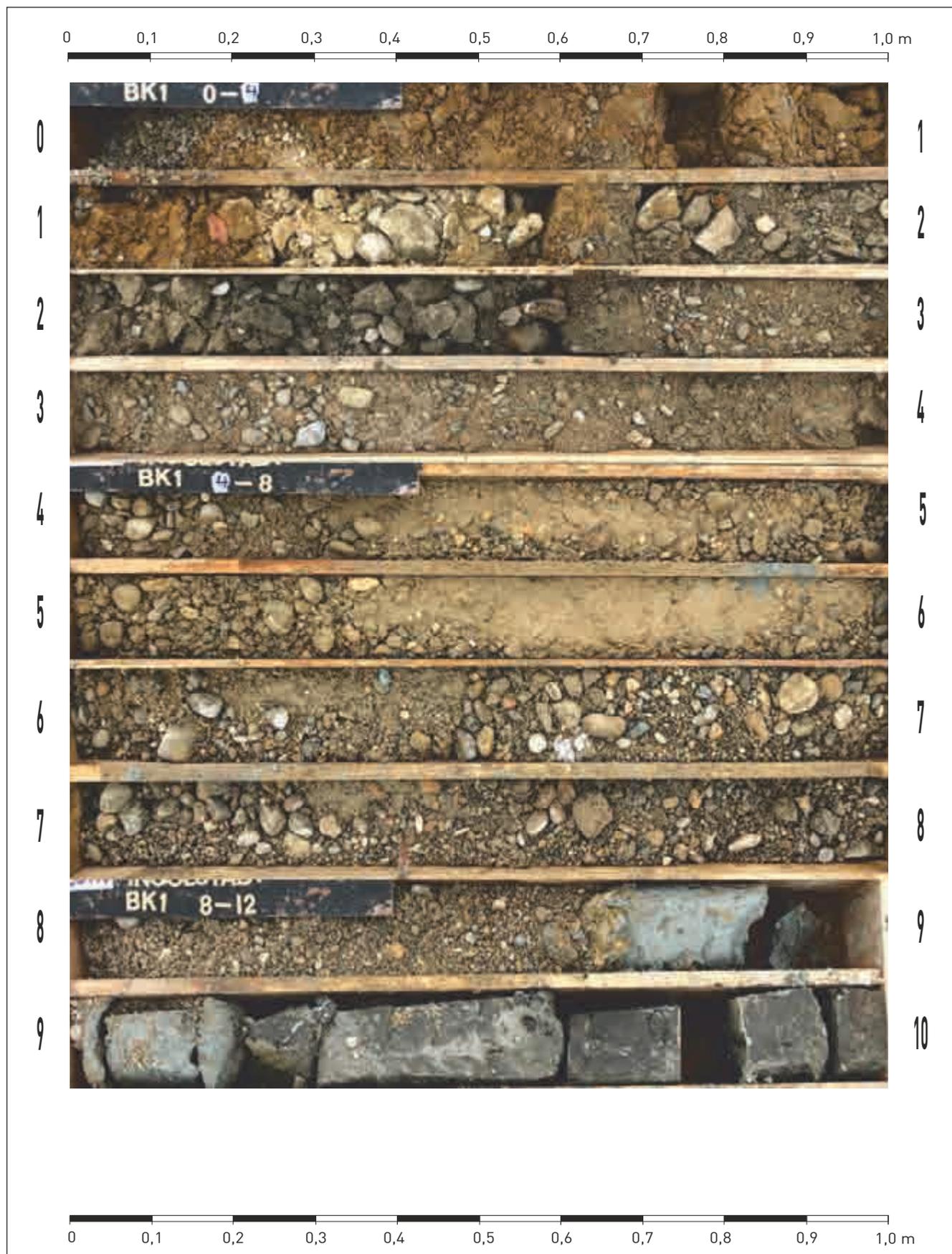


TK25: 7234 Ingolstadt  
 R ≈ 44 58 852    H ≈ 54 02 567  
 Lage siehe Anlage 1.2  
 Ansatzhöhe: 365,82 mNN (= Gelände)

Sondierung  
 Geräteführer: Klingler/S&P  
 Datum: 30.11.20  
 Datei: 20144r6.ra2

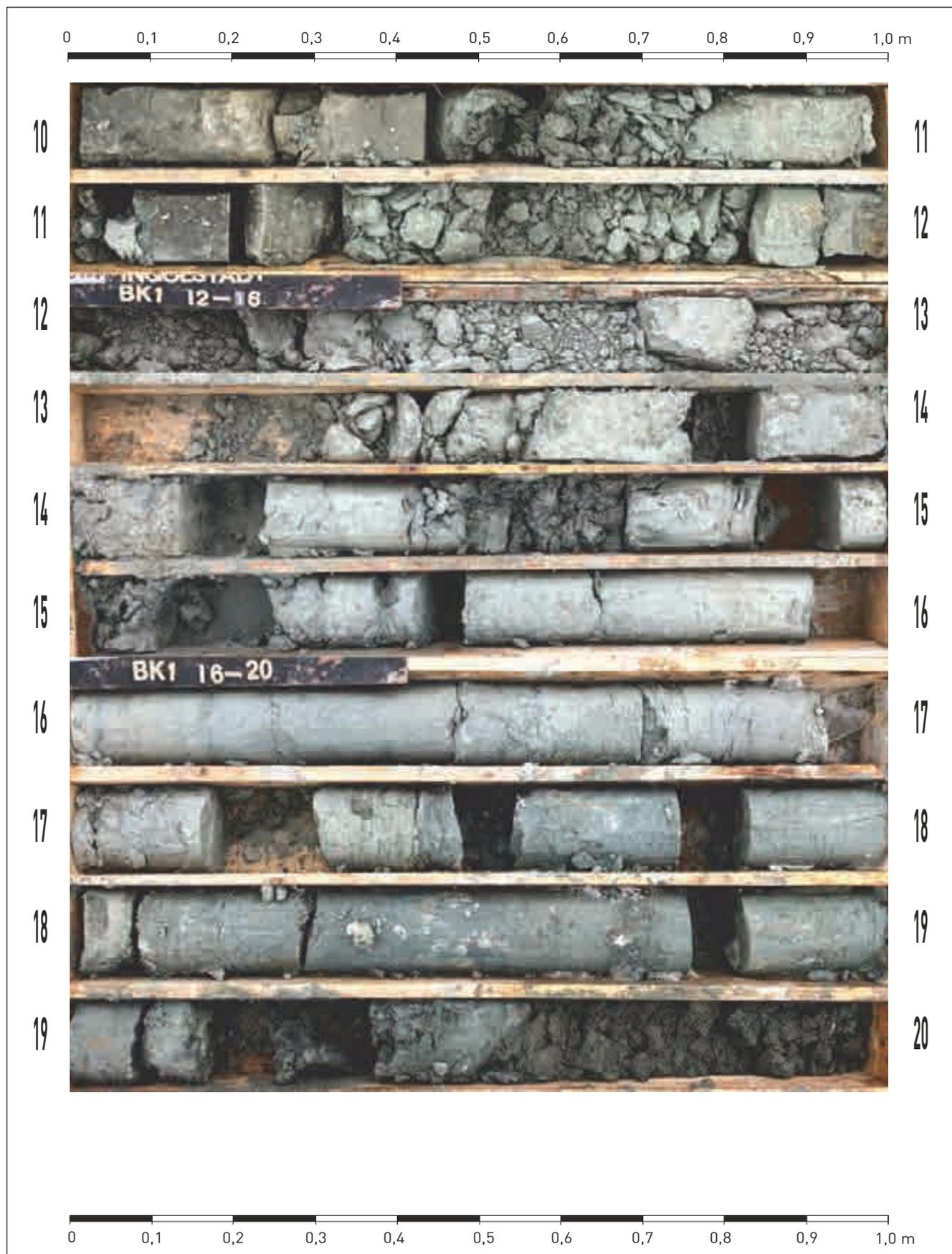


Schichtunterkante [mNN]	Mächtigkeit [m]	Schichtbezeichnung
362,9	2,9	Auffüllung
357,4	5,5	quartäre Kiese
< 354,4		Tertiär



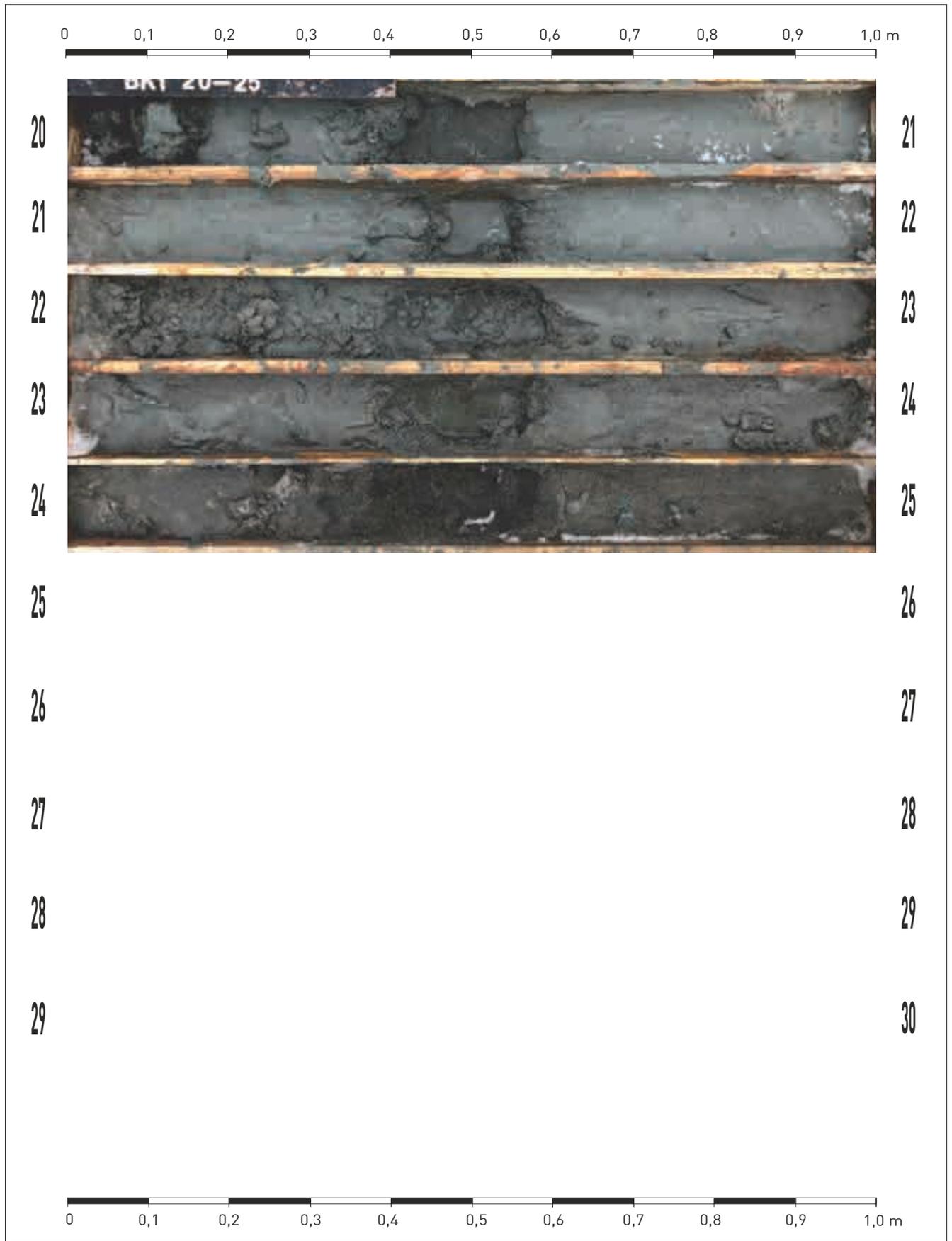
Bohrkernfotos der Kernbohrung  
BK 1 GwM (0 - 10 m)

gez. AJ  
gepr. PB



Bohrkernfotos der Kernbohrung  
BK 1 GwM (10 - 20 m)

gez. AJ  
gepr. PB



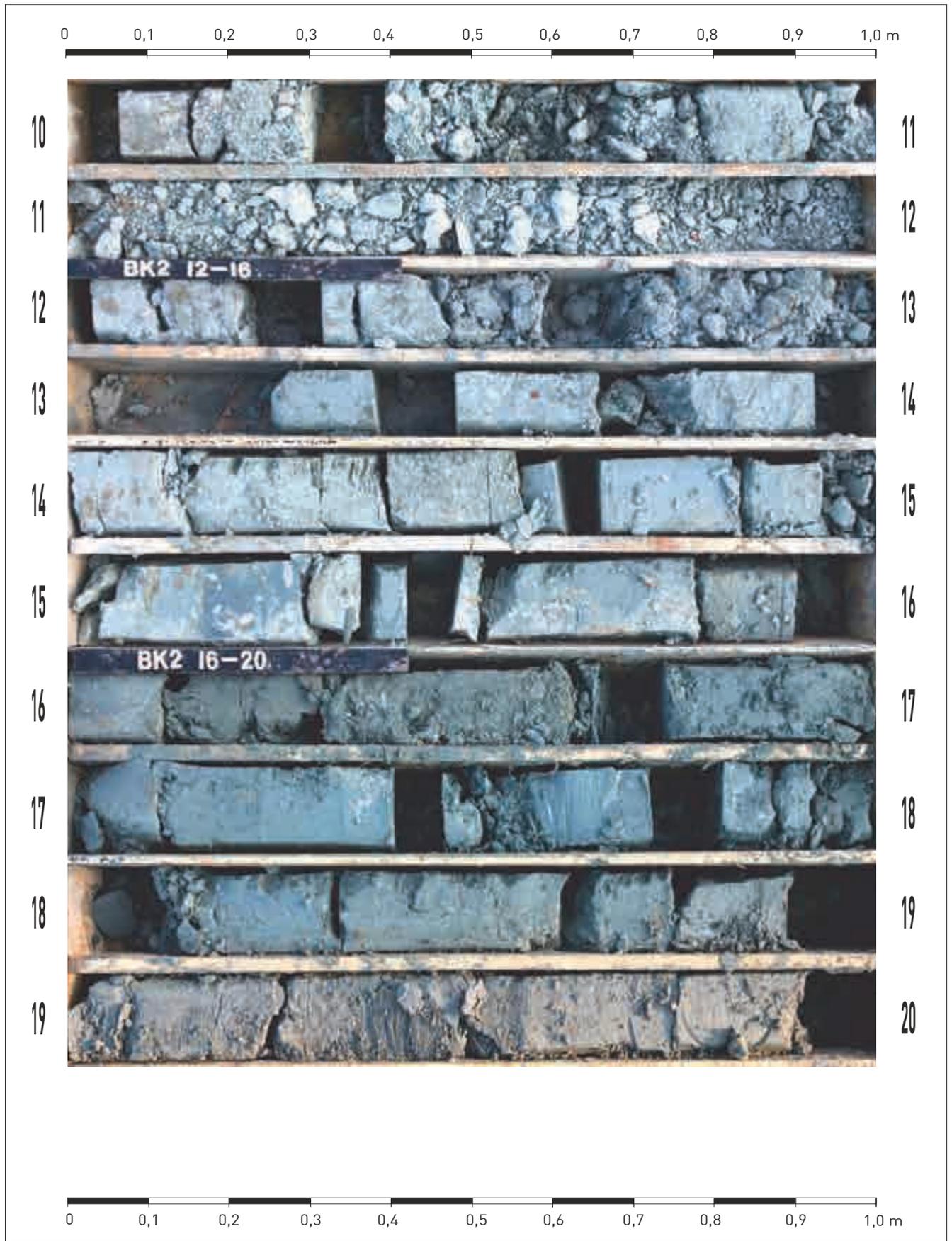
Bohrkernfotos der Kernbohrung  
BK 1 GwM (20 - 25 m)

gez. AJ  
gepr. PB



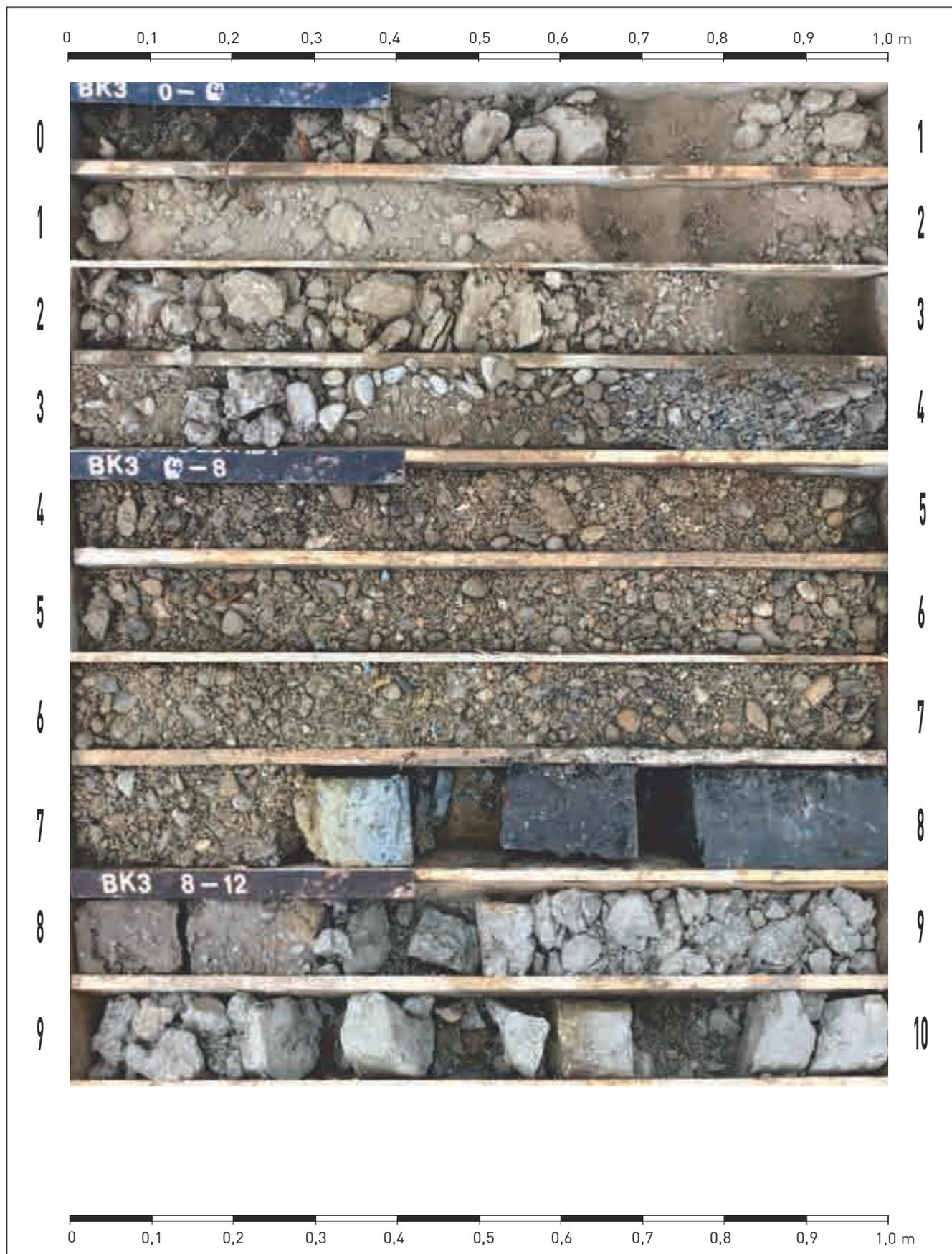
Bohrkernfotos der Kernbohrung  
BK 2 GwM (0 - 10 m)

gez. AJ  
gepr. PB



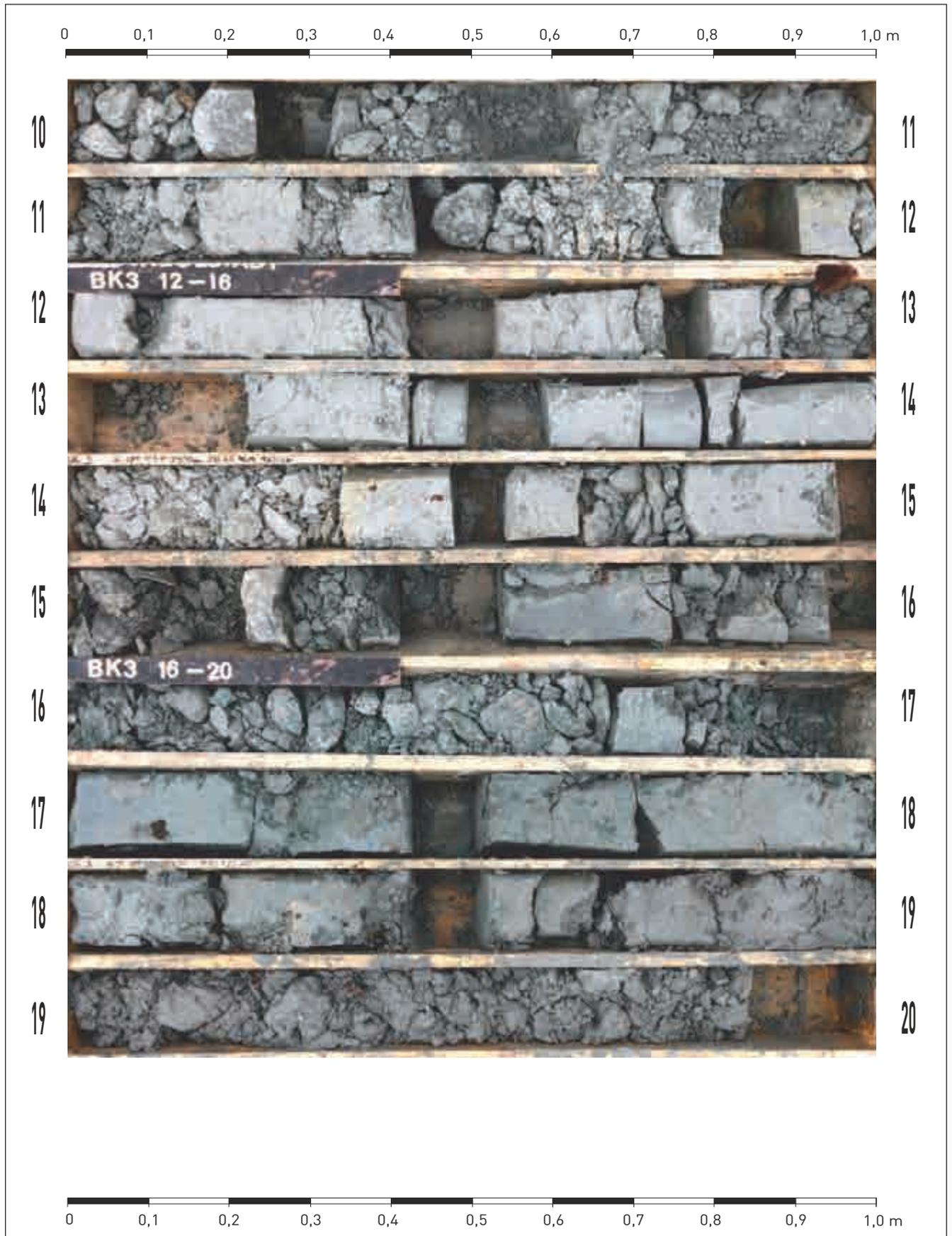
Bohrkernfotos der Kernbohrung  
BK 2 GwM (10 - 20 m)

gez. AJ  
gepr. PB



Bohrkernfotos der Kernbohrung  
BK 3 GwM (0 - 10 m)

gez. AJ  
gepr. PB



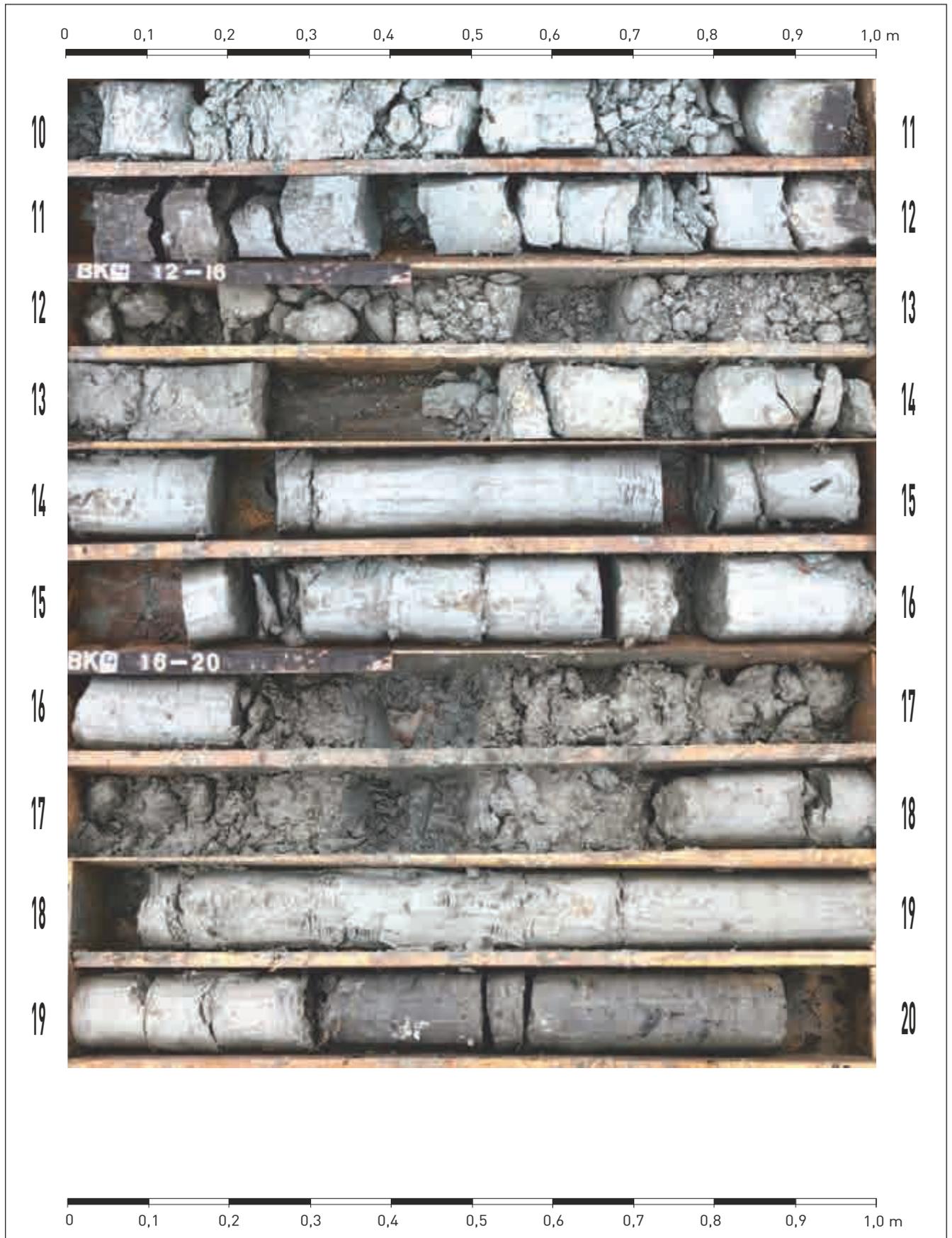
Bohrkernfotos der Kernbohrung  
BK 3 GwM (10 - 20 m)

gez. AJ  
gepr. PB



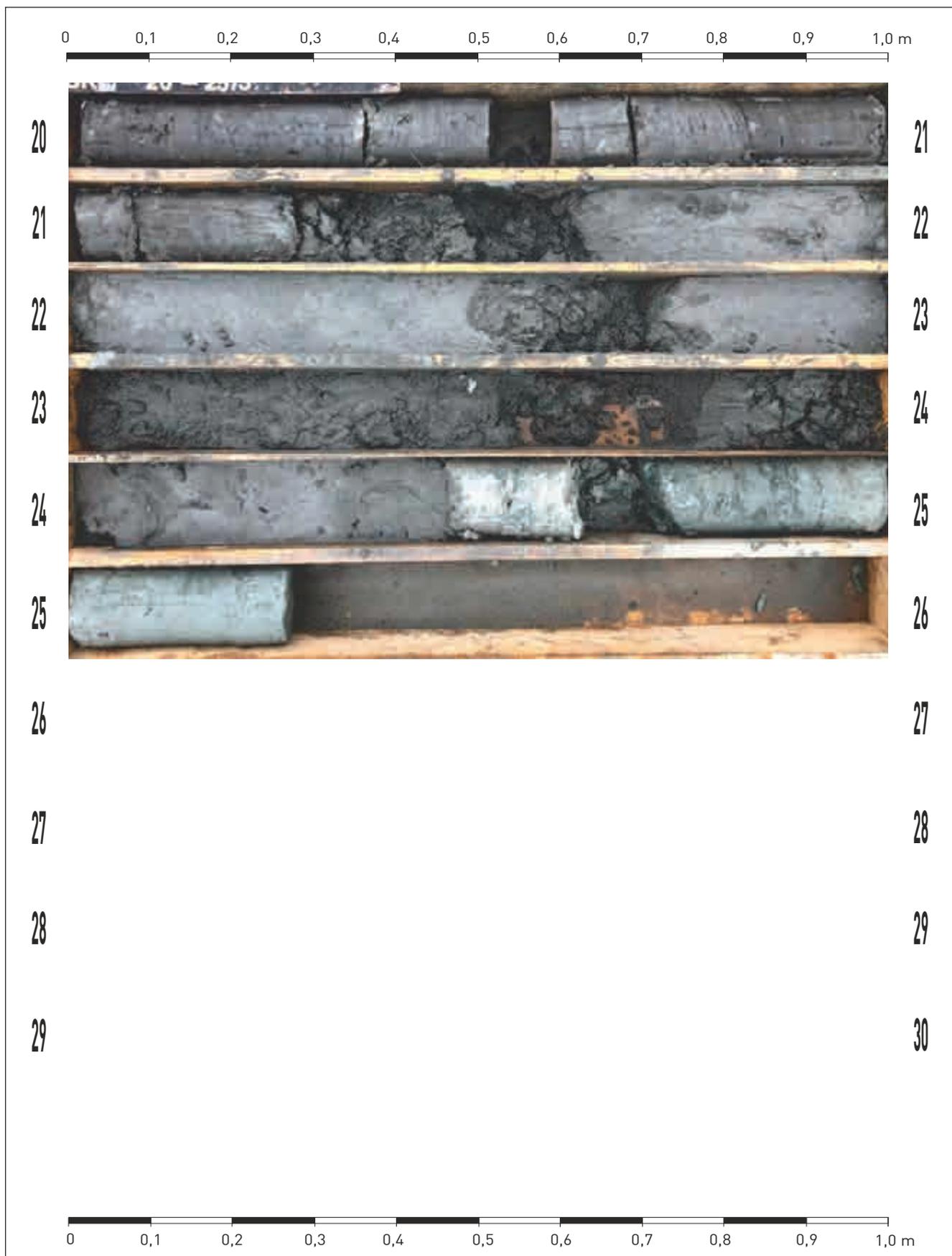
Bohrkernfotos der Kernbohrung  
BK 4 (0 - 10 m)

gez. AJ  
gepr. PB



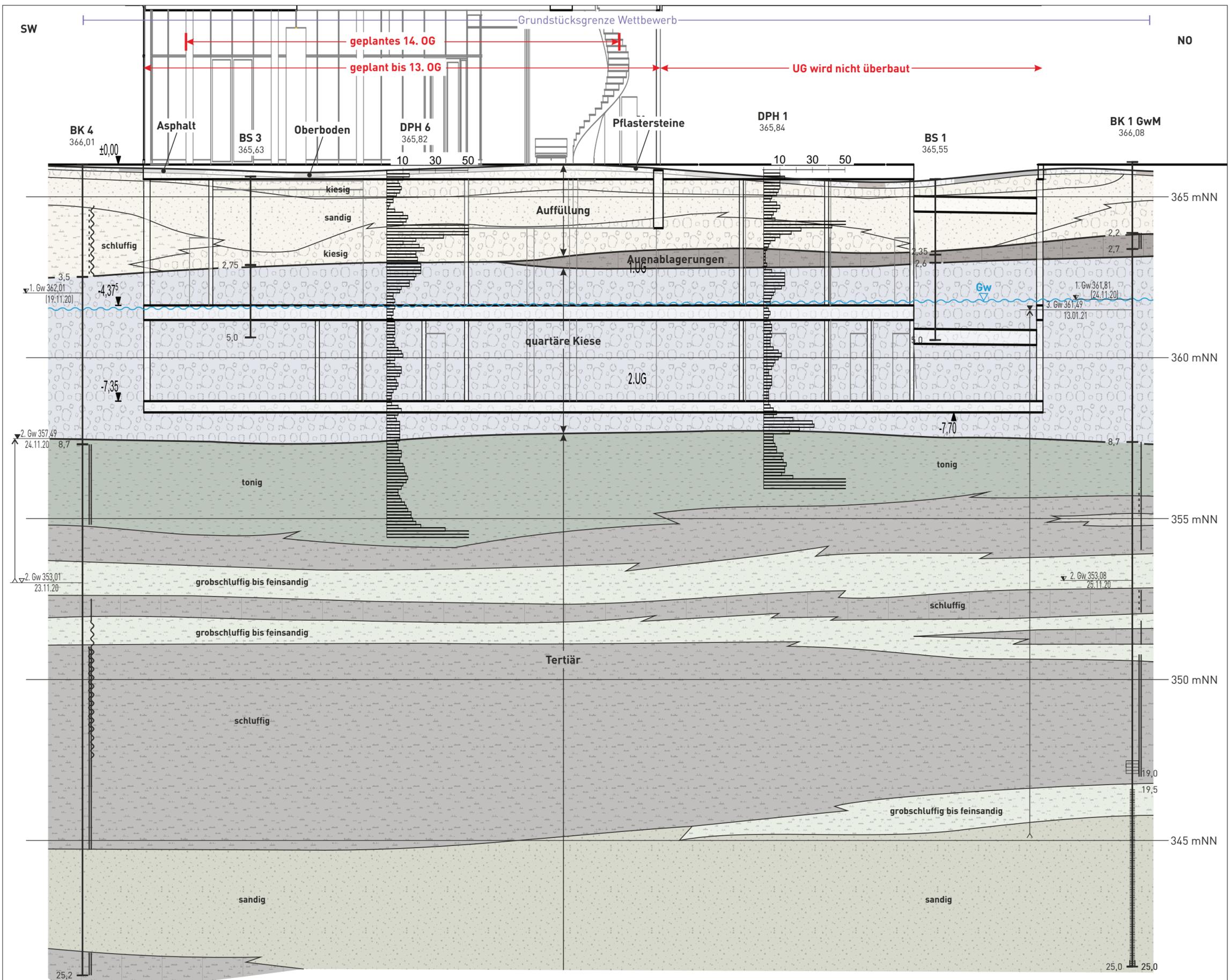
Bohrkernfotos der Kernbohrung  
BK 4 (10 - 20 m)

gez. AJ  
gepr. PB



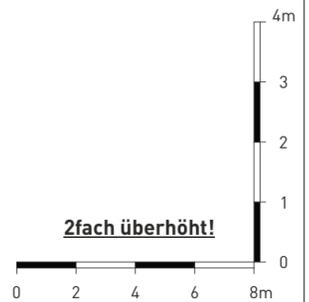
Bohrkernfotos der Kernbohrung  
BK 4 (20 - 25,3 m)

gez. AJ  
gepr. PB



20-144 Ingolstadt, Südliche Ringstraße 64: VR-Bank Bayern Mitte  
 Geotechnischer Bericht

Anlage 3.1.1  
 20144bz311 / 21.01.2021



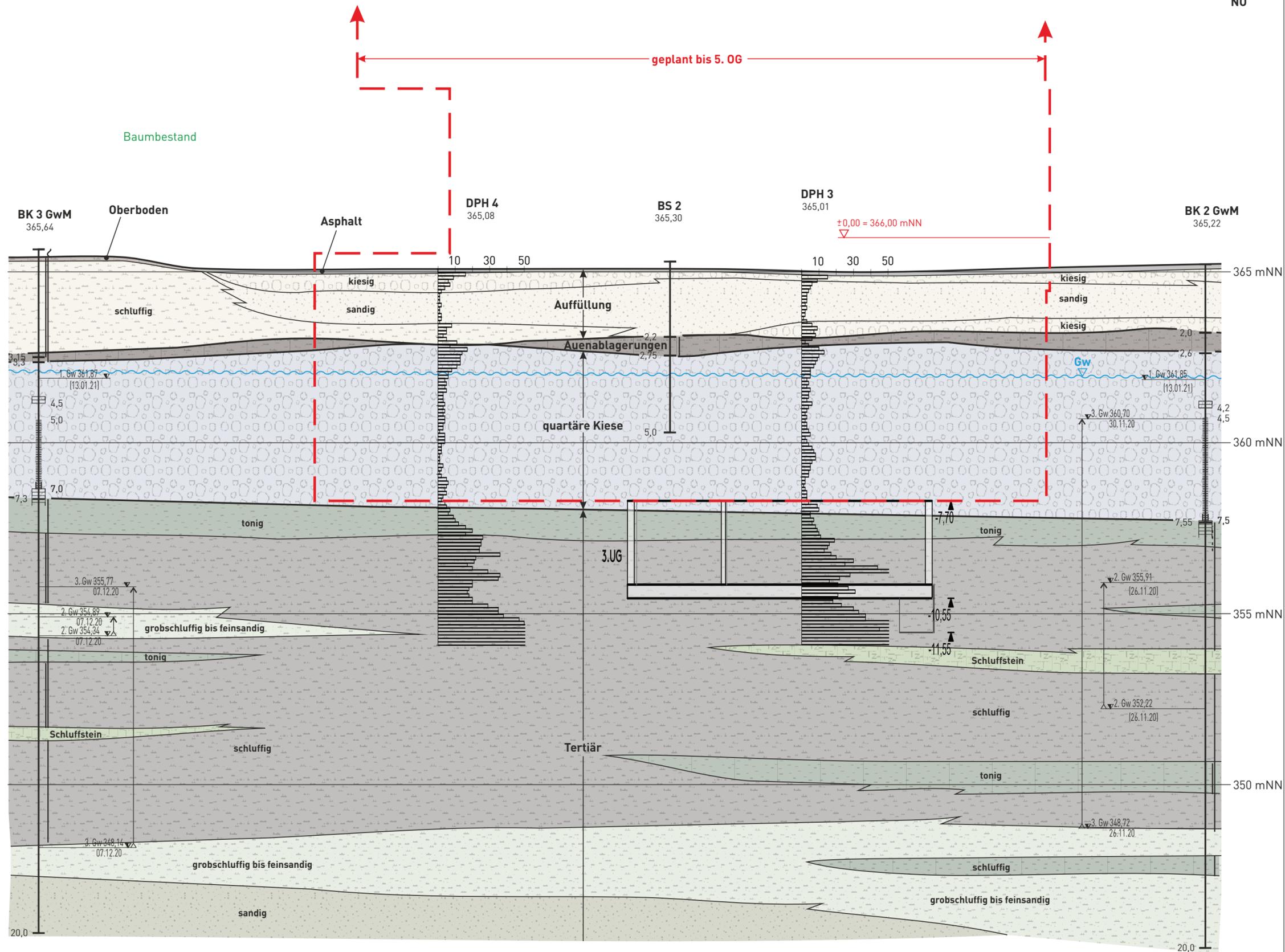
Geologischer SW-NO-Geländeschnitt 1  
 [Schnittführung siehe Anlage 1.2]

gez. AJ  
 gepr. PB  
 Maßstab  
 1:200/100

SW

Grundstücksgrenze Wettbewerb

NO



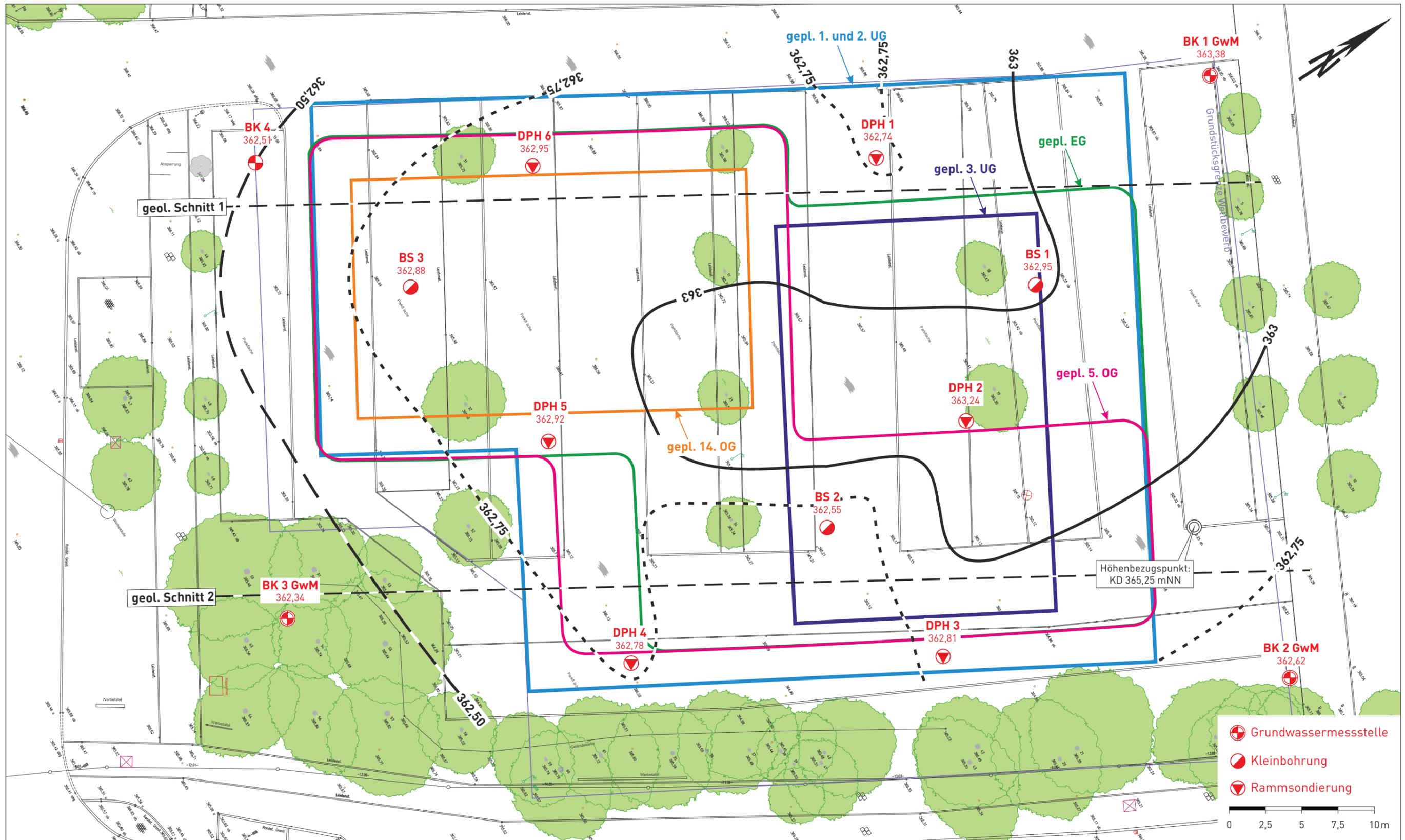
20-144 Ingolstadt, Südliche Ringstraße 64: VR-Bank Bayern Mitte  
Geotechnischer Bericht

Anlage 3.1.2  
20144bz312 / 21.01.2021



Geologischer SW-NO-Geländeschnitt 2  
[Schnittführung siehe Anlage 1.2]

gez. AJ  
gepr. PB  
Maßstab  
1:200/100



Höhenlage (mNN) der Oberfläche der quartären Kiese

gez. AJ  
 gepr. PB  
 Maßstab  
 1:250



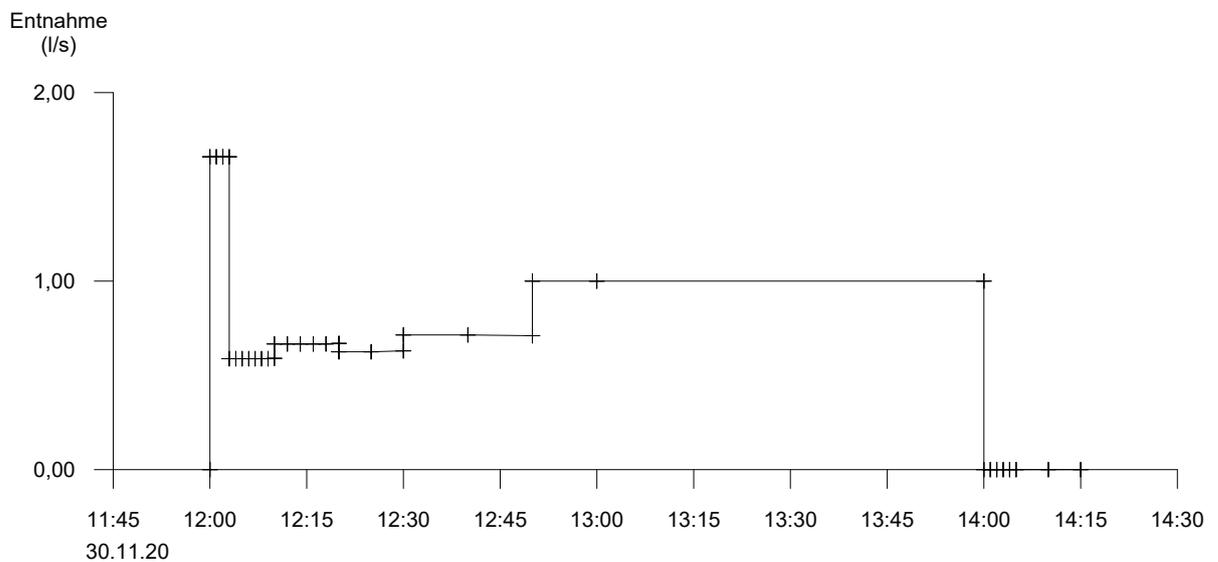
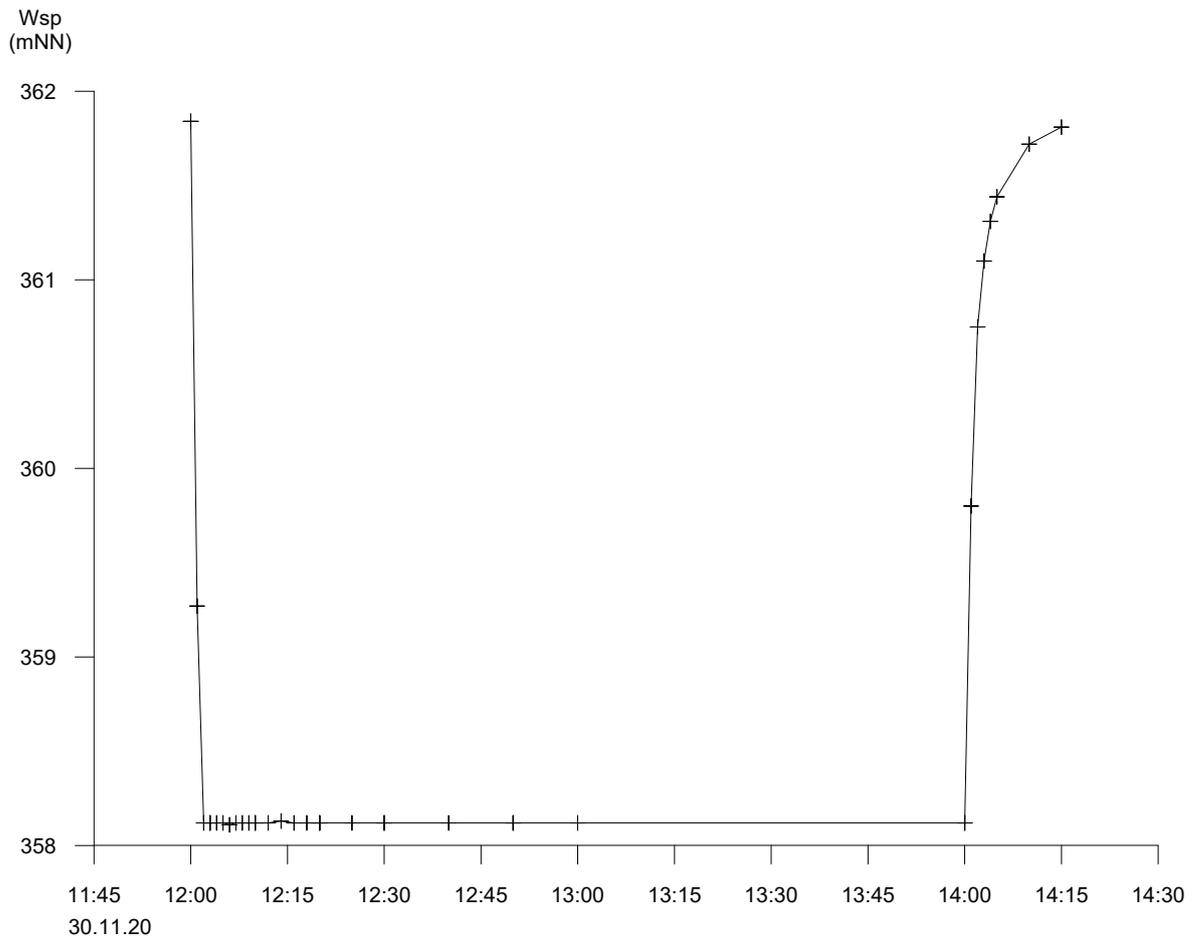
Höhenbezugspunkt:  
 KD 365,25 mNN

- Grundwassermessstelle
- Kleinbohrung
- Rammsondierung



Höhenlage (mNN) der Oberfläche des  
 Tertiärs

gez. AJ	Maßstab 1:250
gepr. PB	

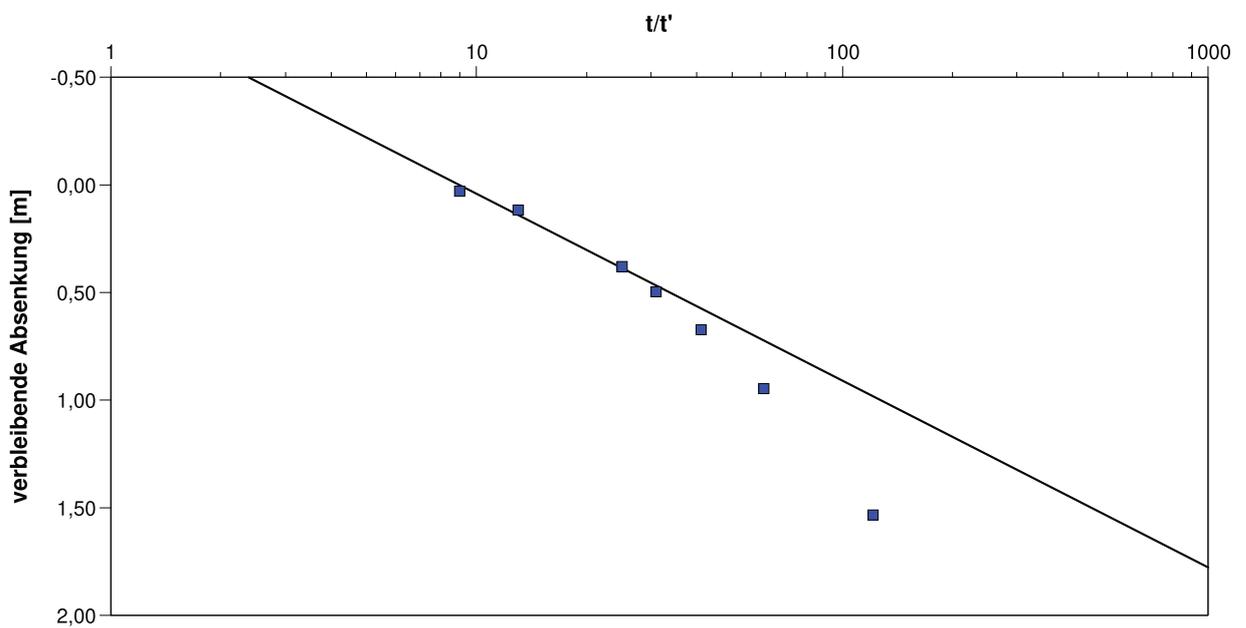


G:\s&p\AUFR20\20144\Pumpversuche\20144-BK2-PV3-WspmNN\_Q.grf

Klarspülen (3. Wiederholung) in der BK 2 im Quartär:  
Wasserspiegelgang und Entnahme am 30.11.20 von 12.00 Uhr bis 14.00 Uhr

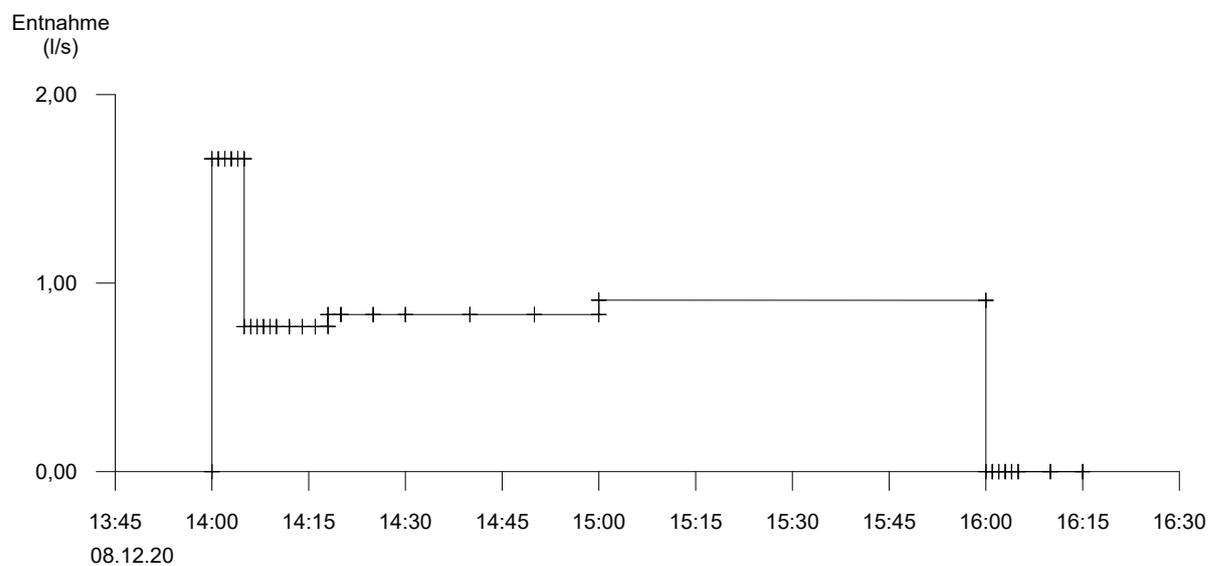
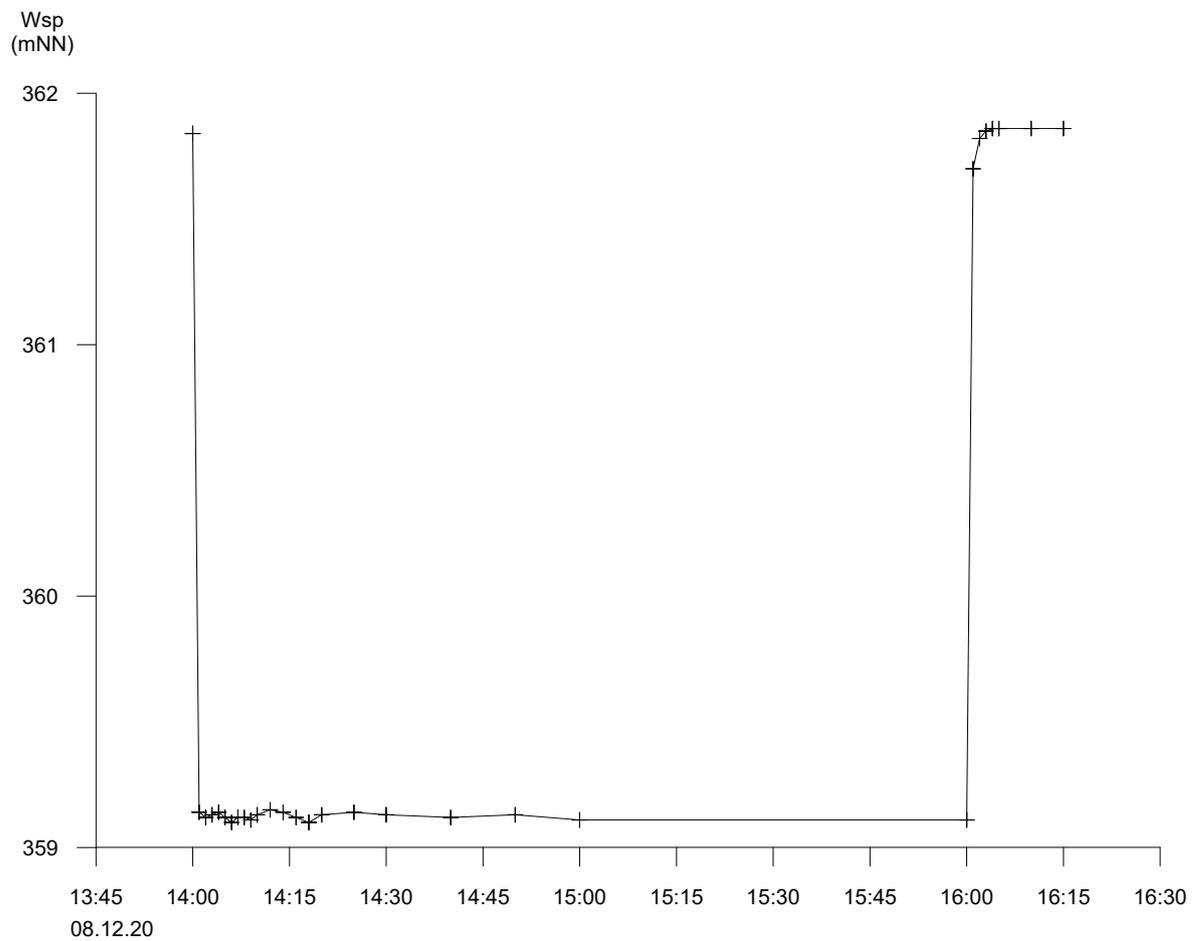
gez. ks  
gepr. Bü/LK

			<b>Pumpversuchsauswertung</b>	
			Projekt: VR-Bank Bayern Mitte	
			Projekt-Nr: 20-144	
			Auftraggeber:	
Ort: Ingolstadt, Südliche Ringstraße 64		Pumpversuch: Klarspülen (3. Wdh.)		Pumpbrunnen: BK 2 GwM (Quartär)
Durchgeführt von: drilllexpert				Versuchsdatum: 08.12.2020
Bearbeiter: LK		Theis Wiederanstieg		Datum: 13.01.2021
Aquifermächtigkeit: 4,10 m		Förderrate: variabel, Ø 1 [l/s]		



Berechnungsergebnisse nach THEIS & JACOB				
Beobachtungsbrunnen	Transmissivität [m <sup>2</sup> /s]	Hydraul. Durchlässigkeit [m/s]	Abstand zum Pumpbr. [m]	
BK 2 GwM (Quartär)	2,11 × 10 <sup>-4</sup>	5,14 × 10 <sup>-5</sup>	0,06	

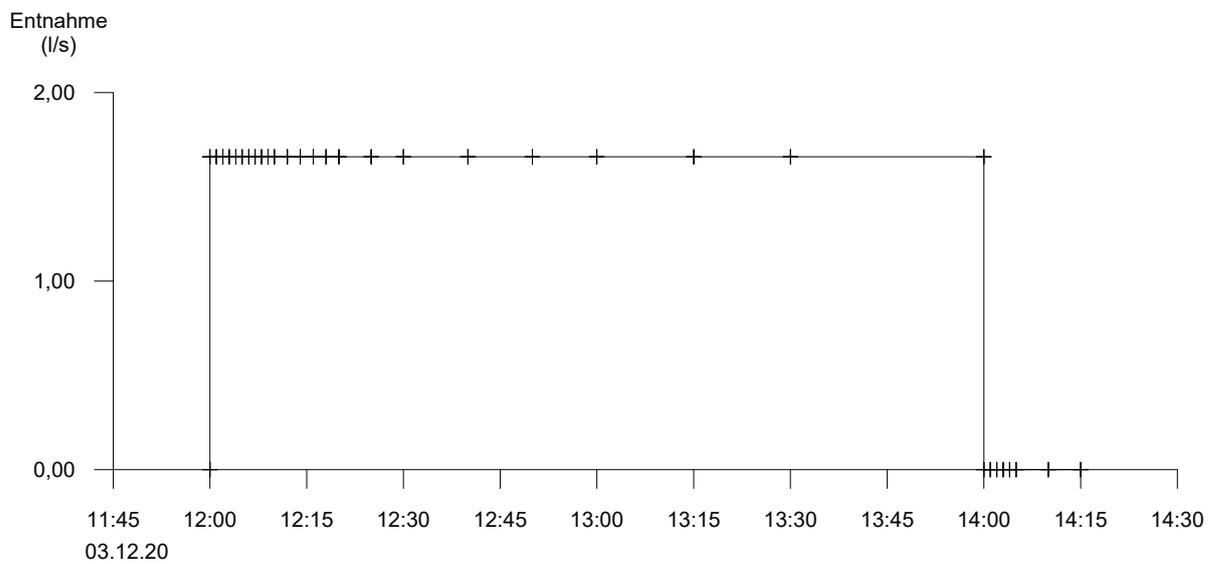
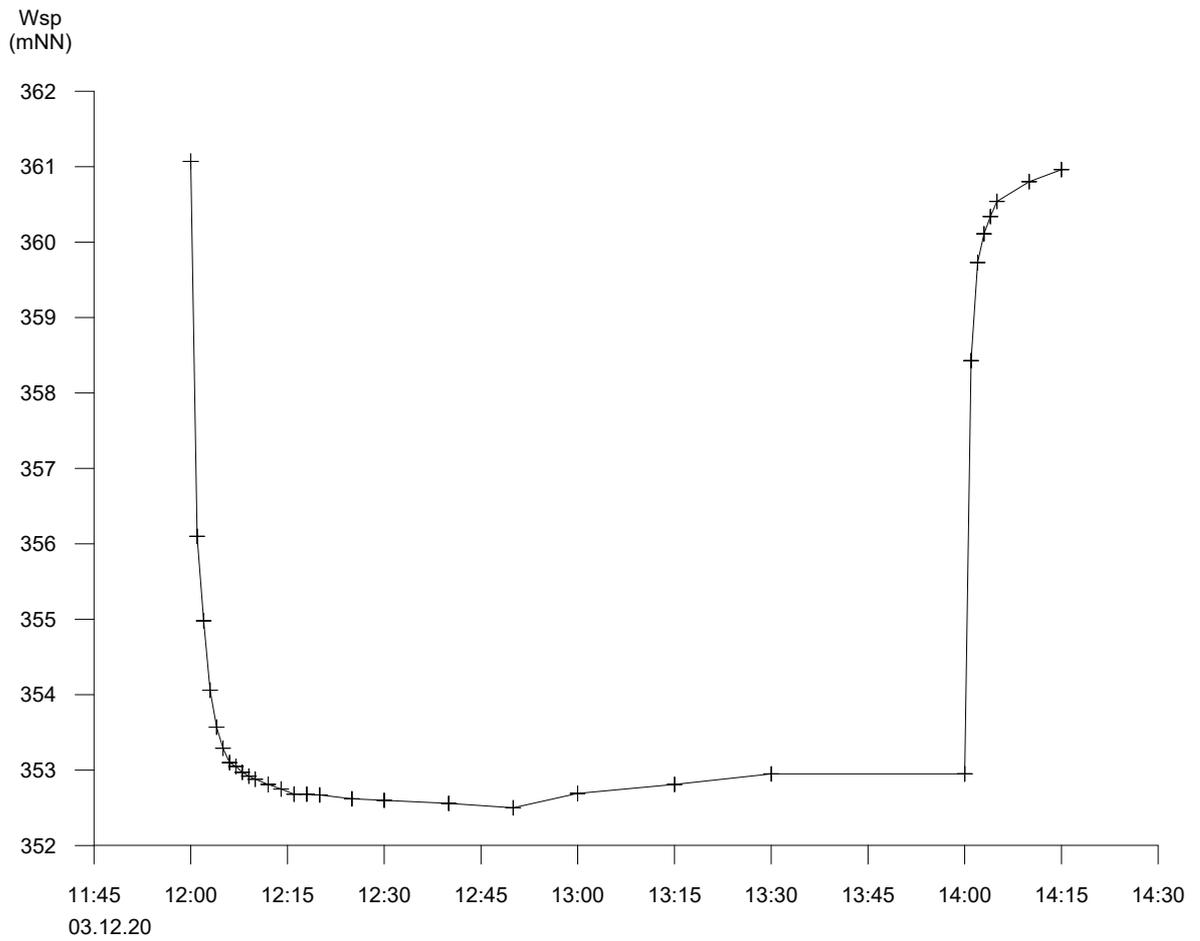
BK 2 GwM (Quartär) Auswertung des Wiederanstiegs nach Theis	gez. AJ gepr. LK
--	---------------------



G:\s&p\AUFR20\20144\Pumpversuche\20144-BK3-PV3-WspmNN\_Q.grf

Klarspülen (3. Wiederholung) in der BK 3 im Quartär:  
Wasserspiegelgang und Entnahme am 08.12.20 von 14.00 Uhr bis 16.00 Uhr

gez. ks  
gepr. Bü/LK



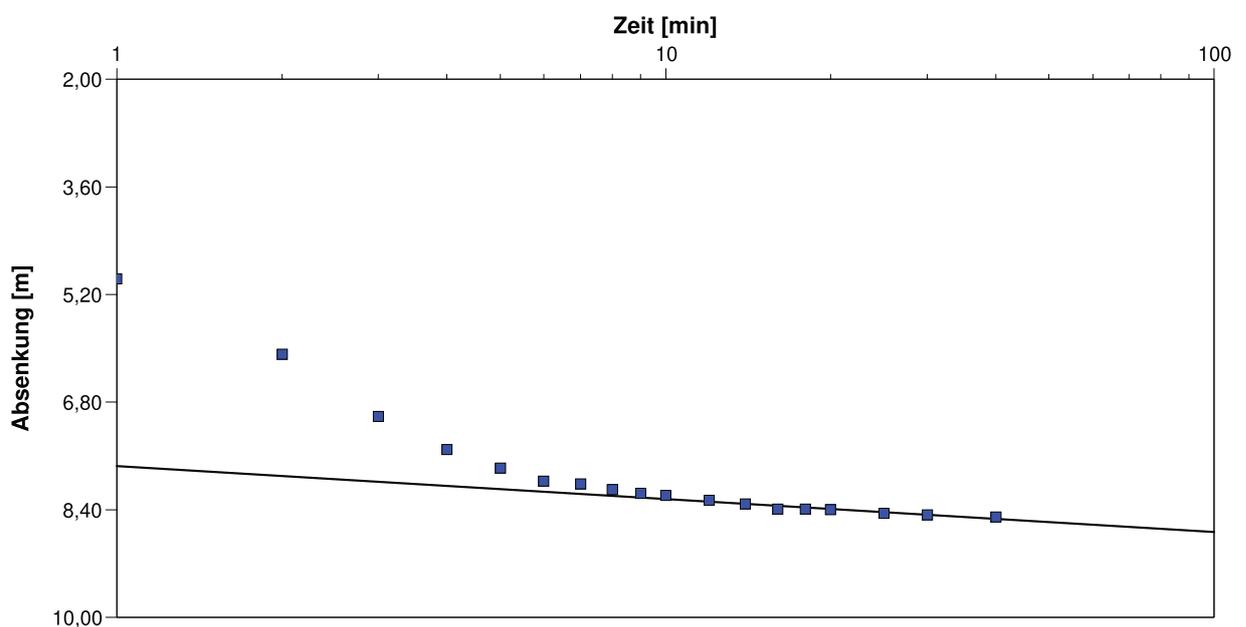
G:\s&p\AUFR20\20144\Pumpversuche\20144-BK1-PV3-WspmNN\_Q.grf

Klarspülen (3. Wiederholung) in der BK 1 im Tertiär:  
Wasserspiegelgang und Entnahme am 03.12.20 von 12.00 Uhr bis 14.00 Uhr

gez. ks  
gepr. Bü/LK

		<b>Pumpversuchsauswertung</b>	
		Projekt: VR-Bank Bayern Mitte	
		Projekt-Nr: 20-144	
		Auftraggeber:	

Ort: Ingolstadt, Südliche Ringstraße 64	Pumpversuch: Klarspülen (3. Wdh.)	Pumpbrunnen: BK 1 GwM (Tertiär)
Durchgeführt von: drillexpert		Versuchsdatum: 03.12.2020
Bearbeiter: LK	Cooper & Jacob I	Datum: 13.01.2021
Aquifermächtigkeit: 5,90 m	Förderrate: variabel, Ø 1,66 [l/s]	



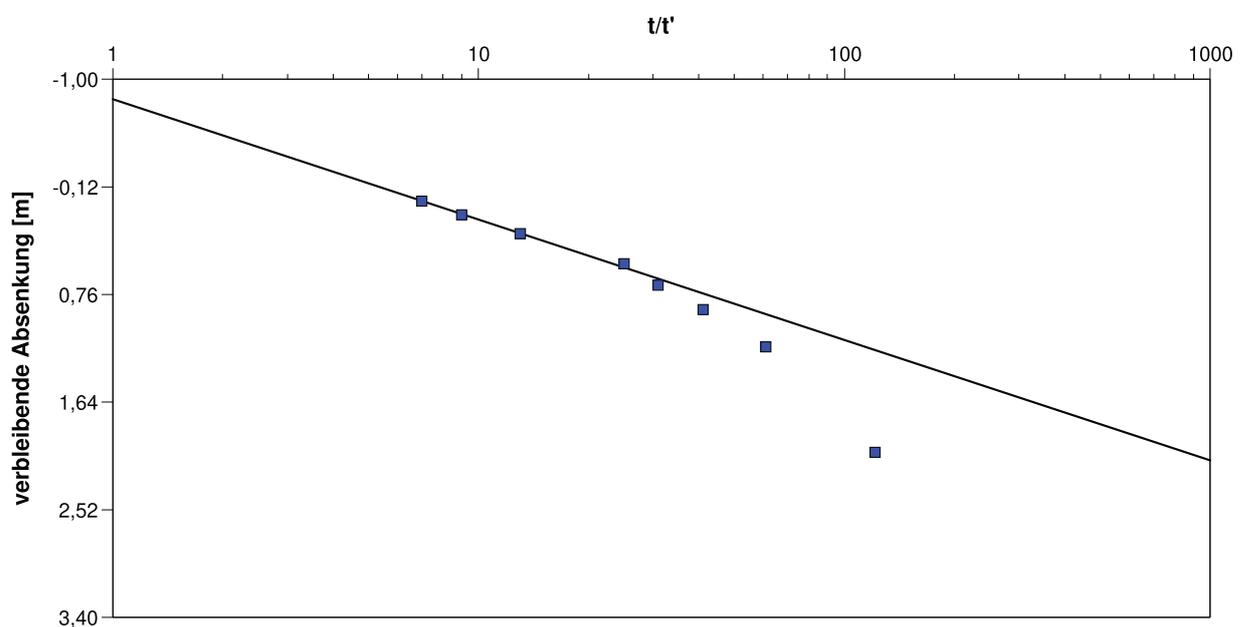
Berechnungsergebnisse nach COOPER & JACOB					
Beobachtungsbrunnen	Transmissivität	Hydraul. Durchlässigkeit	Speicherkoeffizient	Abstand zum Pumpbr.	
	[m <sup>2</sup> /s]	[m/s]		[m]	
BK 1 GwM (Tertiär)	$6,21 \times 10^{-4}$	$1,05 \times 10^{-4}$	$3,13 \times 10^{-15}$	0,06	

BK 1 GwM (Tertiär)  
Auswertung der Absenkung nach Cooper & Jacob I

gez. AJ  
gepr. LK

		<b>Pumpversuchsauswertung</b>	
		Projekt: VR-Bank Bayern Mitte	
		Projekt-Nr: 20-144	
		Auftraggeber:	

Ort: Ingolstadt, Südliche Ringstraße 64	Pumpversuch: Klarspülen (3. Wdh.)	Pumpbrunnen: BK 1 GwM (Tertiär)
Durchgeführt von: drilllexpert		Versuchsdatum: 03.12.2020
Bearbeiter: LK	Theis Wiederanstieg	Datum: 13.01.2021
Aquifermächtigkeit: 5,90 m	Förderrate: variabel, Ø 1,66 [l/s]	

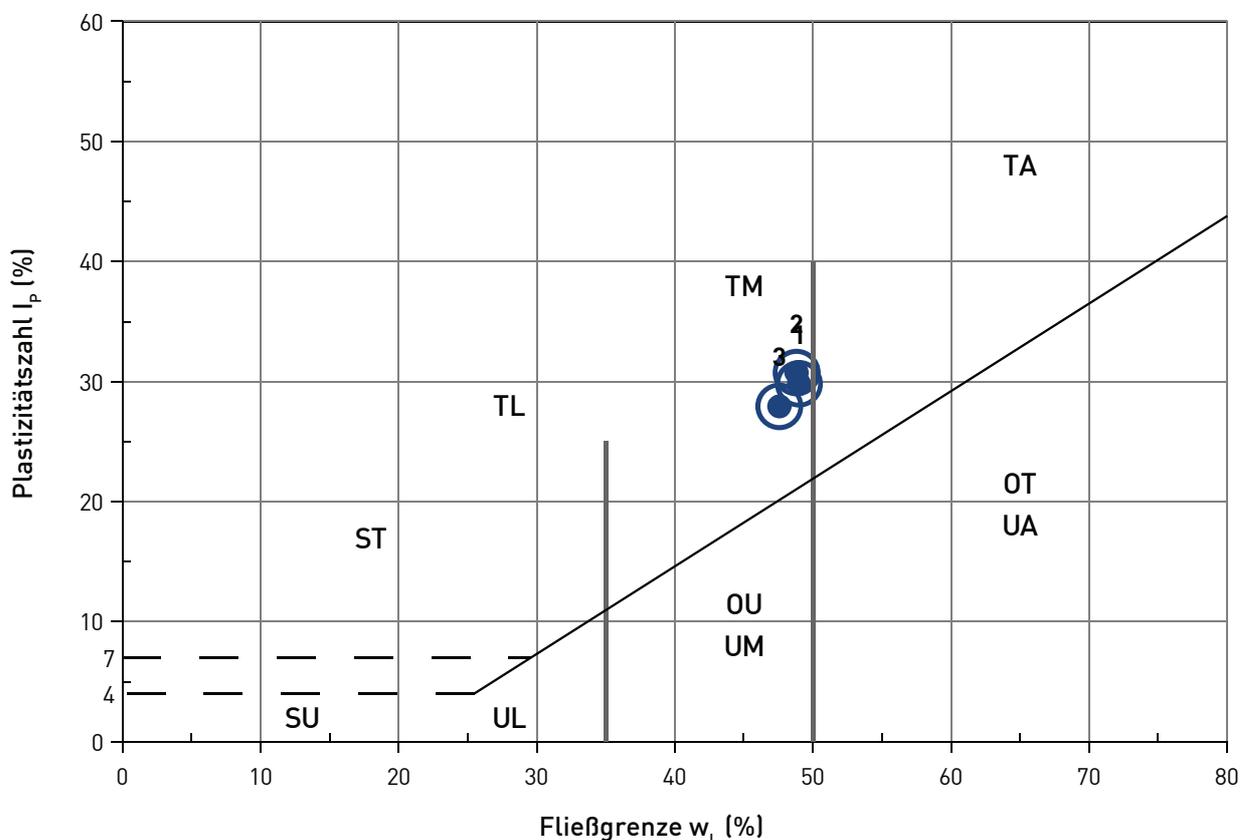


Berechnungsergebnisse nach THEIS & JACOB				
Beobachtungsbrunnen	Transmissivität [m <sup>2</sup> /s]	Hydraul. Durchlässigkeit [m/s]	Abstand zum Pumpbr. [m]	
BK 1 GwM (Tertiär)	3,09 × 10 <sup>-4</sup>	5,24 × 10 <sup>-5</sup>	0,06	

BK 1 GwM (Tertiär) Auswertung des Wiederanstiegs nach Theis	gez. AJ gepr. LK
--	---------------------



**Zustandsgrenzen nach DIN EN ISO 17892-12**



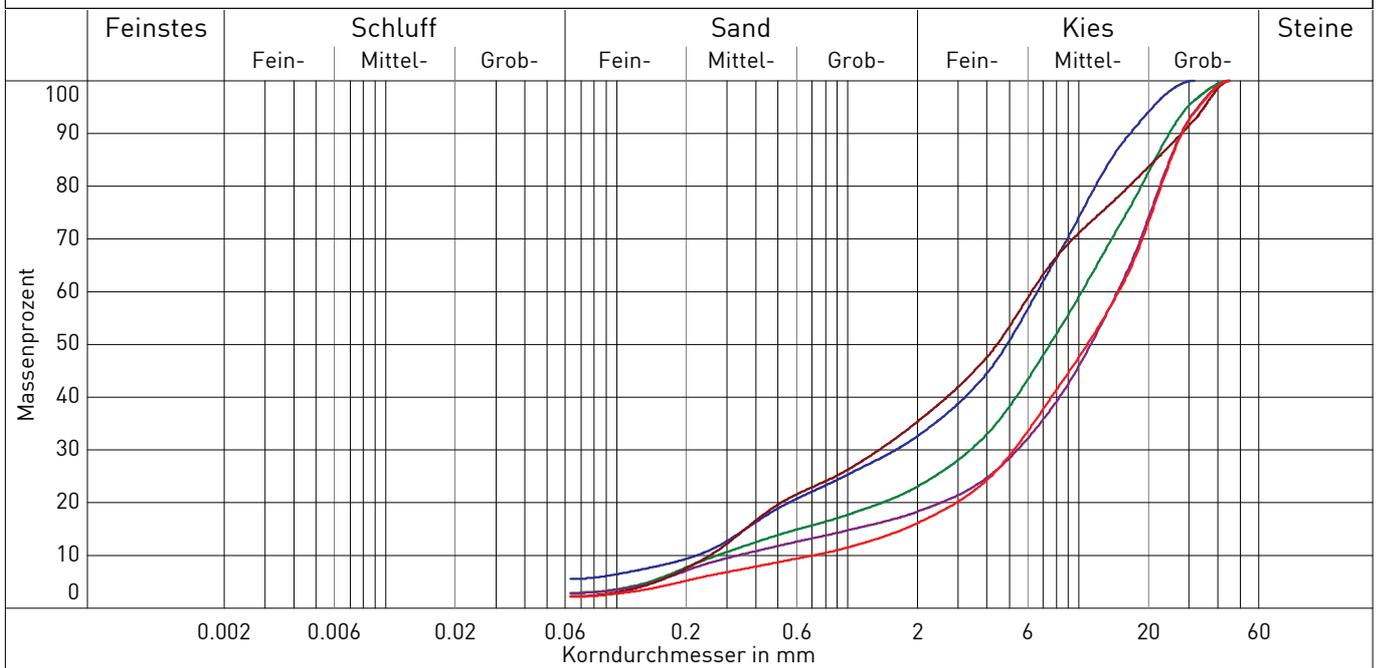
Probe Nr.		1	2	3
Aufschluss		BK 1	BK 2	BK 3
Entnahmetiefe	(m u. Gel.)	13,08 bis 13,15	13,0 bis 13,3	13,0 bis 13,3
Bodenart		gU, t, fs	U, t, fs'	gU, t
Geologie		Tertiär	Tertiär	Tertiär
Natürl. Wassergehalt	$w_n$ [%]	22,2	21,9	25,7
Überkorn	$\ddot{u}$ [%]	0,0	0,0	0,0
Wassergehalt Matrix	$w_{<0,4}$ [%]	22,2	21,9	25,7
Fließgrenze	$w_L$ [%]	49,0	48,8	47,6
Ausrollgrenze	$w_P$ [%]	19,2	18,1	19,6
Plastizitätszahl	$I_p$ [%]	29,8	30,7	27,9
Konsistenzzahl	$I_c$ [-]	0,90	0,88	0,78
Konsistenz		steif	steif	steif

Bodenklassifikation nach DIN 18196:

SU Sand-Schluff-Gemisch	TL Ton, leichtplastisch	OU Schluffe mit organischen Beimengungen oder organogene Schluffe
ST Sand-Ton-Gemisch	TM Ton, mittelplastisch	OT Tone mit organischen Beimengungen oder organogene Tone
UL Schluff, leichtplastisch	TA Ton, ausgeprägt plastisch	
UM Schluff, mittelplastisch		
UA Schluff, ausgeprägt zusammendrückbar		



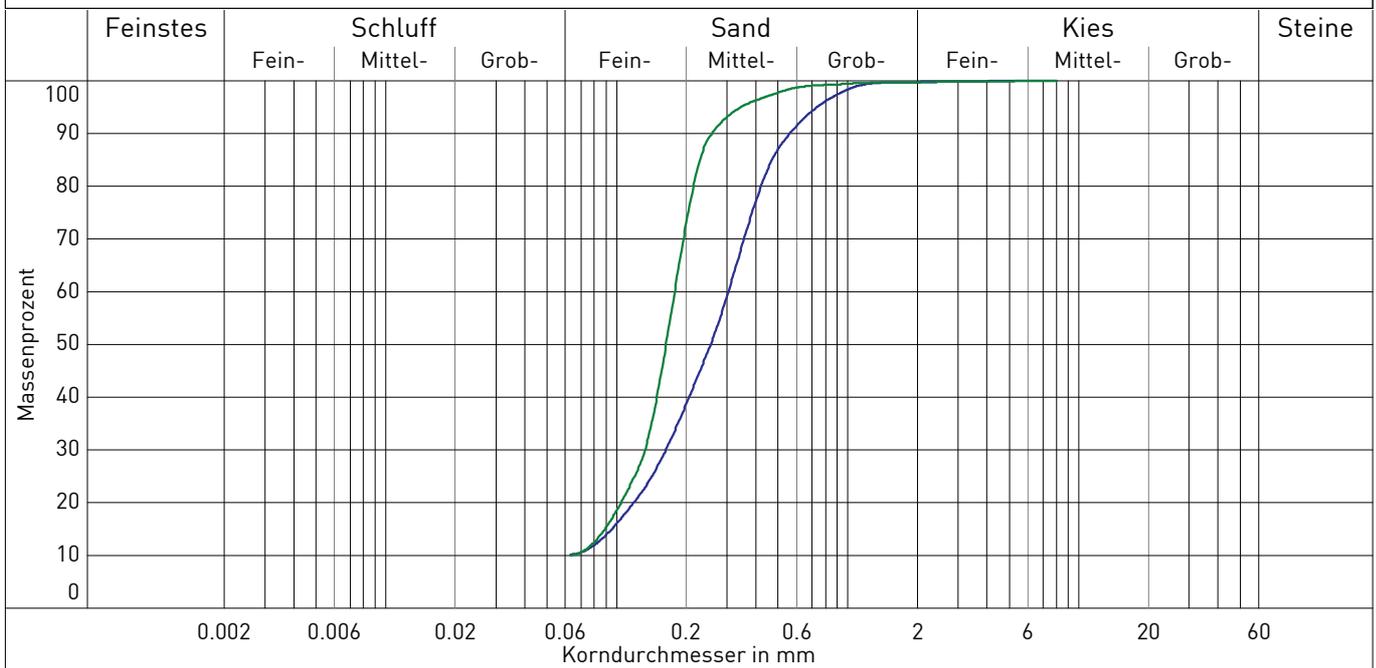
**Bestimmung der Korngrößenverteilung  
 DIN EN 933-1**



Versuchsname	(1) BK 1	(2) BK 3	(3) BK 3	(4) BK 4	(5) BK 1
Geologie	Quartäre Kiese				
Entnahmestelle	BK 1	BK 3	BK 3	BK 4	BK 1
Entnahmetiefe	2,6-5,0	3,3-5,0	5,0-6,0	6,6-8,0	7,0-8,0
Bodengruppe	GU	GI	GI	GW	GW
Bodenart	G,ms',gs',u'	G,gs',ms'	mG,gg,fg',ms',gs'	G,s	G,gs'
Ungleichförm. U	U = 29.8	U = 37.8	U = 44.0	U = 24.7	U = 21.0
Krümmungszahl Cc	Cc = 1.8	Cc = 4.1	Cc = 6.0	Cc = 1.2	Cc = 2.6
d <sub>10</sub> / d <sub>60</sub>	0.221/6.607 mm	0.272/10.285 mm	0.334/14.685 mm	0.253/6.242 mm	0.708/14.869 mm
d <sub>30</sub>	1.610 mm	3.391 mm	5.416 mm	1.364 mm	5.230 mm
Anteil < 0.063 mm	5.5 %	2.9 %	2.9 %	2.3 %	2.1 %
Kornfrakt. T/U/S/G	0.0/5.5/27.1/67.4 %	0.0/2.9/20.2/76.9 %	0.0/2.9/15.4/81.7 %	0.0/2.3/33.1/64.6 %	0.0/2.1/14.0/83.9 %

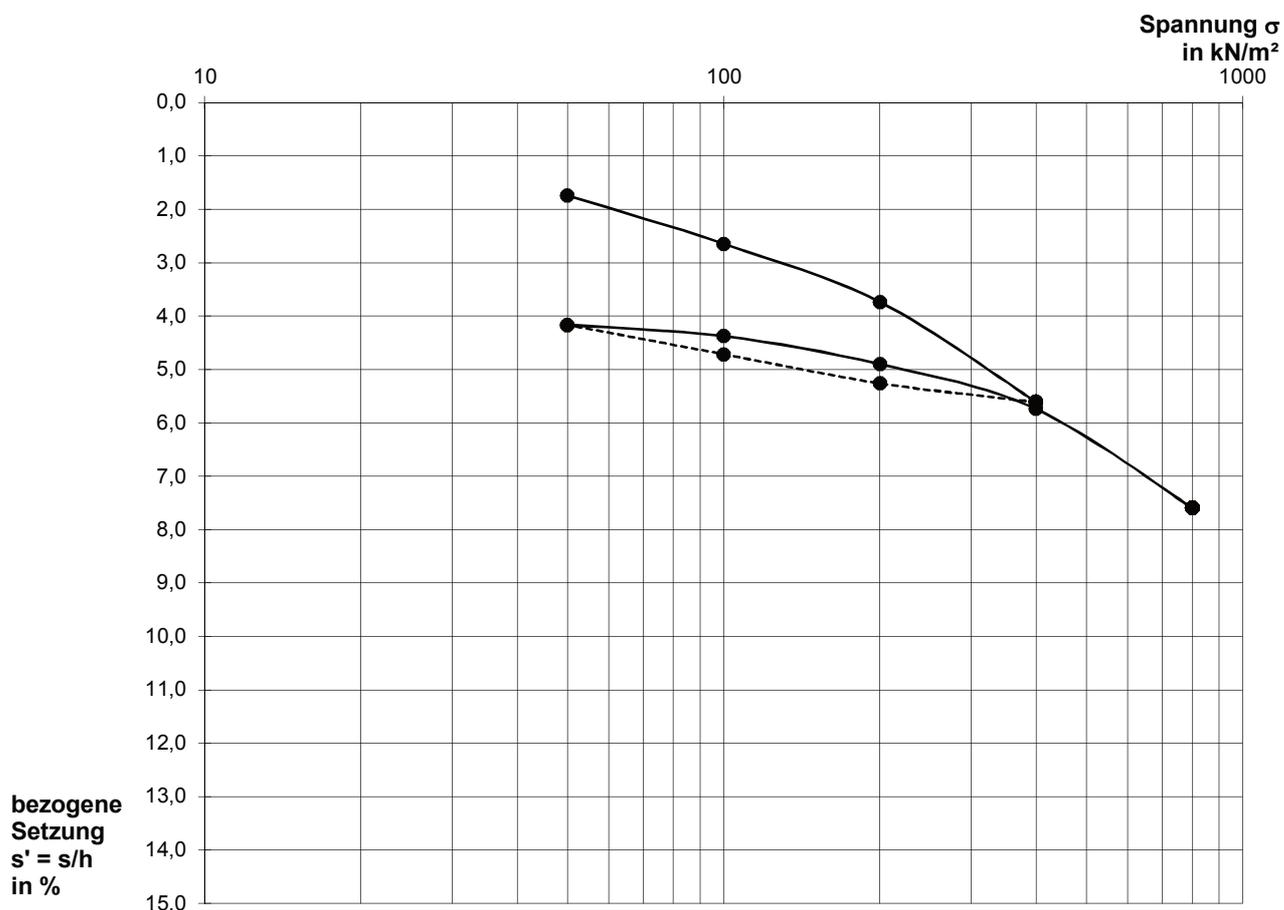


**Bestimmung der Korngrößenverteilung  
 DIN EN 933-1**



Versuchsname	— (1) BK 4	— (2) BK 1		
Geologie	Teritär	Tertiär		
Entnahmestelle	MP BK 4	BK 1		
Entnahmetiefe	22,2+23,8	22,5		
Bodengruppe	SU	SU		
Bodenart	mS,fs,u,gs'	fS,ms,u		
Ungleichförm. U	-	-		
Krümmungszahl Cc	-	-		
d <sub>10</sub> / d <sub>60</sub>	- / 0.304 mm	- / 0.178 mm		
d <sub>30</sub>	0.163 mm	0.133 mm		
Anteil < 0.063 mm	10.2 %	10.1 %		
Kornfrakt. T/U/S/G	0.0/10.2/89.6/0.2 %	0.0/10.1/89.7/0.3 %		

ausgeführt durch:	hv	Aufschluß:	BK 1
Datum:	18.12.20	Entnahmetiefe:	13,08 - 13,15
geprüft durch:	Ju/St	Bodenart:	gU,t,fs
disk/file:	G:\s&p\AUFR20\20144\Labor\Oer	Geologie:	Tertiär



Einbau (Vorlast 50 kPa):

Probendurchmesser	d =	75 mm
Probenhöhe	$h_0 =$	20 mm
Einbauwassergehalt	w =	22,2 %
Dichte	$r =$	1,986 g/cm <sup>3</sup>
Trockendichte	$r_d =$	1,625 g/cm <sup>3</sup>
Korndichte	$r_s =$	2,67 g/cm <sup>3</sup>
Porenzahl	e =	0,643
Porenanteil	n =	0,391
Sättigungsgrad	$S_r =$	92 %

Spannung in kN/m <sup>2</sup>	Steifemodul $E_s$ in MN/m <sup>2</sup>	
	Erst- belastung	Wieder- belastung
50-100	4,6	
100-200	5,9	19,0
200-400	13,9	23,8
400-800	21,6	

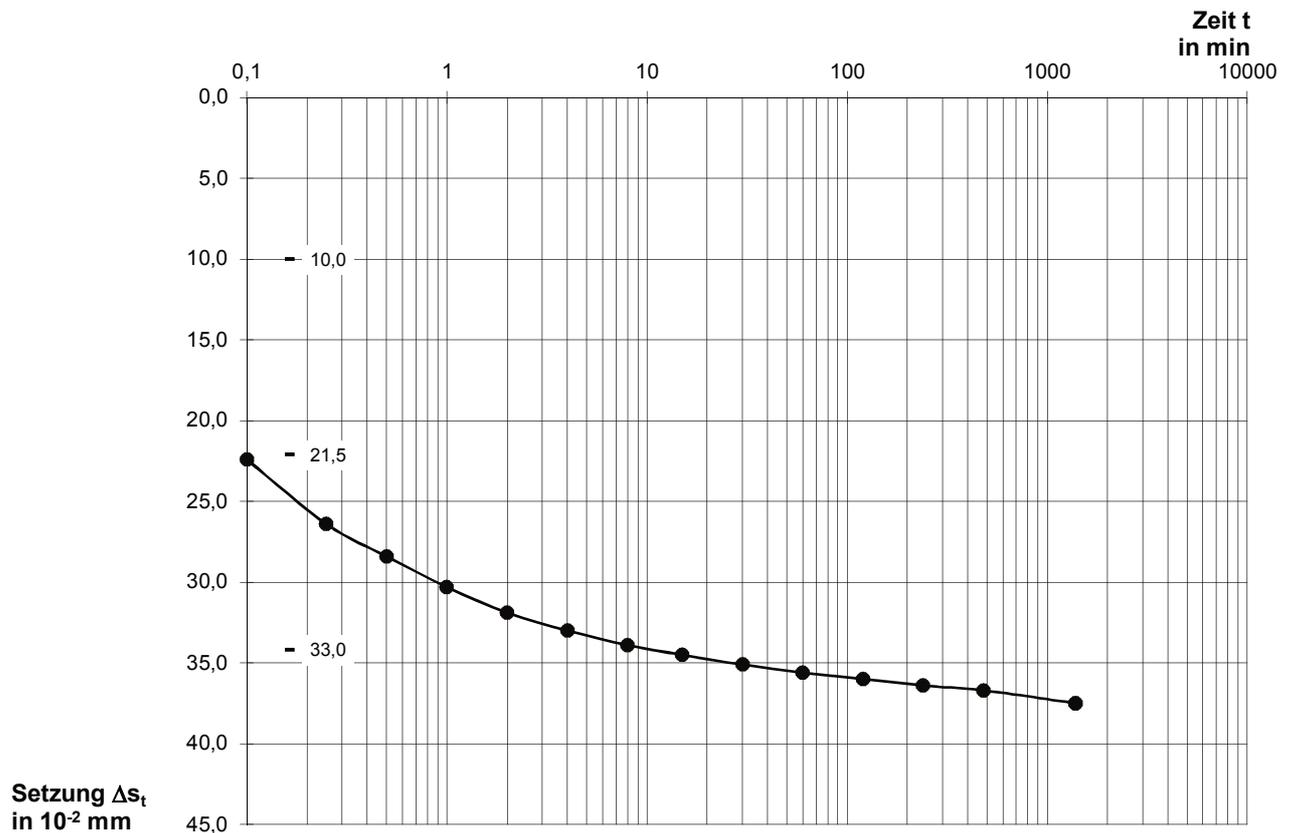
Ausbau:

Ausbauwassergehalt	w =	28,9 %
--------------------	-----	--------

Oedometerversuch, Spannungs-Setzungs-Diagramm  
Tertiär; BK 1: 13,08 - 13,15

Anlage  
5.3.1a

ausgeführt durch:	hv	Aufschluß:	BK 1
Datum:	18.12.20	Entnahmetiefe:	13,08 - 13,15
geprüft durch:	Ju/St	Bodenart:	gU,t,fs
disk/file:	G:\s&p\AUFT20\20144\Labor\Oed Geologie:		Tertiär



Spannungsstufe  $s = 400 \text{ kN/m}^2$   
 Probenhöhe  $h = 19,25 \text{ mm}$   
 Steifemodul  $E_s = 13,9 \text{ MN/m}^2$   
 (bei  $s = 200-400 \text{ kN/m}^2$ )

Konsolidierungsbeiwert

$$c_v = \frac{0,197 \cdot h^2}{4 \cdot t_{50}} = 1,52 \text{ E-05 m}^2/\text{s}$$

Probe beidseitig entwässert

Auswertung:  $\Delta s_0 = 10,0 \times 10^{-2} \text{ mm}$   
 $\Delta s_{50} = 21,5 \times 10^{-2} \text{ mm}$   
 $\Delta s_{100} = 33,0 \times 10^{-2} \text{ mm}$   
 $\Delta s_{\text{max}} = 37,5 \times 10^{-2} \text{ mm}$   
 $t_{50} = 0,02 \text{ min}$

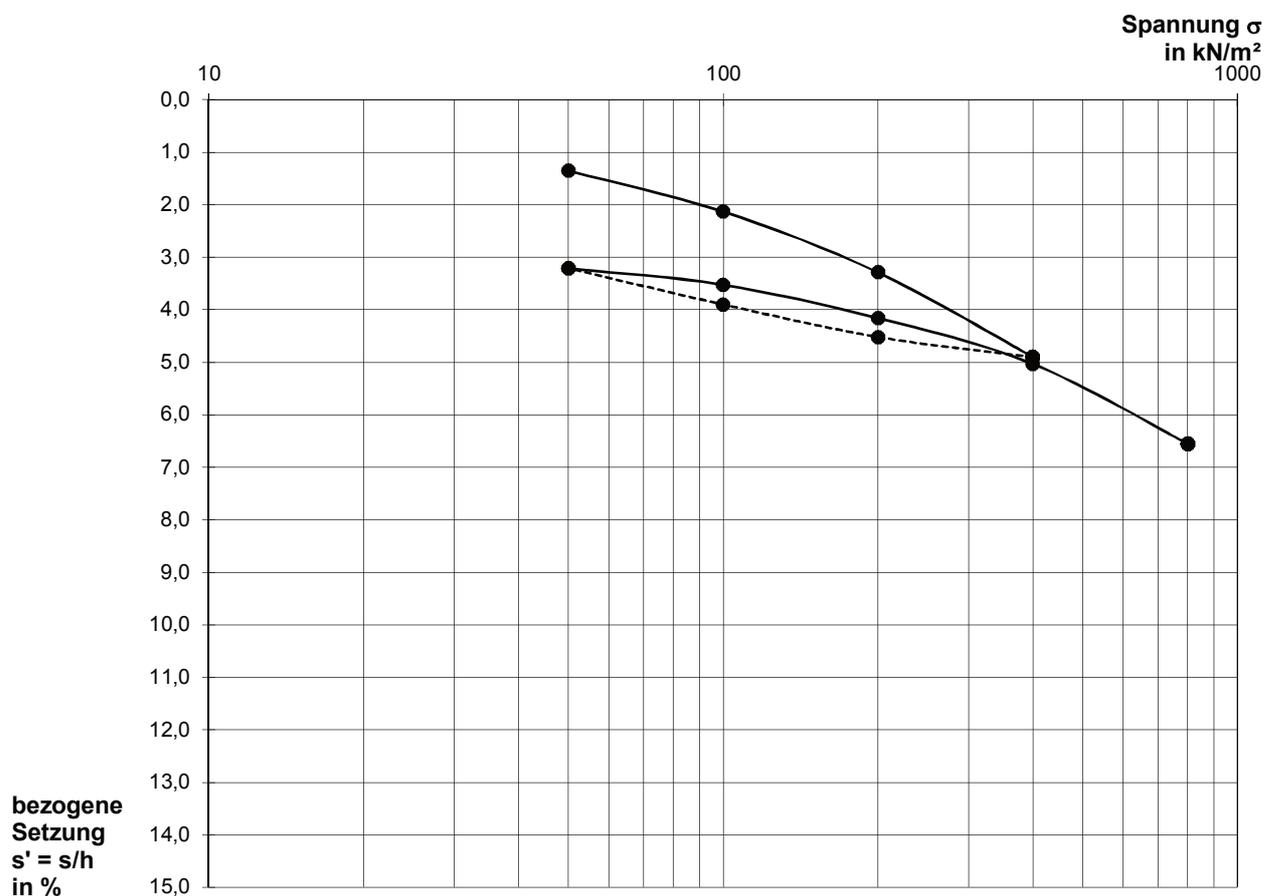
Durchlässigkeitsbeiwert

$$k = 0,05 \cdot \frac{\gamma_w \cdot h^2}{E_s \cdot t_{50}} = 1,11 \text{ E-08 m/s}$$

Oedometerversuch, Zeit-Setzungs-Diagramm nach Casagrande  
 Tertiär; BK 1: 13,08 - 13,15

Anlage  
 5.3.1b

ausgeführt durch:	hv	Aufschluß:	BK 2
Datum:	18.12.20	Entnahmetiefe:	13,00 - 13,10
geprüft durch:	Ju/St	Bodenart:	U,t,fs'
disk/file:	G:\s&p\AUFTTR20\20144\Labor\Oer	Geologie:	Tertiär



Einbau (Vorlast 50 kPa):

Probendurchmesser	d = 75 mm
Probenhöhe	$h_0 = 20$ mm
Einbauwassergehalt	w = 21,9 %
Dichte	$r = 1,935$ g/cm <sup>3</sup>
Trockendichte	$r_d = 1,588$ g/cm <sup>3</sup>
Korndichte	$r_s = 2,67$ g/cm <sup>3</sup>
Porenzahl	e = 0,682
Porenanteil	n = 0,405
Sättigungsgrad	$S_r = 86$ %

Spannung in kN/m <sup>2</sup>	Steifemodul $E_s$ in MN/m <sup>2</sup>	
	Erst- belastung	Wieder- belastung
50-100	5,4	
100-200	6,8	15,7
200-400	14,5	23,0
400-800	26,3	

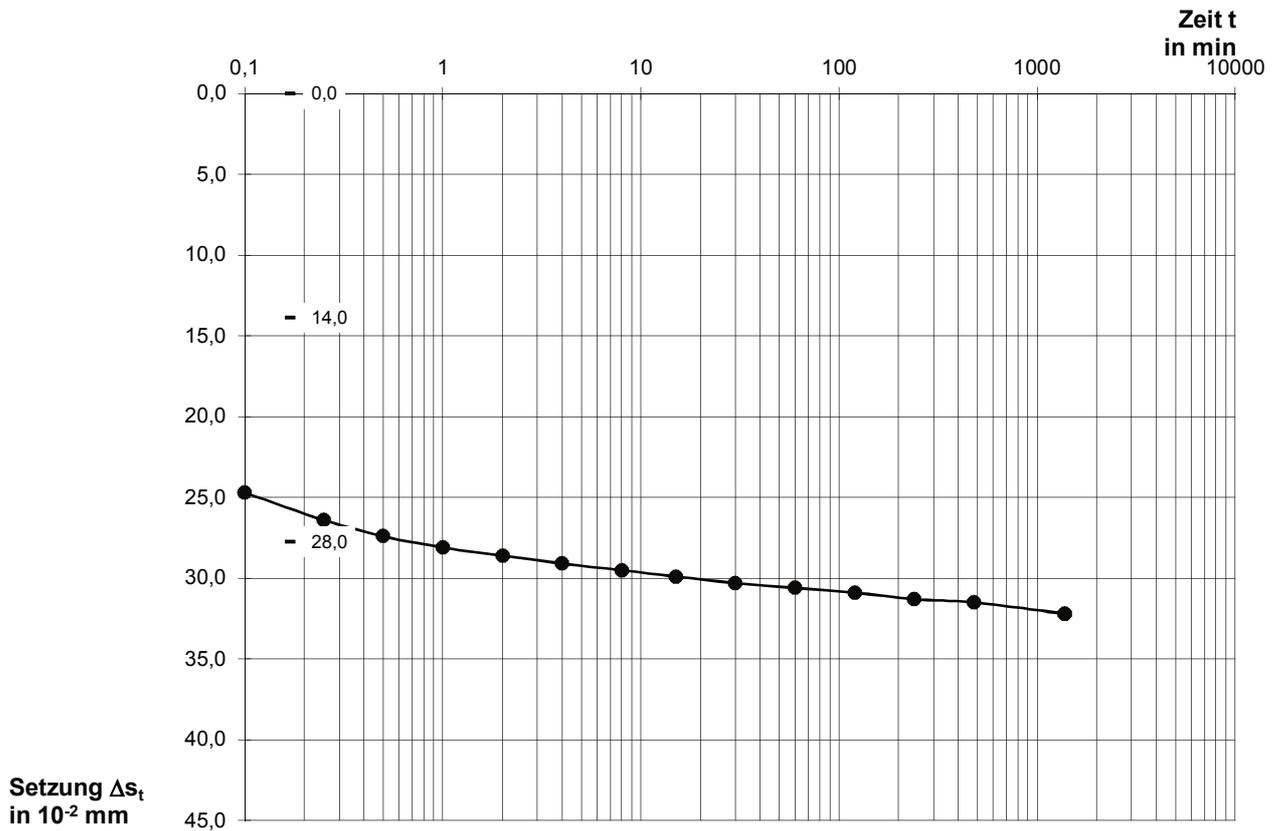
Ausbau:

Ausbauwassergehalt	w = 20,2 %
--------------------	------------

Oedometerversuch, Spannungs-Setzungs-Diagramm  
Tertiär; BK 2: 13,00 - 13,10

Anlage  
5.3.2a

ausgeführt durch:	hv	Aufschluß:	BK 2
Datum:	18.12.20	Entnahmetiefe:	13,00 - 13,10
geprüft durch:	Ju/St	Bodenart:	U,t,fs'
disk/file:	G:\s&p\AUFT20\20144\Labor\Oed Geologie:		Tertiär



Spannungsstufe  $s = 400 \text{ kN/m}^2$   
 Probenhöhe  $h = 19,34 \text{ mm}$   
 Steifemodul  $E_s = 14,5 \text{ MN/m}^2$   
 (bei  $s = 200-400 \text{ kN/m}^2$ )

Konsolidierungsbeiwert

$$c_v = \frac{0,197 \cdot h^2}{4 \cdot t_{50}} = 1,54 \text{ E-05 m}^2/\text{s}$$

Probe beidseitig entwässert

Auswertung:  $\Delta s_0 = 0,0 \times 10^{-2} \text{ mm}$   
 $\Delta s_{50} = 14,0 \times 10^{-2} \text{ mm}$   
 $\Delta s_{100} = 28,0 \times 10^{-2} \text{ mm}$   
 $\Delta s_{\text{max}} = 32,2 \times 10^{-2} \text{ mm}$   
 $t_{50} = 0,02 \text{ min}$

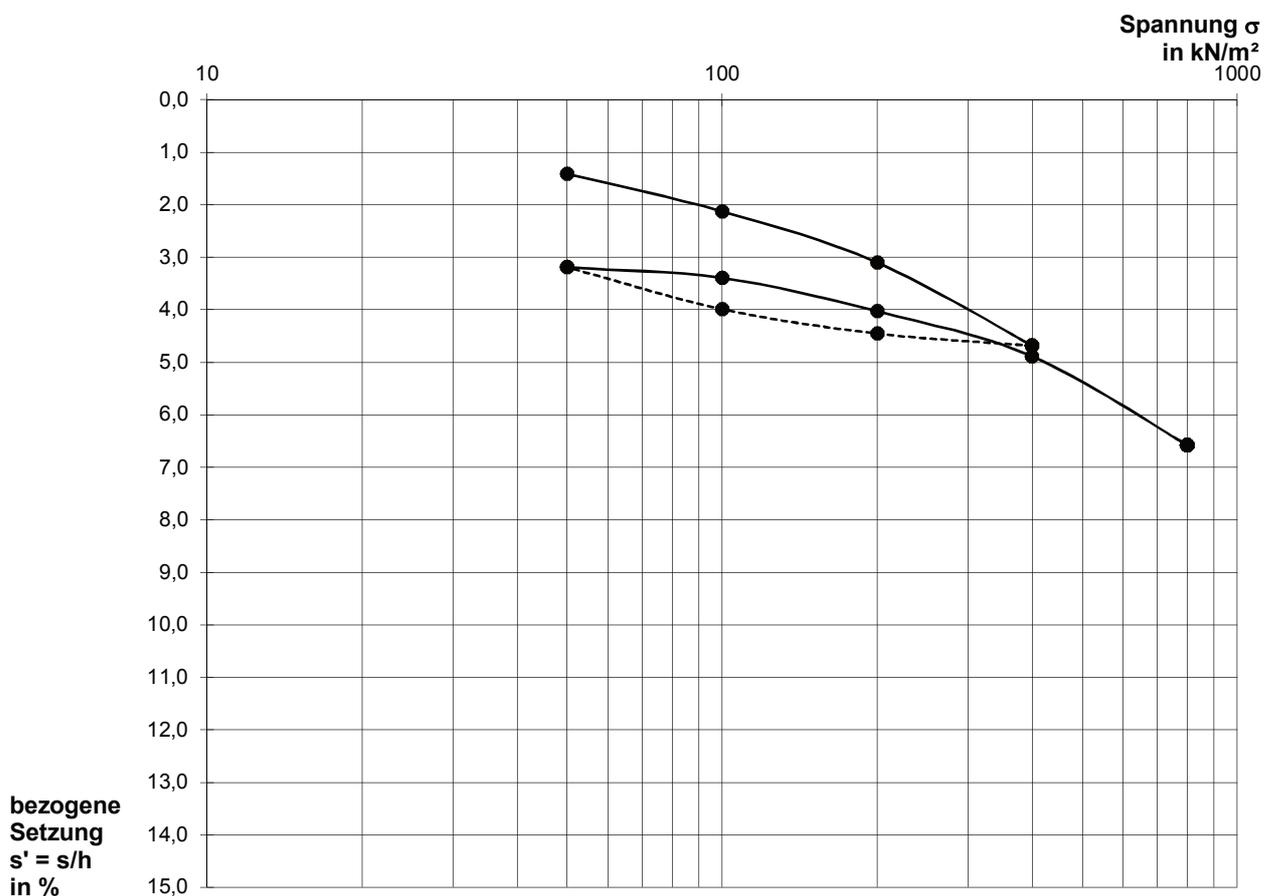
Durchlässigkeitsbeiwert

$$k = 0,05 \cdot \frac{\gamma_w \cdot h^2}{E_s \cdot t_{50}} = 1,08 \text{ E-08 m/s}$$

Oedometersversuch, Zeit-Setzungs-Diagramm nach Casagrande  
 Tertiär; BK 2: 13,00 - 13,10

Anlage  
 5.3.2b

ausgeführt durch:	hv	Aufschluß:	BK 3
Datum:	18.12.20	Entnahmetiefe:	13,20 - 13,30
geprüft durch:	Ju/St	Bodenart:	gU,t'
disk/file:	G:\s&p\AUFTTR20\20144\Labor\Oer	Geologie:	Tertiär



Einbau (Vorlast 50 kPa):

Probendurchmesser	d =	75 mm
Probenhöhe	$h_0 =$	20 mm
Einbauwassergehalt	w =	25,7 %
Dichte	$r =$	1,879 g/cm <sup>3</sup>
Trockendichte	$r_d =$	1,495 g/cm <sup>3</sup>
Korndichte	$r_s =$	2,67 g/cm <sup>3</sup>
Porenzahl	e =	0,786
Porenanteil	n =	0,440
Sättigungsgrad	$S_r =$	87 %

Spannung in kN/m <sup>2</sup>	Steifemodul $E_s$ in MN/m <sup>2</sup>	
	Erst- belastung	Wieder- belastung
50-100	5,6	
100-200	7,1	15,7
200-400	15,8	23,3
400-800	23,7	

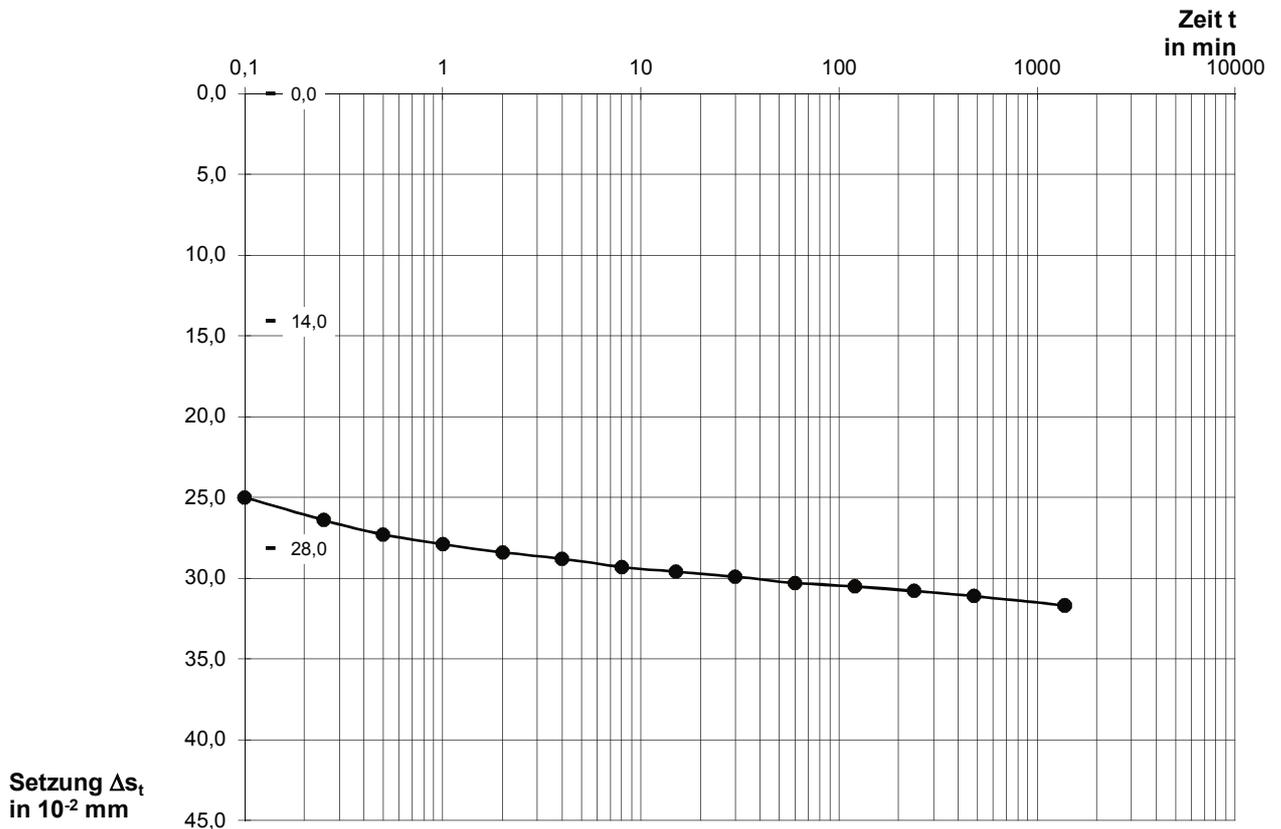
Ausbau:

Ausbauwassergehalt	w =	28,6 %
--------------------	-----	--------

Oedometerversuch, Spannungs-Setzungs-Diagramm  
Tertiär; BK 3: 13,20 - 13,30

Anlage  
5.3.2a

ausgeführt durch:	hv	Aufschluß:	BK 3
Datum:	18.12.20	Entnahmetiefe:	13,20 - 13,30
geprüft durch:	Ju/St	Bodenart:	gU,t'
disk/file:	G:\s&p\AUFT20\20144\Labor\Oed Geologie:		Tertiär



Spannungsstufe  $s = 400 \text{ kN/m}^2$   
 Probenhöhe  $h = 19,38 \text{ mm}$   
 Steifemodul  $E_s = 15,8 \text{ MN/m}^2$   
 (bei  $s = 200-400 \text{ kN/m}^2$ )

Konsolidierungsbeiwert

$$c_v = \frac{0,197 \cdot h^2}{4 \cdot t_{50}} = 1,54 \text{ E-05 m}^2/\text{s}$$

Probe beidseitig entwässert

Auswertung:  
 $\Delta s_0 = 0,0 \times 10^{-2} \text{ mm}$   
 $\Delta s_{50} = 14,0 \times 10^{-2} \text{ mm}$   
 $\Delta s_{100} = 28,0 \times 10^{-2} \text{ mm}$   
 $\Delta s_{\text{max}} = 31,7 \times 10^{-2} \text{ mm}$   
 $t_{50} = 0,02 \text{ min}$

Durchlässigkeitsbeiwert

$$k = 0,05 \cdot \frac{\gamma_w \cdot h^2}{E_s \cdot t_{50}} = 9,90 \text{ E-09 m/s}$$

Oedometerversuch, Zeit-Setzungs-Diagramm nach Casagrande  
 Tertiär; BK 3: 13,20 - 13,30

Anlage  
 5.3.2b