

GeoTerton | Siemensstraße 13 | 72116 Mössingen

Landratsamt Zollernalbkreis
Hirschbergstraße 29
72336 Balingen

Baugrunduntersuchung und Gründungsgutachten für ein Klinikum mit Parkhaus

BV Neubau Zollernalb Klinikum

Gewann Firstäcker, Flurstücke 3818 - 3853
72336 Balingen-Dürrwangen

Projektnummer: B 24 05 03

Bearbeiter: Dipl. Geol. H. Terton

Ausfertigungen: 1-fach / 1 digital (pdf-Version)

Ausfertigungsdatum: 22.07.2024

Siemensstr.13
72116 Mössingen

Tel.: 07473 / 240909-0
Fax: 07473 / 240909-9
Mail: kontakt@geoterton.de

www.geoterton.de

Fachkundige Probenehmer gemäß
LAGA PN 98

Mitglied im BDG, DGGT, ITVA und
Altlastenforum

USt-IdNr: DE 215076251

Triodos Bank (nachhaltig)
IBAN DE27 5003 1000 1506 1120 08 (BIC TRODDEF1)

VR Bank eG
IBAN DE39 6039 1310 0538 1690 01 (BIC GENODES1VBH)

KSK Tübingen
IBAN DE14 6415 0020 0002 9933 11 (BIC SOLADES1TUB)

Inhaltsverzeichnis

1	Vorbemerkung	1
2	Durchgeführte Untersuchungen	1
3	Untergrundverhältnisse	2
3.1	Lage des Untersuchungsgebietes / Geologischer Überblick	2
3.2	Ingenieurgeologische Gefahren	3
3.3	Ergebnisse aus den Bohrungen	3
3.4	Ergebnisse aus den Rammsondierungen	4
3.5	Ergebnisse aus der Bohrdatenbank des Landesamtes für Geologie, Rohstoffe und Bergbau.....	4
3.6	Ergebnisse aus den bodenmechanischen Laboruntersuchungen	5
3.7	Bodenmechanische Kennwerte für erdstatische Berechnungen / Frostempfindlichkeit	5
4	Bodenklassen nach DIN 18300:2012-09.....	6
5	Homogenbereiche nach DIN 18300:2019-09.....	7
6	Hydrogeologie.....	9
6.1	Angetroffene Verhältnisse	9
6.1.1	Ergebnisse aus der kontinuierlichen Aufzeichnung der Wasserstände	10
6.1.2	Ergebnisse aus den Stichtagsmessungen / nach Beendigung der Bohrarbeiten	11
6.2	Bemessungswasserstand.....	12
6.3	Oberflächenentwässerung.....	13
6.4	Betonaggressivität im Grundwasser.....	13
7	Versickerungsfähigkeit.....	13
8	Schutz von Bauwerken gegen Durchfeuchtung	14
8.1	Unterkellerte Gebäude bzw. erdberührte Bauteile	14
8.1.1	Gewährleistete, kontrollierte Ableitung von Wasser zum Schutz der Bauwerke.....	14
8.1.2	Keine kontrollierte Ableitung von Wasser zum Schutz des Bauwerkes	15
8.2	Nicht unterkellerte Bauwerke.....	16
9	Erdbebenzone	16
10	Gründungsberatung.....	16
10.1	Bauwerksspezifische Voraussetzungen / Gründungshorizont	16
10.1.1	Hinweis zur Erdbebenzone 3.....	16
10.1.2	Klinikum und Wirtschaftshof	17
10.1.3	Gesundheitszentrum	17
10.1.4	Parkhaus.....	18
10.1.5	Allgemeiner Hinweis zu den Profilschnitten	18
10.2	Streifen- und Einzelfundamentgründung	18
10.2.1	Klinikum	19
10.2.2	Folgerungen Klinikum.....	21

10.2.3	Wirtschaftshof Stützwände	21
10.2.1	Gesundheitszentrum	22
10.2.1	Parkhaus.....	22
10.2.1	Folgerungen Gesundheitszentrum	24
10.3	Elastisch gebettete Bodenplatte	24
10.3.1	Klinikum	25
10.3.2	Folgerung Klinikum.....	26
10.3.3	Gesundheitszentrum und Parkhaus	27
10.4	Alternative Gründungsverfahren.....	27
10.4.1	Brunnengründung.....	27
10.4.2	Duktile Gusspfähle	28
10.4.3	Pfahlgründung	28
10.4.4	Tiefgründige Bodenverbesserung	28
10.5	Setzungsdifferenzen	29
10.6	Ergänzende Angaben	29
11	Ausführungshinweise	30
11.1	Tragschicht	30
11.2	Hinterfüllung von Bauwerken.....	30
11.3	Auflagerung der Bodenplatte / Anforderungen in Abhängigkeit der Gegebenheiten	31
11.4	Böschungen / Baugruben / Verbau	33
11.4.1	Freie Baugrubenböschungen	33
11.4.2	Verbaute Baugrubenwände.....	34
11.5	Wasserhaltung.....	36
11.6	Auftriebssicherung während der Baumaßnahme	36
11.7	Erdplanum	37
11.8	Fahr- und Parkflächen	37
11.9	Verwertung von Aushubmaterial	38
11.9.1	Umweltchemische Einstufung	38
11.9.2	Bauphysikalische Eignung und Hinweise zur Arbeitsraumverfüllung	39
11.10	Bodenschutzkonzept	40
12	Abschließende Bemerkungen	40
	Anlagen.....	41

Tabellen:

- Tab. 1: Bodenmechanische Kennwerte und Frostempfindlichkeitsklassen nach ZTVE-StB 17
- Tab. 2: Bodenmechanische Kennwerte von Arbeitsraumverfüllungen
- Tab. 3: Bodenklassen nach DIN 18300:2012-09
- Tab. 4: Homogenbereiche nach DIN 18300:2019-09
- Tab. 5: Kennwerte der Erdbebeneinwirkung gemäß DIN EN 1998-1/NA:2023-11
- Tab. 6: Sohlwiderstand und resultierende Setzungen Klinikum / Streifenfundament talseitig / 0,5 m Einbindung / Gründung in bergfrischen Tonsteinen
- Tab. 7: Sohlwiderstand und resultierende Setzungen Klinikum / Streifenfundament NW / 1,0 m Einbind. / Gründung in Kiesen
- Tab. 8: Sohlwiderstand und resultierende Setzungen Klinikum / Einzelfundament / 0,5 m Einbindung / Gründung in bergfrischen Tonsteinen
- Tab. 9: Sohlwiderstand und resultierende Setzungen Klinikum / Einzelfundament / 1,0 m Einbindung / Gründung in Kies
- Tab. 10: Sohlwiderstand und resultierende Setzungen Parkhaus / Streifenfundament hangseitig / 1,0 m Einbindung / Gründung in Kiesen
- Tab. 11: Sohlwiderstand und resultierende Setzungen Parkhaus / Streifenfundament talseitig / 1,0 m Einbindung / Gründung in Kiesen
- Tab. 12: Sohlwiderstand und resultierende Setzungen Parkhaus / Einzelfundament hangseitig / 1,0 m Einbindung / Gründung in Kies
- Tab. 13: Sohlwiderstand und resultierende Setzungen Parkhaus / Einzelfundament talseitig / 1,0 m Einbindung / Gründung in Kies
- Tab. 14: Sohlwiderstand und resultierende Setzungen / Brunnengründung / Gründung auf bergfrischem Tonsteinen
- Tab. 15: Bauwerksbezogene zulässige Setzungsunterschiede (Prinz 2018, Auszug)
- Tab. 16: Erforderlicher Verformungsmodul E_{v2} des Untergrundes und der Tragschicht unter Betonbodenplatten (nach LOHMEYER / EBELING, BETONBÖDEN, 2019)
- Tab. 17: Böschungswinkel
- Tab. 18: Ausgangswerte für die Bestimmung der Mindestdicke des frostsicheren Straßenaufbaus (aus RStO 12)
- Tab. 19: Ergebnisse aus den Laboruntersuchungen
- Tab. 20: Wasserstände in den Bohrungen - Stichtagsmessungen

Abbildungen:

Abb. 1: Grundwasserganglinie in der Messstelle RKB 7 / GWM 2

Abb. 2: System artesisch gespanntes Grundwasser, aus www.geothermieconsultig.de

Abb. 3: Vorläufige Flächenpressungen (Ingenieurgesellschaft mbh & Co. KG Boll I Partner Stand
05.12.2203)

Abb. 4: Bettungsmodulverteilung

Abb. 5: Grundwasserganglinie in der Messstelle RKB 7 / GWM 2

Abb. 6: Grundwasserganglinie in der Messstelle RKB 10 / GWM 3

Abb. 7: Grundwasserganglinie in der Messstelle B 1 / GWM 5

Abb. 8: Grundwasserganglinie in der Messstelle B 2 / GWM 6

Abb. 9: Grundwasserganglinie in der Messstelle B 4 / GWM 7

Anlagen:

Anl. 1: Geographische Lage des Untersuchungsgebietes

Anl. 2: Lageplan mit Aufschlusspunkten und Profilschnitten

Anl. 3: Graphische Darstellung der Aufschlusspunkte

Anl. 4: Geotechnische Profilschnitte (schematisch)

Anl. 5: LGRB-Bohrdatenbank

Anl. 6: Laborprüfberichte

Anl. 7: Grundwasserganglinien aus Datenloggeraufzeichnungen

Anl. 8: Grundwasserstichtagsmessungen

Anl. 9: Erdstatische Berechnungen

1 Vorbemerkung

Das Landratsamt Zollernalbkreis plant den Neubau des Zollernalb Klinikums inkl. Parkhaus auf dem Gewinn Firstacker im Balingen Stadtteil Dürrwangen (Flurstücke 3818 - 3853).

Durch die Lage des Grundstücks in der Erdbebenzone 3 sind die Bauwerke der geotechnischen Kategorie GK 2 nach DIN 4020 zuzuordnen. Gebäude dieser Kategorie erfordern eine ingenieurgeologische Beurteilung der Baugrundverhältnisse.

Nach einer ingenieurgeologischen Vorerkundung des Standortes im Jahr 2022 wurde unser Büro vom Landratsamt mit der Detailuntersuchung der Untergrund- sowie mit der Beurteilung der Gründungsverhältnisse für das Zollernalb Klinikum (Klinikum mit Wirtschaftshof, Gesundheitszentrum und Parkhaus) auf dem projektierten Baugelände beauftragt. Grundlage der Beauftragung war das Angebot B 23-174 vom 21.12.2023.

Als Arbeitsgrundlagen standen folgende Unterlagen zur Verfügung:

- Geologische Karte von Baden-Württemberg, Blatt 7719 Balingen, Maßstab 1 : 25 000, Geologisches Landesamt Baden-Württemberg 2000;
- Online-Planauskunft des Landesamtes für Geologie, Rohstoffe und Bergbau (LGRB), Stand 15.07.2024;
- Ergebnisse der Bohrdatenbank des Landesamtes für Geologie, Rohstoffe und Bergbau, Baden-Württemberg, Stand 06.11. bis 21.11.2000;
- Lageplan, Grundriss und Schnitte, Leistungsphase 3-Entwurf, Nickl & Partner Architekten, München, Stand 22. und 23.05.2024;
- Höhenlage der Bauwerke, Aktennotiz der Nickl & Partner Architekten vom 02.07.2024;
- Lastplan Klinikum, Boll I Partner Ingenieurgesellschaft mbH & Co. KG, Stuttgart, 05.12.2023;
- Erkundungsergebnisse aus vier großkalibrigen Bohrungen;
- Erkundungsergebnisse aus zweiundzwanzig Kleinbohrungen (RKB 1 bis RKB 22) und elf Rammsondierungen (DPH 1 bis DPH 11);
- Ergebnisse aus Wasserstandsaufzeichnungen über Datenlogger;
- Ergebnisse aus bodenmechanischen Laboruntersuchungen;
- Zitierte Literatur.

2 Durchgeführte Untersuchungen

Zur Erkundung der Untergrundverhältnisse wurden im Rahmen von zwei Erkundungskampagnen im Zeitraum vom 09.05.2022 bis zum 24.04.2024 zweiundzwanzig Kleinbohrungen (RKB 1 bis RKB 22) im

Baufenster abgeteuft. Die Kleinbohrungen wurden auf Tiefen von 2,6 bis 7,0 m unter Geländeoberkante (m u. GOK) niedergebracht. Ergänzend wurden zur flächendeckenden Erkundung gemäß DIN 4020 elf schwere Rammsondierungen (DPH 1 bis DPH 11) auf 1,9 bis 8,0 m u. GOK abgeteuft.

Das Erkundungsraster wurde zum Zeitpunkt des ursprünglichen Planungsstandes erarbeitet. Zwischenzeitlich hat sich jedoch eine Verschiebung der Gebäude ergeben, sodass Teile des Aufschlussrasters, z. B. für das Parkhaus, nicht optimal positioniert sind.

Zur Erkundung der tieferen Untergrundverhältnisse wurden bei der zweiten Kampagne im Zeitraum vom 22.04. bis 06.05.2024 vier großkalibrige Bohrungen durch die Firma Goller Bohrtechnik auf Tiefen von 10,2 bis 14,5 m. u. GOK abgeteuft. Drei der Bohrungen wurden zu Grundwassermessstellen ausgebaut. In diesen Messstellen wurden Datenlogger zur kontinuierlichen Dokumentation des Grundwasserstandes eingesetzt.

Die aufgeschlossenen Bodenschichten wurden ingenieurgeologisch aufgenommen und hinsichtlich möglicher Verunreinigungen geruchlich und visuell begutachtet. Aus den Bohrungen wurde Bodenmaterial entnommen. Ausgewählte Proben wurden bodenmechanischen Laboranalysen zugeführt. Die übrigen Bodenproben wurden rückgestellt. Es wird darauf hingewiesen, dass die Probenrückstellung für maximal drei Monate ab Probenahme erfolgt.

Aus der Bohrung B 2 wurde zur Untersuchung der Betonaggressivität eine Grundwasserprobe entnommen und einer umweltchemischen Laboranalyse zugeführt.

Die Aufschlüsse wurden nach Lage und Höhe eingemessen. Als Höhenbezugspunkt diente eine Kanaldeckelhöhe in der Ebinger Straße / Ecke Heckäckerstraße (583,00 m ü. NN). Es wird an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass die Einmessung unsererseits keine Vermesserqualität aufweist, da wir klassisch mit Nivelliergerät arbeiten. Da nur eine Referenzhöhe zur Verfügung steht und das Nivelliergerät mehrfach umgesetzt werden musste, sind Messungenauigkeiten nicht auszuschließen. Die von uns aufgenommenen Höhen wurden mit Höhenlinien in dem zur Verfügung gestellten Lageplan auf Plausibilität geprüft. Unsere Angaben verstehen sich als Angabe in [m. ü. NN] analog zum Referenzpunkt. Wird ein anderes Höhensystem verwendet, bitten wir um entsprechende Angabe bezogen auf unseren Referenzpunkt.

Die Lage des Baufensters ist der Anlage 1, die Lage der Aufschlusspunkte der Anlage 2 zu entnehmen. Die grafischen Darstellungen der Aufschlüsse gemäß DIN 4023 sind in der Anlage 3 einzusehen.

3 Untergrundverhältnisse

3.1 Lage des Untersuchungsgebietes / Geologischer Überblick

Das zur Bebauung vorgesehene Areal liegt südöstlich des Balingen Stadtteils Dürrwangen. Die zu überbauende Fläche ist von Westen über die Ebinger Straße zugänglich.

Das Gelände fällt im Baufenster von Nordosten nach Südwesten ein. Der Höhenversatz im Baufeld beträgt nach den aufgenommenen Ansatzhöhen der Aufschlüsse bis zu 15,8 m.

Gemäß der geologischen Karte ist im Untersuchungsgebiet mit quartären Verwitterungs- und Umlagerungsbildungen zu rechnen. Diese bestehen aus Kiesen, Sanden, Schluffen und Tonen. Nach Interpretation der geologischen Karte folgen zur Tiefe Tonsteine der Opalinuston-Formation.

3.2 Ingenieurgeologische Gefahren

Gemäß den Ausführungen in *Ingenieurgeologische Gefahren Baden-Württemberg* (LGRB, 2005) ist die Opalinuston-Formation für flachgründige und hangparallele Rutschungen bekannt. In der geologischen, online Gefahrenkarte des LGRB sind im Nordwesten des Baufeldes Rutschgebiete (digitales Geländemodell) ausgewiesen. Hangbewegungen sind auch anhand der Schrägstellung des aktuellen Baumbewuchses ersichtlich.

Aufgrund der Geländemorphologie und dem oben genannten Geländeeinflüssen ist mit einem jahreszeitlich beeinflussten, erhöhten Hangwasserzustrom zu rechnen. Das gilt insbesondere nach Starkregenereignissen sowie nach der Schneeschmelze. Nach unserem Kenntnisstand ist eine entsprechende schadhafte Ableitung bereits in der Prüfung durch das beauftragte Ingenieurbüro für Umwelt- und Landschaftsplanung.

3.3 Ergebnisse aus den Bohrungen

Die in den Bohrungen aufgenommenen Bodenschichten werden nachfolgend vereinfacht beschrieben. Eine detaillierte Darstellung findet sich in der Anlage 3. Dort sind die grafischen Darstellungen der aufgenommenen Schichtprofile einzusehen. Weiterhin sind die angetroffenen Schichten in fünf exemplarischen, schematischen Profilschnitten (siehe Anlage 4) dargestellt.

An der Oberfläche wurde jeweils ein 0,1 bis 0,2 m mächtiger Mutter- bzw. Ackerboden angetroffen. Der schluffige und kiesige Ton war durchwurzelt, humos und von weicher bis steifer Konsistenz.

Im Anschluss an die Überdeckungen folgten in allen Aufschlüssen Tone mit variierenden Anteilen an Schluffen und Kiesen. Die Tone wiesen im oberflächennahen Bereich überwiegend eine steife Konsistenz auf, zur Tiefe wurden im Südosten sowie im Zentralbereich und hier überwiegend in Tonhorizonten mit starken Kiesanteilen weiche, selten breiige Konsistenzen festgestellt. Die kiesigen Gemengteile bestanden aus Tonsteinbruch, Sandsteinstücken sowie Eisenkonkretionen. Die Mächtigkeit der Tone variierte sehr stark von 0,2 bis 5,9 m. Wie den Profilschnitten (siehe Anl. 4) zu entnehmen ist, waren die Tone in den talseitigen Bohrungen meist geringmächtig. In hangseitiger Richtung nahm die Mächtigkeit deutlich zu. In der Bohrung RKB 5 reichten diese bis zur maximalen Aufschlusstiefe von 6,0 m u. GOK und wurden hier auch nicht durchteuft. In der Bohrung RKB 20 überwogen in einem Horizont die Schluffe gegenüber den Tonen.

Unterhalb der Tone bzw. Schluffe wurden in einundzwanzig der sechsundzwanzig Bohrungen stark schluffige Kiese erbohrt. Die Kiese bestanden aus kantengerundeten Kalksteinen. Das Bohrgut war in Teilbereichen nass. Die feinkörnige Matrix war überwiegend weich, zum Teil auch breiig. Die Kiese fanden sich vorwiegend in den talseitigen Bereichen (siehe Profilschnitte).

Lediglich in der Bohrung RKB 4 wurden die Kiese in einer Tiefe von 4,0 m von einer 1,6 m mächtigen Lage feinsandiger und toniger Schluffe von weicher Konsistenz unterbrochen. Unterhalb setzten sich die Kiese bis zur maximalen Aufschlusstiefe von 6,0 m fort.

In den Bohrung RKB 14 und RKB 20 wurden die Kiese bis zur maximalen Aufschlusstiefe von 5,75 bzw. 6,0 m nicht durchteuft. In den Bohrungen RKB 1, RKB 5, RKB 10, RKB 22 und B 2 wurden keine Kiese angetroffen.

Die vorgenannten tonigen und kiesigen Horizonte können den oben genannten Verwitterungs- und Umlagerungsbildungen zugerechnet werden.

Im Anschluss an die oben beschriebenen Böden folgten tonige Verwitterungshorizonte bzw. plastifizierte Tonsteine der Opalinuston-Formation. Einzig in den Bohrungen RKB 2, RKB 15 und B 3 wurden im Anschluss an die Kiese schluffige, weiche tonigen Verwitterungshorizonte von geringer Mächtigkeit (0,1 bis 0,2 m) angetroffen. Die oberflächennahen, steifen bis halbfesten Verwitterungshorizonte waren mürbe bis zerreibbar und zeigten ein schiefriges Gefüge. Zur Tiefe nahm die Verwitterung ab. In den talseitigen Bohrungen wurde an der Basis ein mäßig harter, verwitterter Tonstein mit stückigem Bruch aufgeschlossen. Ein weiterer Bohrfortschritt innerhalb dieser Horizonte war mit den kleinkalibrigen Bohrungen nicht möglich. In den hangseitigen Kleinbohrungen RKB 4, RKB 5 und RKB 14 wurden die Tonsteine mit der maximalen Aufschlusstiefe von 6,0 m u. GOK nicht erreicht. In den großkalibrigen Bohrungen, welche bis in größere Tiefen von 10,2 bis 14,5 m reichten, wurden mäßig harte, zur Tiefe auch harte, schiefrige Tonsteine, lokal Tonmergelsteine mit stückigem bis grobstückigem Bruch und bereichsweise feinsandigen Bestandteilen festgestellt. Vereinzelt stärker verwitterte Horizonte lassen auf eine Wasserführung schließen.

3.4 Ergebnisse aus den Rammsondierungen

Ergänzend zu den Bohrungen wurden zur Beurteilung tragfähiger Horizonte elf Rammsondierungen mit der schweren Rammsonde (DPH) nach DIN 4094 / EN ISO 14688 abgeteuft. Die Schlagzahlen N_{10} werden in Schlägen pro 10 cm Eindringtiefe angegeben. Anhand der Schlagzahl wird die Zustandsform im Vergleich mit den Untergrundverhältnissen in benachbarten Bohrungen überschlägig abgeleitet.

Die Rammsondierungen zeichnen die Untergrundverhältnisse in den jeweils nächstgelegenen Bohrungen in weiten Bereich nach, was in den Profilschnitten der Anlage 4 gut nachvollziehbar ist.

Die Rammprofile finden sich in der Anlage 3.

3.5 Ergebnisse aus der Bohrdatenbank des Landesamtes für Geologie, Rohstoffe und Bergbau

Ergänzend zu den durchgeführten Kleinbohrungen wurden Daten zu großkalibrigen Bohrungen aus der Datenbank des Landesamtes für Geologie, Rohstoffe und Bergbau (LGRB) eingeholt. Die Bohrungen befinden sich südlich des Baufensters im Bereich der Bundesstraße sowie der Einmündung in die Ebinger Straße.

Die Untergrundverhältnisse lassen sich in etwa mit den Ergebnissen aus den durch unser Büro talseitig abgeteufte Kleinbohrungen vergleichen. Im oberflächennahen Bereich wurden Umlagerungsbildungen in Form von tonigen Schluffe oder Schluff-Tonen sowie kiesige Horizonte in variierender Mächtigkeit beschrieben. Lediglich in der südlichsten Bohrung BK 6/00 reichen die feinkorndominierten Böden in Tiefen > 2,9 m.

Unter den Umlagerungsbildungen wurden bis zur maximalen Aufschlusstiefe erwartungsgemäß Festgesteine der Opalinuston-Formation erbohrt, die in diesen Aufschlüssen allerdings fälschlicherweise als Schlufftonsteine beschrieben wurden. Es handelt sich aber in der vorliegenden Formation um Ton- und Tonmergelsteine, die nach unseren Erkenntnissen auch feinsandig sein können (siehe Kap. 4.3).

3.6 Ergebnisse aus den bodenmechanischen Laboruntersuchungen

Zur Ermittlung der Bodengruppe wurde an vier Proben die Korngrößenverteilung nach DIN 17892-4 bestimmt. Weiterhin wurden die Zustandsgrenzen (Konsistenz) nach DIN 17892-12 an weiteren vier Proben untersucht. Da die Konsistenz im direkten Zusammenhang mit dem Wassergehalt steht, wurden an zwölf Proben die Wassergehalte nach DIN 17892-1 ermittelt. Ein Vergleich der Wassergehalte erlaubt eine tendenzielle Ableitung der Konsistenz.

Ergänzend wurden Punklastversuche am Festgestein zur Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit durchgeführt.

Für die Analyse wurden Proben herangezogen, die aufgrund ihrer bodenmechanischen Eigenschaften einen Einfluss auf die Gründung, auf die zu erwartenden Setzungen und die Böschungsgestaltung haben.

Die Ergebnisse sind in den Aufschlussprofilen berücksichtigt.

Die Laborprüfberichte sowie eine tabellarische Aufstellung der Ergebnisse finden sich in der Anlage 6.

3.7 Bodenmechanische Kennwerte für erdstatische Berechnungen / Frostepfindlichkeit

Für die in Kapitel 3.3 beschriebenen Bodenarten können die nachfolgenden Werte für erdstatische Berechnungen in Ansatz gebracht werden. Grundlage für die Ermittlung der Kennwerte sind die Bodenansprache vor Ort, die Laborergebnisse und Erfahrungswerte. Wichte, Reibungswinkel und Kohäsion der Lockergesteine entstammen den Angaben der DIN 1055-2, die Steifemoduln für Setzungsberechnungen sind der Literatur entnommen (z. B. H. TÜRKE, 1999). Die Einteilung der Bodenarten in Frostepfindlichkeitsklassen erfolgt nach der ZTVE-StB 17.

Der Mutterboden wird nachfolgend nicht berücksichtigt, da dieser für erdstatische Berechnungen nicht relevant ist.

Tab. 1: Bodenmechanische Kennwerte und Frostepfindlichkeitsklassen nach ZTVE-StB 17

Bodengruppe / Bezeichnung	Wichte $\gamma - \gamma'$ [kN/m³]	Reibungswinkel ϕ' [°]	Kohäsion c' / c_u [kN/m²]		Steifemodul E_s [MN/m²]	Frostepfindlichkeit
Ton, schluffig/kiesig						
weich	18 - 8	15 - 17,5	5	10	2 - 4	F 3
steif	19 - 9	15 - 17,5	10	30	4 - 8	F 3
halbfest	20 - 10	15 - 17,5	15	65	8 - 12	F 3
Kies, stark feinkornhaltig						
weich	20,5 - 10,5	22,5 - 27,5	0	20	20 - 30	F 3
steif	21 - 11	22,5 - 27,5	3,5	50	30 - 50	F 3
Schluff, sandig, tonig, weich	16,5 - 8,5	22,5	0	5	3 - 5	F 3
Tonstein / Tonmergelstein						
plastifiziert (steif)	18,5 - 8,5	15,0	10	10	4 - 8	F 3
plastifiziert (halbfest)	20 - 10	15,0 - 17,5	15	20	8 - 12	F 3
stark verwittert	21 - 11	22,5 - 27,5	15 - 20	40 - 60	12 - 25	F 3
gering verwittert	23 - 13	27,5 - 35 [#]	25 - 50 [#]	-	25 - 50 [#]	F 2

[#] Schwankt in Abhängigkeit des Trennflächengefüges, der lokalen Beschaffenheit und der Beanspruchung in weiten Grenzen. Bei größeren zusammenhängenden Gesteinsformationen wird der genannte Mindestwert nicht unterschritten.

Frostepfindlichkeitsklassen gemäß ZTVE-StB 17:

F 1 = nicht frostepfindlich / **F 2** = gering bis mittel frostepfindlich / **F 3** = sehr frostepfindlich

Für Erddruckermittlungen im Bereich verfüllter Arbeitsräume können die Kennwerte des Verfüllmaterials in Ansatz gebracht werden:

Tab. 2: Bodenmechanische Kennwerte von Arbeitsraumverfüllungen

Material	Wichte γ [kN/m³]	Reibungswinkel ϕ' [°]
Schottergemisch	20	35
Kiesgemisch und Siebschutt	20	27,5 - 32,5
Bindiges Aushubmaterial (Frostsicherheit beachten, siehe Kap. 11.9.2!)	siehe Tab. 1	siehe Tab. 1

Bei einer setzungsarmen Verdichtung des Arbeitsraumes wird auf den Verdichtungserddruck e_{vh} gemäß DIN 4085 hingewiesen.

4 Bodenklassen nach DIN 18300:2012-09

Die im Folgenden angegebenen Bodenklassen dienen lediglich zur Orientierung. Seit 2015 sind diese nicht mehr gültig. Gemäß VOB (Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen) sind zur Ausschreibung Homogenbereiche nach DIN 18300:2019-09 heranzuziehen. Diese finden sich im folgenden Kapitel 5.

Nach DIN 18300:2012-09 (alt) sind die in den Untersuchungspunkten angetroffenen Horizonte hinsichtlich ihrer Lösbarkeit in bestimmte Bodenklassen einzuordnen. Die Einstufung erfolgt anhand der Ansprache im Gelände.

Tab. 3: Bodenklassen nach DIN 18300:2012-09

Boden- / Festgesteinsmaterial	Bodenklasse
Mutterboden	1
Tone, schluffig, kiesig / Tonsteine plastifiziert	4 - 5
Kies, stark schluffig und tonig	2 - 4
Schluff, feinsandig bis tonig	2 - 4
Tonstein, stark bis gering verwittert	5 - 6
Ton- /Tonmergelstein, gering verwittert bis bergfrisch	6 - 7

Anmerkung: DIN 18300:2012-09 (Erdarbeiten), Auszug

- Klasse 1: **Oberboden** / Oberboden ist die oberste Schicht des Bodens, die neben anorganischen Stoffen, z. B. Kies-, Sand-, Schluff- und Tongemische, auch Humus und Bodenlebewesen enthält.
- Klasse 2: **Fließende Bodenarten** / Organische Böden (Torf und Mudde), feinkörnige Böden sowie organogene Böden und Böden mit organischen Beimengungen und einer breiigen oder flüssigen Konsistenz. Gemischtkörnige Böden mit einem Anteil an Korn unter 0,063 mm von mehr als 15 Gew.-%, die eine breiige oder flüssige Konsistenz haben.
- Klasse 4: **Mittelschwer lösbare Bodenarten** / Gemische von Sand, Kies, Schluff und Ton mit mehr als 15 % der Korngröße < 0,06 mm. Bindige Bodenarten von leichter bis mittlerer Plastizität, die je nach Wassergehalt weich bis halbfest sind und höchstens 30 % Steine von über 63 mm Korngröße bis 0,01 m³ Rauminhalt enthalten.
- Klasse 5: **Schwer lösbare Bodenarten** / Bodenarten nach der Klasse 3 und 4, jedoch mit mehr als 30 % Steinen von über 63 mm Korngröße bis 0,01 m³ Rauminhalt. Nichtbindige und bindige Bodenarten mit höchstens 30 % Steinen über 0,01 m³ Korngröße bis 0,10 m³ Rauminhalt. Ausgeprägt plastische Tone, die je nach Wassergehalt weich bis halbfest sind.
- Klasse 6: **Leicht lösbarer Fels und vergleichbare Bodenarten** / Felsarten, die einen inneren, mineralisch gebundenen Zusammenhalt haben, jedoch stark klüftig, brüchig, bröckelig, schiefrig weich oder verwittert sind, sowie vergleichbare feste oder verfestigte bindige und nichtbindige Bodenarten, z. B. durch Austrocknung, Gefrieren, chemische Bindungen. Nichtbindige und bindige Bodenarten mit mehr als 30 % Steinen von über 0,01 m³ Korngröße bis 0,10 m³ Rauminhalt.
- Klasse 7: **Schwer lösbarer Fels** / Felsarten, die einen inneren mineralisch gebundenen Zusammenhalt und hohe Gefügefestigkeit haben und die nur wenig klüftig oder verwittert sind. Festgelagerter, unverwitterter Tonschiefer, Nagelfluhschichten, Schlackenhalde der Hüttenwerke und dgl. Steine von über 0,10 m³ Rauminhalt. Werden solche Felsarten oder verfestigte Materialien durch Reißgeräte gelöst, ändert sich die Einstufung nicht.

Sollte es zwischen Bauherrschaft und Auftragnehmer zu unterschiedlichen Auffassungen bei der Einstufung des Untergrundes in die Bodenklassen kommen, kann der Gutachter zur Klärung offener Fragen hinzugezogen werden.

5 Homogenbereiche nach DIN 18300:2019-09

Seit 2015 gelten statt der Bodenklassen nach DIN 18300 (Erdarbeiten), DIN 18301 (Bohrarbeiten) und DIN 18319 (Rohrvortriebsarbeiten) sogenannte Homogenbereiche. Mit dieser Regelung soll ein einheitliches Schema zur Boden- und Felsklassifizierung erreicht werden, welche die speziellen Anforderungen der unterschiedlichen Gewerke berücksichtigt und für jedes Gewerk Horizonte gleichbleibender Materialeigenschaften beschreibt. Nach der DIN 4020:2003-09 wird ein Homogenbereich wie folgt definiert:

„Bereich von Boden oder Fels, dessen Eigenschaften eine definierte Streuung aufweisen und sich von den Eigenschaften der abgegrenzten Bereiche abheben.“

Nach der DIN 18300:2019-09 sind die angetroffenen Böden im Hinblick auf Erdarbeiten in vier Homogenbereiche (HB) zu unterteilen.

- Homogenbereich A) Mutterboden / Ackerboden (organischer Oberboden)
- Homogenbereich B) fein- bis gemischtkörnige Böden (Tone, Schluffe, plastifizierte Tonsteine)
- Homogenbereich C) grob- bis gemischtkörnige Böden (Kiese)
- Homogenbereich D) Festgesteine (Tonsteine, gering bis stark verwittert)

In der nachfolgenden Tabelle finden sich die entsprechenden Angaben zu den Bereichen:

Tab. 4: Homogenbereiche nach DIN 18300:2019-09

Nr.	Parameter	Homogenbereiche			
		Mutterboden	fein- / gemischt-körnige Böden	grob- / gemischt-körnige Böden	Festgesteine
		HB A	HB B	HB C	HB D
1	Bodengruppe nach DIN 18196 und Kurzbezeichnung für Fels nach DIN 4022	OT'	TA - TM - UA - UM - Tst, plast.	GT* - GU*	Tst
2	Korngrößenverteilung nach DIN EN ISO 17892-4 und DIN EN ISO 14688-2	n. b.	n. b.	n. b.	-
3	Stein- und Blockanteile nach DIN EN ISO 14688-2	keine	keine	gering < 5 %	gering (< 5 %)
4	mineralische Zusammensetzung der Blöcke nach DIN EN ISO 14689-1	n. e.	n. e.	n. e.	n. e.
5	Dichte ρ [kg/m³] nach DIN 18125-2 oder DIN EN ISO 17892-2	n. b.	n. b.	n. b.	n. b.
6	Wichte γ [kN/m³] nach DIN 18125-1/-2 (gemittelt)	14 - 4'	19 - 9	20,5 - 10,5	21 - 11
7	Kohäsion c' [kN/m²] nach DIN 18137 Teil 2 bis 3	0'	0 - 15	0	15 - 50
8	undrained Scherfestigkeit c_u [kN/m²] nach DIN 18137-2 oder DIN EN ISO 17892-6 oder DIN 4094-4	10'	5 - 65	5	stark verwittert: 40 - 60 gering verwittert: -
9	Sensitivität S_t nach DIN 4094-4	n. e.	n. e.	n. e.	n. e.
10	Wassergehalt W_n [%] nach DIN EN ISO 17892-1	n. b.	n. b.	n. b.	n. b.
11	Konsistenz C nach DIN EN ISO 14688-1 oder DIN EN ISO 17892-12	weich bis steif	weich bis halbfest	feinkörnige Matrix: breiig bis weich	-
12	Konsistenzzahl I_c nach DIN EN ISO 17892-12	n. e.	0,85 bis 1,17	n. b.	-
13	Plastizität P DIN EN ISO 14688-1 o. DIN EN ISO 17892-12	n. e.	ausgeprägt bis mittel	n. b.	-
14	Plastizitätszahl I_p nach DIN EN ISO 18122-1 oder DIN EN ISO 17892-12	n. e.	0,22 bis 0,37	n. b.	-
15	Lagerungsdichte D nach DIN 18126, DIN EN ISO 18126 oder DIN 4094-1	-	-	-	-
16	Kalkgehalt V_{Ca} [%] nach DIN 18129	n. e.	n. e.	n. e.	n. e.

Nr.	Parameter	Homogenbereiche			
		Mutterboden	fein- / gemischt-körnige Böden	grob- / gemischt-körnige Böden	Festgesteine
		HB A	HB B	HB C	HB D
17	Sulfatgehalt V_s [%] nach DIN EN 1997-2	n. e.	n. e.	n. e.	n. e.
18	Durchlässigkeit k_f [m/s] nach DIN 17892-11	$\leq 1 \times 10^{-6}$ '	$\leq 1 \times 10^{-6}$ '	$1 \times 10^{-4} - 1 \times 10^{-5}$ '	$< 1 \times 10^{-6}$ '
19	organischer Anteil (Glühverlust) [%] nach DIN 18128	3 - 6'	1 - 3'	0 - 1'	0 - 1'
20	Abrasivität nach NF P18-579	n. e.	n. e.	n. e.	n. e.
21	ortsübliche Bezeichnung	Humus	Lehm	Leberkies	Schiefer

- : nicht vorhanden; n. b.: nicht bestimmt; n. e.: nicht erforderlich; ' : geschätzte Angaben

6 Hydrogeologie

6.1 Angetroffene Verhältnisse

Während der Erkundung konnten Wasserzutritte in den Aufschlüssen gemessen werden.

Bei dem im Baufeld vorliegenden Grundwasserleiter handelt es sich im oberflächennahen Bereich (Lehme und Kiese) um einen Porengrundwasserleiter. Durch die zur Tiefe anstehenden, tendenziell stauenden Tonsteine ist ein Abfluss zur Tiefe unterbunden. In Zeiten erhöhter Grundwasserneubildungsereignisse, wie z. B. Starkregen oder bei der Schneeschmelze, führt dies zu einem Aufstau im Porengrundwasserleiter, sodass mit größeren Grundwasserschwankungen und einer raschen Reaktion des Grundwasserleiters auf solche Ereignisse zu rechnen ist.

Weiterhin zeigen die Tonsteine (Kluftgrundwasserleiter) lokale Wasserführungen in unterschiedlichen Tiefenlagen. Da sich diese räumlich nicht korrelieren lassen, kann nicht ausgeschlossen werden, dass sich weitere lokale Wasserwegsamkeiten innerhalb der Tonsteine im zukünftigen Baugrubeneinschnitt finden.

Zur Aufzeichnung von Grundwasserständen wurden die Bohrungen RKB 4, RKB 7, RKB 10 und RKB 11 zu festen Grundwassermessstellen (GWM 1 bis GWM 4), die Bohrungen RKB 1, RKB 6, RKB 8, RKB 13 und RKB 15 als Einfachmessstellen ausgebaut.

In die Messstellen der Bohrungen RKB 7 und RKB 10 wurden im Rahmen der Vorerkundung Datenlogger zur kontinuierlichen Aufzeichnung der Wasserstände eingebracht. Nur mit solchen kontinuierlichen Aufzeichnungen ist das Verhalten eines Grundwasserleiters mit rascher Veränderung zu erfassen.

In der zweiten Erkundungskampagne wurden kontinuierliche Wasserstandaufzeichnungen in den drei ausgebauten großkalibrigen Bohrungen (B1, B2 und B4) vorgenommen.

Ergänzend wurden an allen Messstellen Stichtagsmessungen mit einem Lichtlot durchgeführt.

6.1.1 Ergebnisse aus der kontinuierlichen Aufzeichnung der Wasserstände

Alle Messstellen zeigten eine temporär rasche Zunahme, welche sich bzgl. Grundwasserneubildungsereignissen mit jeweils starken Regenfällen korrelieren lassen. Diese Ergebnisse aus der Vorerkundung konnten bei der zweiten Messkampagne nicht nur für den oberflächennahen Porengrundwasserleiter, sondern auch für die Wasserführungen im Kluftgrundwasserleiter bestätigt werden.

Exemplarisch hierfür ist die folgende Abbildung der Grundwassermessstelle RKB 7 / GWM 2 dargestellt. Die übrigen aufgezeichneten Grundwasserganglinien finden sich in der Anlage 7.

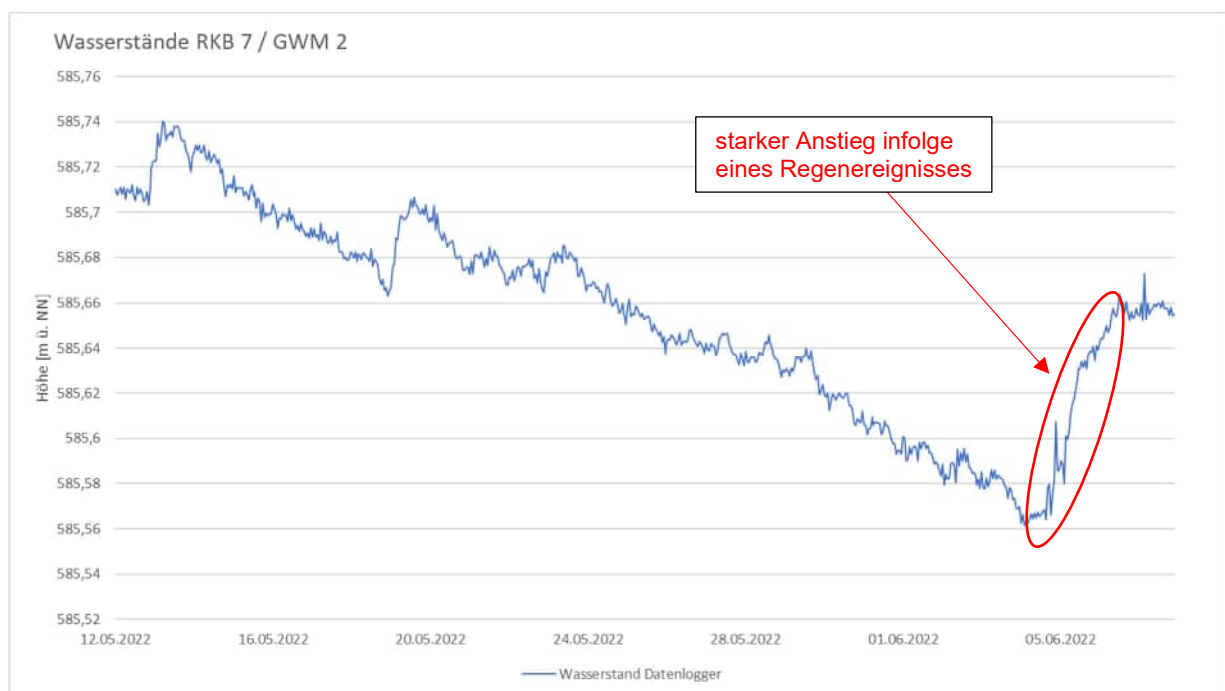


Abb. 1: Grundwasserganglinie in der Messstelle RKB 7 / GWM 2

Zu beachten sind die in den Schichtprofilen (siehe Anl. 3) dargestellten höchsten Wasserstände, die zum Teil über der Geländeoberkante liegen.

Wasserstände über der Geländeoberkante wurden in den ausgebauten Messstellen aufgenommen, deren Messstellenabschlussrohr über die Geländeoberkante reicht. Wasserstände, die über der Geländeoberkante liegen werden als „artesisch gespannt“ bezeichnet.

Artesische Verhältnisse treten in Bereichen auf, in denen geringdurchlässige Schichten über grundwasserleitenden Schichten liegen und bei denen die Grundwasserdruckfläche (hydraulisches Potential des Grundwassers) über der Erdoberfläche liegt. Werden die geringdurchlässigen Schichten z. B. mit einer Bohrung durchstoßen, steigt das Wasser im Bohrloch gemäß seinem hydrostatischen Druck, wie der folgenden Abbildung zu entnehmen ist, über die Oberfläche an.

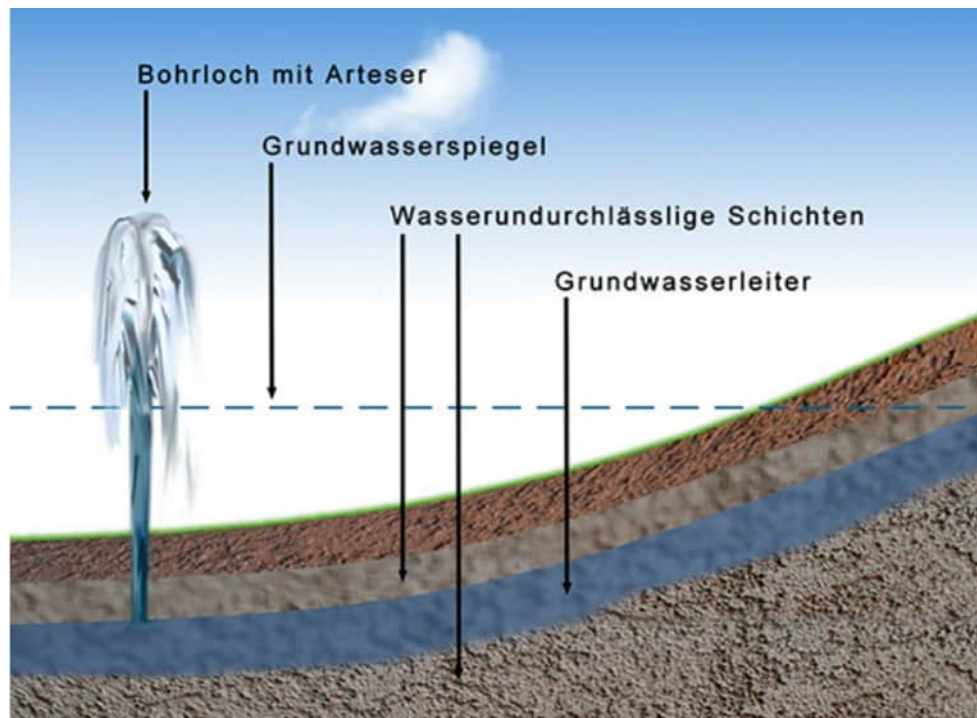


Abb. 2: System artesisch gespanntes Grundwasser, aus www.geothermieconsultig.de

Dabei ist das hydraulische Potential nicht konstant. Einfluss darauf haben unterschiedliche Wasserhaushaltsgrößen, wie die Grundwasserneubildung oder eine Grundwasserförderung. Die laterale Ausdehnung von Gebieten mit artesischen Verhältnissen kann sich über die Zeit stark verändern.

Auch wurden lokal Vernässungen sowie temporäre Quellaustritte innerhalb des Untersuchungsbereiches festgestellt.

Nach vorgenannten Ausführungen ist von mindestens zwei Grundwasserstockwerken im Baugebiet auszugehen.

6.1.2 Ergebnisse aus den Stichtagsmessungen / nach Beendigung der Bohrarbeiten

Mit Ausnahme einer Bohrung (RKB 22) sowie einer verstürzten Rammsondierung (DPH 3) wurden in allen Aufschlüssen Wasserstände aufgenommen (siehe Anlage 8).

In der Tabelle 20 (siehe Anl. 8) sind die jeweils höchsten gemessenen Wasserstände der Aufschlüsse dargestellt. Weiterhin finden sich dort auch Wasserstände aus der LGRB-Bohrdatenbank.

In den Aufschluss Bohrprofilen sind die jeweils höchsten gemessenen Wasserstände als Ruhewasserstand sowie die angebohrten Wasserstände am Tag der Geländeerkundung eingetragen.

Die Grundwasserfließrichtung kann aus den Wasserstandsmessungen mit einer Fließrichtung nach Südwesten abgeleitet werden.

6.2 Bemessungswasserstand

Der Bemessungswasserstand definiert den höchsten zu erwartenden Wasserstand, der auf geplante Bauwerke einwirken kann. Dabei werden die Höchststände des Hochwassers (HHW), des Grundwassers (HGW) und auch von Stauwasser in Form von Oberflächenwasser berücksichtigt.

Die südwestlich des Baufensters verlaufende Eyach liegt topographisch deutlich unterhalb des Baufensters. Der HHW wird daher im vorliegenden Fall nicht weiter berücksichtigt.

Liegen keine langfristigen Messungen über den Grundwasserschwankungsbereich vor, werden gemäß der DIN EN 1997-1 sowie den Angaben der Literatur (z.B. PRINZ, 2018) Sicherheitszuschläge zu den angetroffenen Wasserständen empfohlen. Diese Werte mit Sicherheitszuschlag stellen den höchsten anzunehmenden Grundwasserstand (HGW) dar. Im vorliegenden Fall ist von einem Sicherheitszuschlag von mindestens 1,0 m auszugehen. Bei diesem Ansatz liegt der Bemessungswasserstand in weiten Bereichen auf der Geländeoberkante. Auch die oben beschriebene Vernässung sowie die gespannten Verhältnisse bestätigen diesen Ansatz.

→ Der Bemessungswasserstand kann durch technische Maßnahme beeinflusst werden. Unter Voraussetzung einer entsprechend durchlässigen Arbeitsraumverfüllung, die eine Umläufigkeit von Wasser um das Gebäude gewährleistet (siehe Kap. 11.2, z. B. Brechkorn 5/45 mm), in Kombination mit einer kontrollierten Ableitung über entsprechende Leitungen, kann die zukünftig geringste Geländehöhe am Hausgrund, ab der ein freier Abfluss möglich ist, als Höhe für den Bemessungswasserstand angesetzt werden.

Ist ergänzend eine Ableitung in die vorgesehene(n) Retentionsfläche(n) über entsprechende Wasserführungen bzw. Rohrleitungen gegeben, ist die Höhen, ab der die Ableitung wirksam ist, als Bemessungswasserstand anzusetzen. Dieser Sachverhalt wurde bereits mit dem beauftragten Ingenieurbüro für Landschafts- und Umweltplanung diskutiert. Hierbei wurde eine kontrollierte Ableitung auf einer Höhe in Aussicht gestellt, die im besten Fall eine Entwässerung im Bereich der Wirtschaftshofhöhe ermöglicht. Eine konkrete Höhenangabe liegt uns hierzu aktuell jedoch nicht vor.

Hinweis: Solch eine kontrollierte Ableitung kommt einer Dränung gleich, wobei im vorliegenden Fall nicht von einer Absenkung des Grundwasserstands im klassischen Sinn ausgegangen werden kann, da von mehreren Grundwasserstockwerken bzw. verschiedenen lokalen Wasserführungen auf unterschiedlichen Ebenen ausgegangen werden muss. Durch die Baugrube werden diese Wasserführungen angeschnitten und über die Baugrubensohle in talseitige Richtung entwässert. Die Entwässerung soll in eine Retention erfolgen. Da eine kontrollierte und richtungsgesteuerte Ableitung gewährleistet werden muss, sind entsprechende Rohrleitungen analog zu einer Dränung vorzusehen.

Durch diese Maßnahme wird der Umwelt nachhaltig kein Wasser entzogen, da dieses einer zukünftig talseitig liegenden Retention und damit wieder der Natur zugeführt wird.

Auch heute tritt bereits im talseitigen Bereich des Baugebietes, zwischen der zukünftigen Klinik und der Bundesstraße 463, Wasser an der Oberfläche aus und es findet eine temporäre Seebildung statt.

6.3 Oberflächenentwässerung

Aufgrund der Hanglage ist mit anströmendem Oberflächenwasser zu rechnen. Dieses Wasser ist über entsprechende Wasserführungen, wie z. B. Gräben und/oder Dämme, vorzugsweise bereits während der Baumaßnahme (siehe Kap. 11.4.2 und 11.5) aber auch langfristig so abzuleiten, dass ein unerwünschter Zustrom in die Baugrube bzw. die zukünftigen Arbeitsräume unterbunden wird.

6.4 Betonaggressivität im Grundwasser

Die aus der Bohrung B 2 entnommene Grundwasserprobe wurde auf betonaggressive Inhaltsstoffe untersucht. Gemäß den vorliegenden Ergebnissen kann die untersuchte Grundwasserprobe nach DIN 4030 als „nicht angreifend“ eingestuft werden.

Der Laborprüfbericht (3549963) kann in der Anlage 6 eingesehen werden.

7 Versickerungsfähigkeit

Gemäß der DWA-A 138 (Regelwerk Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall, Arbeitsblatt A 138, inkl. Kommentar von 2008) ist ein Durchlässigkeitsbeiwert von $> 1 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ Voraussetzung für eine Versickerung mit zeitweiliger Zwischenspeicherung. Ferner beträgt der notwendige Flurabstand der Sickerfläche zum Grundwasser 1,0 m.

Der erforderliche Flurabstand ist zumindest temporär in weiten Bereichen bei Beibehaltung der aktuellen Geländeoberkante nicht eingehalten.

Unabhängig hiervon eignen sich die im Untersuchungsgebiet oberflächennah angetroffenen tonigen Böden nicht für eine Versickerung. Diese Böden lassen nur Durchlässigkeitsbeiwerte von $< 1 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ erwarten. Die gemischtkörnigen bzw. kiesigen Böden zur Tiefe weisen theoretisch eine ausreichende Durchlässigkeit auf, sind allerdings schon jetzt bzw. im Falle starker Grundwasserneubildungsereignisse wassergesättigt und können somit kein weiteres Wasser ohne zusätzlichen Aufstau aufnehmen. Das gilt insbesondere, da die zur Tiefe angetroffenen Tonsteine sowie deren Verwitterungshorizonte einen Abfluss zur Tiefe unterbinden.

Unter Berücksichtigung der oben genannten Ausführungen ist eine Versickerung gemäß den Vorgaben der DWA-A 138 beim derzeitigen Kenntnisstand nicht möglich.

8 Schutz von Bauwerken gegen Durchfeuchtung

8.1 Unterkellerte Gebäude bzw. erdberührte Bauteile

8.1.1 Gewährleistete, kontrollierte Ableitung von Wasser zum Schutz der Bauwerke

Maßgeblich für den Schutz der Bauwerke gegen Durchfeuchtung ist die in Kap. 6.2 und 6.3 genannte kontrollierte Ableitung von Wasser in die Retention über eine entsprechende Dränung. Ausgehend von den aktuellen Bauwerkshöhen (siehe Profilschnitte, Anlage 4) und dem hierbei maßgeblichen Wirtschaftshof (OK Fahrfläche 586,50 m ü. NN) gilt Folgendes:

Bei einer Ableitung auf einer Höhe von ca. 587 m ü. NN sind keine drückenden Verhältnisse für die Gebäude, aber für den Wirtschaftshof anzusetzen. Um den Wirtschaftshof entsprechend zu schützen, wird eine Ableitung auf einer Höhe von ca. 586,0 m ü. NN erforderlich.

Unabhängig hiervon ist der DIN 18533-1:2017-07 (Kap. 5.1.2.1) folgendes zu entnehmen:

Wird der Mindestabstand von 50 cm zum HGW/HHW (Begriffserklärung siehe Kap. 7.2, Anmerkung des Verfassers) unterschritten, ist die Abdichtung bis mindestens 30 cm über HGW/HHW nach W2.1.-E (Abdichtungsschicht unter Bodenplatten) auszulegen. Darüber kann im Wandbereich eine Abdichtung nach W1-E vorgesehen werden.

→ Nach aktuellem Kenntnisstand wird der Mindestabstand durch die Ableitung bzw. Dränung nicht einzuhalten sein. Die letztendliche Festlegung obliegt aber der Entwässerungsplanung. Bis zu dieser Festlegung wird empfohlen die genannten Abdichtungen zusätzlich zur Ableitung vorzusehen.

- DIN 18533-1, W2.1-E:
Mäßige Einwirkung von drückendem Wasser ≤ 3 m Eintauchtiefe
- DIN 18533-1, W1-E, hier: W1.2-E:
Bodenfeuchte und nichtdrückendes Wasser bei Bodenplatten und erdberührten Wänden mit Dränung

Nachfolgend sind die wichtigsten Punkte für den Entwurf eines Dränsystems gemäß DIN 4095, ohne Anspruch auf Vollständigkeit, dargestellt:

- Vor sämtlichen erdberührten Außenwänden sollte eine Sickerschicht aus Betonfiltersteinen, druckfesten Dränmatten o. ä. vorgesehen werden.
- Unterhalb dieser Baustoffe ist eine Außendränung (Ringdränung) einzubringen, die mit einem filterstabilen Kies ummantelt werden muss.
- Um die Filterstabilität zwischen der Kiesummantelung und dem anstehenden Erdreich zu gewährleisten, ist ein trennendes Filtervlies vorzusehen. Die Ummantelung ist unmittelbar mit dem Verlegen der Dränleitung einzubringen.

- Auf eine ausreichende Tiefenlage der Dränung ist zu achten (Rohrsohle mind. 0,2 m unter OK Bodenplatte, Rohrscheitel darf OK Rohbodenplatte nicht überschreiten).
- Unter den erdberührten Bodenplatten ist im Allgemeinen eine kapillarbrechende Filterschicht (Flächenfilter, kombiniert als Tragschicht, siehe auch Kap. 11.1) vorzusehen. Die Filterschicht muss durch Dränleitungen oder Durchflussöffnungen entwässert werden. Hierzu ist jeder von Fundamenten oder Frostschränken umschlossene Bereich mindestens einmal zu erfassen. Die Durchflussöffnungen bzw. Dränleitungen sind mit einem ausreichenden Gefälle zur Ableitung herzustellen.
- Bei Grundflächen $\geq 200 \text{ m}^2$ ist zusätzlich eine Flächendränung (Rohrleitungen) unter der Bodenplatte vorzusehen.
- Die Ableitung hat rückstaufrei an eine ausreichende Vorflut zu erfolgen.

Aufgrund einer überschlägigen Schätzung des Abflusses nach DIN 4095 wird ein Dränrohrdurchmesser DN 200 bei einem Gefälle von 1,5% vorgeschlagen. Zur weiteren Bemessung der Anlagenteile wird auf die DIN 4095 verwiesen.

8.1.2 Keine kontrollierte Ableitung von Wasser zum Schutz des Bauwerkes

Kann die im vorherigen Kapitel genannte Ableitung nicht gewährleistet werden, gilt Folgendes:

Für alle unter den Bemessungswasserstand reichenden Gebäudeteile ist eine Abdichtung nach DIN 18533-1:2017-07 vorzusehen. Hierbei ist je nach Höhenlage eine Abdichtung gemäß Wassereinwirkungsklasse W 2.2-E (hohe Einwirkung von drückendem Wasser > 3 m Eintauchtiefe) bzw. W 2.1-E (mäßige Einwirkung von drückendem Wasser < 3 m Eintauchtiefe) erforderlich. Auf die Ausführungen in der genannten DIN, insbesondere auf die Kapitel 5.1.3.3, 8.6 und 9.2 wird verwiesen.

Soll eine Bauausführung in wasserundurchlässigem Beton (WU-Beton) angestrebt werden, wird ergänzend auf die DAfStb-Richtlinie - Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie), Stand 2017-12 hingewiesen.

Anmerkung: Bauwerksöffnungen, die unter den Bemessungswasserstand reichen, sind in das wasserundurchlässige Wannensystem einzubinden. Diese Bauwerksteile sind zusätzlich mit einer Entwässerung für anfallendes Oberflächenwasser zu versehen.

→ Auf die erforderliche Auftriebssicherung wird hingewiesen.

Ergänzender Hinweis: Der Wirtschaftshof ist in das wasserundurchlässige System einzubinden und ebenfalls auftriebssicher zu bemessen. Die Auftriebssicherung wird gegebenenfalls, je nach tatsächlichem Auftrieb über Zuganker erfolgen müssen. Entsprechende Werte zur Bemessung dieser finden sich in Kap. 11.4.2 (Bohrpfähle). Der geplante Pflasterbelag kann nicht zur Ausführung kommen.

8.2 Nicht unterkellerte Bauwerke

Bei Gebäuden ohne Unterkellerung kann nur dann auf eine Dränage nach DIN 4095 verzichtet werden, wenn alle folgenden Bedingungen erfüllt werden:

- Die Oberkante der erdberührenden Bodenplatte liegt nicht tiefer als das Außengelände.
- Das Außengelände weist ein vom Bauwerk weg gerichtetes Gefälle auf.
- Eine ausreichende Oberflächenentwässerung (z. B. bei Parkplätzen, Zufahrtswegen etc.) liegt vor.
- Ein Einstau von Schicht-, Sicker- und Oberflächenwasser in der Schottertragschicht wird unterbunden.

Wird eine oder mehrere der genannten Bedingungen nicht erfüllt, ist eine Dränung gemäß DIN 4095 erforderlich.

Auf die Ausführungen der genannten DIN, Kapitel 8.5.4.2 wird verwiesen.

9 Erdbebenzone

Gemäß der Karte der Erdbebenzonen und geologischen Untergrundklassen für Baden-Württemberg (1. Auflage 2005) sowie den Ergebnissen der Baugrunduntersuchung gelten für das Baufenster unter Berücksichtigung der zur Tiefe angetroffenen Ton- und Tonmergelsteine folgende Kennwerte:

Tab. 5: Kennwerte der Erdbebeneinwirkung gemäß DIN EN 1998-1/NA:2023-11

Erdbebenzone	3
Bodenparameter S	1,2
Spektralbeschleunigung $S_{aP,R}$	3,4 m/s ²
Baugrundklasse	B (gering harte Festgesteine)
Untergrundklasse	R (Gebiete mit felsartigem Untergrund)

10 Gründungsberatung

10.1 Bauwerksspezifische Voraussetzungen / Gründungshorizont

10.1.1 Hinweis zur Erdbebenzone 3

In der Broschüre Erdbebensicheres Bauen (Wirtschaftsministerium Baden-Württemberg, Stand 2008) wird Folgendes ausgeführt:

Bauwerke in Erdbebengebieten sollten möglichst auf gleichartigen Gründungselementen, auf gleichartigem Baugrund und in einheitlicher Tiefe gegründet werden.

Bei klassischen Gründungsverfahren wie bei einer Streifengründung oder einer Gründung über eine elastisch gebettet Bodenplatte kann diese Vorgabe bei üblichen Einbindetiefen nicht gewährleistet werden.

Bei einer Streifengründung kann zumindest eine einheitliche Gründung auf den Ton- und Tonmergelsteinen angestrebt werden. In diesem Fall sind in nordwestlicher Richtung entsprechende Fundamentvertiefungen vorzusehen.

Eine uneinheitliche Gründungstiefe ist im vorliegenden Fall aus ingenieurgeologischer Sicht zu tolerieren. Die letztendliche Entscheidung hierüber obliegt allerdings dem Prüfer bzw. der Prüferin.

Im Fall einer Plattengründung ist ein einheitlicher Gründungshorizont nicht gegeben.

Nach den vorliegenden Planunterlagen und sonstigen Angaben (siehe Kap. 1) wird für die Oberkante Bodenplatte des Klinikums, des Gesundheitszentrums und des Parkhauses eine Höhe von 587,80 m ü. NN und für den Wirtschaftshof von 586,50 m ü. NN angesetzt.

10.1.2 Klinikum und Wirtschaftshof

Die anstehenden Untergrundverhältnisse dieser Bauteile sind in den Profilschnitten A - A', B - B' und C - C' (siehe Anl. 4.1 bis 4.3) graphisch dargestellt.

Wie den Schnitten A - A' und B - B' zu entnehmen ist, kommt die zukünftige Unterkante Bodenplatte bzw. Fundamentsohlen einer Streifen- und Einzelfundamentgründung in den veränderlich festen Ton- und Tonmergelsteinen von guter Tragfähigkeit bei erhöhter Setzungsneigung zu liegen. Das gilt auch für den nochmals tiefer reichenden Wirtschaftshof. Die erhöhte Setzungsneigung ergibt sich aus der geringeren Gefügefestigkeit und der damit verbundenen verminderten einaxialen Druckfestigkeit im Vergleich zu unveränderlich festen Gesteinen wie z. B. Kalksteinen oder Graniten.

In Richtung Nordosten (Schnitt C - C') taucht der Tonstein im Zentralbereich (Bohrung RKB 20) unter die Bodenplatte ab. Hier findet sich eine ehemalige, heute kieserfüllte, Rinnenstruktur. Die Kiese sind tragfähig bei mäßiger Setzungsneigung, erreichen aber nicht die hohe Tragfähigkeit der Ton- und Tonmergelsteine, was ungeachtet der oben genannten Vorgaben zum erdbebensicheren Bauen eine Fundamenttieferführung zur Gewährleistung vergleichbarer Sohlwiderstände erfordert.

Anmerkung: Diese Rinnenstruktur korreliert nach unserem Kenntnisstand auch mit den im Rahmen der Landschafts- und Umweltplanung erhobenen oberflächennahen Abflussregimen.

10.1.3 Gesundheitszentrum

Gemäß den Schnitten C - C' und D - D' liegen die Bodenplatte und die Fundamentsohlen im hangseitigen Bereich in den gut tragfähigen Ton- und Tonmergelsteinen, in talseitiger Richtung über bzw. in der Rinnenstruktur mit tragfähigen Kiesen und im äußersten Nordwesten (Bohrung RKB 16) noch in den oberflächennah anstehenden, eingeschränkt tragfähigen und setzungsanfälligen Tonen. Die Tone werden

jedoch in mittelbarer Tiefen (ca. 1,5 m u. OK Bodenplatte) von Kiesen unterlagert und sind zwingend zu durchteufen.

10.1.4 Parkhaus

Wie dem Schnitt E - E' zu entnehmen ist, kommen die Bodenplatte und die Fundamentsohlen im hangseitigen Bereich in verwitterten, aber tragfähigen Ton- und Tonmergelsteinen bzw. in tragfähigen Kiesen, in talseitiger Richtung in Tonen von eingeschränkter Tragfähigkeit und hoher Setzungsneigung zu liegen. Die Tone werden jedoch in mittelbaren Tiefen (ca. 2,5 bis 3 m u. OK Bodenplatte) von Kiesen und Tonsteinen unterlagert und sind zwingend zu durchteufen.

Ist eine Gründung in unterschiedlichen Böden nicht zielführend oder zulässig, werden zum Erreichen der Tonsteine signifikante Fundamentvertiefungen oder alternative Gründungsverfahren erforderlich.

Gegebenenfalls kann auch die Höhenlage des Parkhauses noch angepasst werden, allerdings liegt beim aktuellen Ansatz die Bodenplatte im Nordwesten über der Geländeoberkante, was eine schadlose Ableitung von Wasser auf Höhe der geringsten Geländeoberkante am Hausgrund dem talseitigen Gefälle folgend ermöglicht.

10.1.5 Allgemeiner Hinweis zu den Profilschnitten

Es wird darauf hingewiesen, dass die Untergrundverhältnisse und die Gebäude in den Profilschnitten schematisch sind. Die Gebäude sind exemplarisch mit einer 1,0 m starken Bodenplatte dargestellt. Die detaillierten Untergrundverhältnisse sind den Aufschlussprofilen (siehe Anl. 3) zu entnehmen. Die tatsächlichen Verhältnisse in den Zwischenbereichen sind während der Baumaßnahmen zu überprüfen.

10.2 Streifen- und Einzelfundamentgründung

Nach Rücksprache mit der Ingenieurgesellschaft mbH & Co. KG Boll I Partner, vertreten durch Herrn Witte, wird im Fall der oben genannten kontrollierten Ableitung, die drückende Verhältnisse ausschließt, eine Streifen- oder Einzelfundamentgründung einer Gründung über eine elastisch gebettete Bodenplatte vorgezogen. Ungeachtet dessen wird an dieser Stelle nochmals auf die Ausführungen bzgl. einer druckwasserdichten Abdichtung in Kap. 8.1.1 verwiesen.

Wie in der DIN 1054 dargelegt, ergibt sich der zur Fundamentbemessung erforderliche Sohlwiderstand $\sigma_{R,d}$ aus der Untergrundbeschaffenheit und der Fundamentform. Er ist keine Bodenkonstante. Zur Ermittlung des Sohlwiderstandes $\sigma_{R,d}$ und den daraus resultierenden Setzungen wurden kombinierte Grundbruch- und Setzungsberechnungen durchgeführt (siehe Anl. 9 ff).

Bei Setzungsberechnungen wurde eine Vorbelastung des Erdreiches, je nach Stärke des Baugrubenaushubs, angesetzt. Die jeweils angesetzte Vorbelastung ist den Berechnungen zu entnehmen.

Die Mindesteinbindetiefe der Fundamente wird in frostfreien Bereichen in Anlehnung an die DIN 1054 mit $\geq 0,5$ m, in frostgefährdeten Bereichen mit mindestens $\geq 1,0$ m angenommen.

Wie den folgenden Angaben und Tabellen zu entnehmen ist, werden je nach Setzungstoleranz ab bestimmten Fundamentbreiten Reduzierungen oder Begrenzungen des Sohlwiderstandes zur Gewährleistung bauwerksverträglicher Setzungen erforderlich.

Der Grundwasserstand wurde in Hinblick auf die kontrollierte Ableitung auf einer Höhe von 587,30 m ü .NN angesetzt.

10.2.1 Klinikum

▪ Streifenfundamente, hangseitig, Gründungssohle: Tonstein

Bei einer Gründung in den bergfrischen Tonsteinen kann bei einer Einbindung von $\geq 0,5$ m in Abhängigkeit der Fundamentbreite ein Sohlwiderstand $\sigma_{R,d}$ von 730 bis 860 kN/m² angesetzt werden (siehe Anl. 9.1.1). Die rechnerischen Setzungen betragen 1,2 bis 3,0 (!) cm.

▪ Streifenfundamente, talseitig, Gründungssohle: Tonstein

Bei einer Gründung in den bergfrischen Tonsteinen kann der gleiche Sohlwiderstand wie im hangseitigen Bereich angesetzt werden. Durch die geringere Vorbelastung ergeben sich allerdings ungünstigere rechnerische Setzungsbeträge (siehe Anl. 9.1.2). Die rechnerischen Setzungen betragen 1,4 bis 3,5 (!) cm. In der nachfolgenden Tabelle sind die Berechnungsergebnisse sowie begrenzte Sohlwiderstände für angenommene maximal zulässige Setzungen von 2 bzw. 3 cm dargestellt:

Tab. 6: Sohlwiderstand und resultierende Setzungen Klinikum / Streifenfundament talseitig / 0,5 m Einbindung / Gründung in bergfrischen Tonsteinen

Fundamentbreite [m]	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,0
Sohlwiderstand $\sigma_{R,d}$ [kN/m ²]	730	745	765	785	805	825	840	860
Setzung [cm]	1,4	1,8	2,1 (!)	2,4 (!)	2,7 (!)	3,0 (!)	3,2 (!)	3,5 (!)
begrenzter Sohlwiderstand $\sigma_{R,d}$ [kN/m ²] bei einer maximal zulässigen Setzung von 2 cm	-	-	730	660	610	570	540	520
begrenzter Sohlwiderstand $\sigma_{R,d}$ [kN/m ²] bei einer maximal zulässigen Setzung von 3 cm	-	-	-	-	-	-	780	750

Allgemeiner Hinweis: Eine größere Fundamenteinbindung hätte einen höheren Sohlwiderstand, aber auch höhere Setzungen zur Folge, was wiederum eine Begrenzung erfordern würde, sodass auf eine entsprechende Berechnung verzichtet werden kann.

▪ Streifenfundamente, Nordwest, Gründungssohle: Kies

Bei einer Gründung in den feinkornhaltigen Kiesen kann bei einer Einbindung von $\geq 1,0$ m in Abhängigkeit der Fundamentbreite ein Sohlwiderstand $\sigma_{R,d}$ von 185 bis 680 kN/m² angesetzt werden (siehe Anl. 9.1.3). Die rechnerischen Setzungen betragen 0,2 bis 2,9 (!) cm. In der nachfolgenden Tabelle sind die Berechnungsergebnisse sowie begrenzte Sohlwiderstände für angenommene maximal zulässige Setzungen von 2 cm dargestellt:

Tab. 7: Sohlwiderstand und resultierende Setzungen Klinikum / Streifenfundament NW / 1,0 m Einbindung / Gründung in Kiesen

Fundamentbreite [m]	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,0
Sohlwiderstand $\sigma_{R,d}$ [kN/m ²]	185	195	360	460	530	590	635	680
Setzung [cm]	0,2	0,3	0,9	1,4	1,8	2,2 (!)	2,6 (!)	2,9 (!)
begrenzter Sohlwiderstand $\sigma_{R,d}$ [kN/m ²] bei einer maximal zulässigen Setzung von 2 cm	-	-	-	-	-	540	520	500

▪ Einzelfundamente, Gründungssohle: Tonstein

Vereinfachend wurden nur die talseitigen Verhältnisse mit ungünstigeren Setzungen für eine Gründung in den Tonsteinen berücksichtigt. In der nachfolgenden Tabelle sind die Berechnungsergebnisse sowie begrenzte Sohlwiderstände für angenommene maximal zulässige Setzungen von 2 und 3 cm dargestellt (siehe auch Anl. 9.1.4):

Tab. 8: Sohlwiderstand und resultierende Setzungen Klinikum / Einzelfundament / 0,5 m Einbindung / Gründung in bergfrischen Tonsteinen

Fundamentmaße [m x m]	1,0 x 1,0	1,4 x 1,4	1,8 x 1,8	2,2 x 2,2	2,6 x 2,6	3,0 x 3,0
Sohlwiderstand $\sigma_{R,d}$ [kN/m ²]	1085	1110	1135	1165	1190	1215
Setzung [cm]	1,5	2,0	2,5 (!)	3,0 (!)	3,5 (!)	3,9 (!)
begrenzter Sohlwiderstand $\sigma_{R,d}$ [kN/m ²] bei einer maximal zulässigen Setzung von 2 cm	-	-	920	800	710	650
begrenzter Sohlwiderstand $\sigma_{R,d}$ [kN/m ²] bei einer maximal zulässigen Setzung von 3 cm	-	-	-	-	1040	950

▪ Einzelfundamente, Nordwest, Gründungssohle: Kies

Bei einer Gründung in den feinkornhaltigen Kiesen können folgende Sohlwiderstände angesetzt werden. In der nachfolgenden Tabelle sind die Berechnungsergebnisse sowie begrenzte Sohlwiderstände für angenommene maximal zulässige Setzungen von 2 und 3 cm dargestellt (siehe auch Anl. 9.1.5):

Tab. 9: Sohlwiderstand und resultierende Setzungen Klinikum / Einzelfundament / 1,0 m Einbindung / Gründung in Kies

Fundamentmaße [m x m]	1,0 x 1,0	1,4 x 1,4	1,8 x 1,8	2,2 x 2,2	2,6 x 2,6	3,0 x 3,0
Sohlwiderstand $\sigma_{R,d}$ [kN/m ²]	485	715	840	930	1005	1065
Setzung [cm]	0,7	1,4	2,1 (!)	2,7 (!)	3,3 (!)	3,8 (!)
begrenzter Sohlwiderstand $\sigma_{R,d}$ [kN/m ²] bei einer maximal zulässigen Setzung von 2 cm	-	-	800	720	650	600
begrenzter Sohlwiderstand $\sigma_{R,d}$ [kN/m ²] bei einer maximal zulässigen Setzung von 3 cm	-	-	-	-	930	850

10.2.2 Folgerungen Klinikum

Die ermittelten Sohlwiderstände für Streifenfundamente fallen bei einer Gründung in den Tonsteinen günstiger aus als in den Kiesen. Trotz einer größer angesetzten Einbindetiefe beeinflussen die hohen Feinkornanteile in den Kiesen den Sohlwiderstand im Vergleich negativ.

Bei den Einzelfundamenten gleicht sich der Sohlwiderstand bei Fundamentgrößen > 2 x 2 m dagegen an.

Ob unterschiedliche Einbindetiefen unter bautechnischen Gesichtspunkten technisch sinnvoll umsetzbar sind, kann von unserer Seite nicht abschließend beurteilt werden. Das gilt auch für eine Gründung in unterschiedlichem Baugrund, was nach der oben genannten Broschüre Erdbebensicheres Bauen zu vermeiden ist.

Im Fall einer angestrebten einheitlichen Gründung auf den Tonsteinen ist zu beachten, dass die Kiese unter Wasser bzw. bei Wasserzutritt zum Ausfließen neigen, was ein maßgenaues Lösen ohne entsprechende Grundwasserabsenkung erschwert oder gar unmöglich macht. Im Bereich der Kiese ist deshalb z. B. eine Brunnengründung oder alternativ eine Gründung über duktile Gusspfähle zumindest einzukalkulieren. Diese Verfahren werden im Kap. 10.4 beschrieben. Im Bedarfsfall ist die Rinnenstruktur mit den tiefen Kiesfüllungen näher einzugrenzen, um den Bereich alternativer Gründungsverfahren zu konkretisieren.

Zur Fundamentbemessung in den Ton- und Tonmergelsteinen sind die vergleichsweise ungünstigeren Sohlwiderstände aus den talseitigen Berechnungen (siehe Tab. 6 und 8, sowie Anlagen 9.1.2 und 9.1.4) heranzuziehen.

10.2.3 Wirtschaftshof Stützwände

Es wird davon ausgegangen, dass die Stützwände im Bereich des Wirtschaftshofs als eingespannte Wände mit Rückverhängung konzipiert werden. Angaben zu Ankerkräften finden sich im Kap. 11.4.2.

Ist wider Erwarten eine Winkelstützmauer geplant, bitten um Rücksprache zur Angabe des Sohlwiderstandes. Vermutlich ist hier aber das Kippen und gegebenenfalls das Gleiten maßgeblicher als der Sohlwiderstand im Tonstein.

10.2.1 Gesundheitszentrum

Wie bereits oben ausgeführt, liegt der hangseitige Bereich dieses Bauwerks in den Tonsteinen, der Zentralbereich in den Kiesen und im Nordwesten finden sich Tone, welche aber zwingend zu durchteufen sind.

Da die Tone durchteuft werden müssen und die Kiesmächtigkeiten in Richtung Norden wieder abnehmen (siehe Profischnitt D-D, Anl. 4.4), ist für dieses Bauwerk eine einheitliche Gründung in bzw. auf den Tonsteinen zu prüfen.

Es gelten die Folgerungen und Angaben zum Klinikum (siehe Kap. 10.2.2).

10.2.1 Parkhaus

Ausgehend von einer Gründung in bzw. auf den Kiesen, welche in Tiefen von 0,5 bis 1,6 m unter OK Bodenplatte anstehen, können folgende Sohlwiderstände zur Fundamentbemessung angesetzt werden. Es wurde von einer Mindesteinbindetiefe von 1,0 m ausgegangen. Werden die Kiese mit der Mindesteinbindung nicht erreicht, sind entsprechende Fundamentvertiefungen vorzusehen. Erfahrungsgemäß können diese über Magerbeton hergestellt werden. Die letztendliche Angabe zur Vertiefung bzw. der Materialqualität des Magerbetons obliegt aber der Tragwerksplanung.

Aufgrund der unterschiedlichen Vorbelastung sowie der lokal variierenden Kiesmächtigkeit wurden die Sohlwiderstände für den hangseitigen und talseitigen Bereich getrennt ermittelt.

▪ Streifenfundamente, hangseitig, Gründungssohle Kies

In der nachfolgenden Tabelle sind die Berechnungsergebnisse (siehe Anl. 9.2.1) sowie begrenzte Sohlwiderstände für angenommene maximal zulässige Setzungen von 2 und 3 cm dargestellt:

Tab. 10: Sohlwiderstand und resultierende Setzungen Parkhaus / Streifenfundament hangseitig / 1,0 m Einbindung / Gründung in Kiesen

Fundamentbreite [m]	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,0
Sohlwiderstand $\sigma_{R,d}$ [kN/m ²]	620	685	730	765	800	825	855	880
Setzung [cm]	1,3	1,7	2,0 (!)	2,4 (!)	2,7 (!)	3,0 (!)	3,3 (!)	3,6 (!)
begrenzter Sohlwiderstand $\sigma_{R,d}$ [kN/m ²] bei einer maximal zulässigen Setzung von 2 cm	-	-	725	650	600	570	530	520
begrenzter Sohlwiderstand $\sigma_{R,d}$ [kN/m ²] bei einer maximal zulässigen Setzung von 3 cm	-	-	-	-	-	820	770	740

▪ Streifenfundamente, talseitig, Gründungssohle Kies

In der nachfolgenden Tabelle sind die Berechnungsergebnisse (siehe Anl. 9.2.2) sowie begrenzte Sohlwiderstände für angenommene maximal zulässige Setzungen von 2 und 3 cm dargestellt:

Tab. 11: Sohlwiderstand und resultierende Setzungen Parkhaus / Streifenfundament talseitig / 1,0 m Einbindung / Gründung in Kies

Fundamentbreite [m]	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,0
Sohlwiderstand $\sigma_{R,d}$ [kN/m ²]	175	185	195	390	470	535	585	635
Setzung [cm]	0,5	0,6	0,7	1,5	2,0	2,4 (!)	2,8 (!)	3,1 (!)
begrenzter Sohlwiderstand $\sigma_{R,d}$ [kN/m ²] bei einer maximal zulässigen Setzung von 2 cm	-	-	-	-	-	450	420	400
begrenzter Sohlwiderstand $\sigma_{R,d}$ [kN/m ²] bei einer maximal zulässigen Setzung von 3 cm	-	-	-	-	-	-	-	600

▪ Einzelfundamente, hangseitig Gründungssohle: Kies

In der nachfolgenden Tabelle sind die Berechnungsergebnisse (siehe Anl. 9.2.3) sowie begrenzte Sohlwiderstände für angenommene maximal zulässige Setzungen von 2 und 3 cm dargestellt:

Tab. 12: Sohlwiderstand und resultierende Setzungen Parkhaus / Einzelfundament hangseitig / 1,0 m Einbindung / Gründung in Kies

Fundamentmaße [m x m]	1,0 x 1,0	1,4 x 1,4	1,8 x 1,8	2,2 x 2,2	2,6 x 2,6	3,0 x 3,0
Sohlwiderstand $\sigma_{R,d}$ [kN/m ²]	1025	1095	1145	1190	1125	1260
Setzung [cm]	1,5	2,1 (!)	2,7 (!)	3,2 (!)	3,7 (!)	4,2 (!)
begrenzter Sohlwiderstand $\sigma_{R,d}$ [kN/m ²] bei einer maximal zulässigen Setzung von 2 cm	-	1040	870	760	690	630
begrenzter Sohlwiderstand $\sigma_{R,d}$ [kN/m ²] bei einer maximal zulässigen Setzung von 3 cm	-	-	-	1110	1000	920

▪ Einzelfundamente, talseitig Gründungssohle: Kies

In der nachfolgenden Tabelle sind die Berechnungsergebnisse (siehe Anl. 9.2.4) sowie begrenzte Sohlwiderstände für angenommene maximal zulässige Setzungen von 2 und 3 cm dargestellt:

Tab. 13: Sohlwiderstand und resultierende Setzungen Parkhaus / Einzelfundament talseitig / 1,0 m Einbindung / Gründung in Kies

Fundamentmaße [m x m]	1,0 x 1,0	1,4 x 1,4	1,8 x 1,8	2,2 x 2,2	2,6 x 2,6	3,0 x 3,0
Sohlwiderstand $\sigma_{R,d}$ [kN/m ²]	245	625	770	870	945	1010
Setzung [cm]	0,4	1,5	2,2 (!)	2,8 (!)	3,4 (!)	4,0 (!)
begrenzter Sohlwiderstand $\sigma_{R,d}$ [kN/m ²] bei einer maximal zulässigen Setzung von 2 cm	-	-	710	620	550	500
begrenzter Sohlwiderstand $\sigma_{R,d}$ [kN/m ²] bei einer maximal zulässigen Setzung von 3 cm	-	-	-	-	830	760

10.2.1 Folgerungen Gesundheitszentrum

Die ermittelten Sohlwiderstände zeigen, dass sich im hangseitigen Bereich die Nähe zum Tonstein auf den Sohlwiderstand und auf die Setzungsneigung positiv auswirkt. Je breiter bzw. größer die Fundamente werden, desto mehr gleichen sich die Sohlwiderstände und Setzungen allerdings an.

Theoretisch können die Sohlwiderstände in den Zwischenbereichen gemittelt oder aber vereinfachend die ungünstigsten Verhältnisse (talseitig, Tab. 11 und 13 bzw. Anl. 9.2.2 und 9.2.4) herangezogen werden.

10.3 Elastisch gebettete Bodenplatte

Wird eine wasserundurchlässige Bauweise erforderlich, bietet sich die Gründung über eine elastisch gebettete Bodenplatte an. Gemäß den Angaben der Ingenieurgesellschaft mbH & Co. KG Boll I Partner, vertreten durch Herrn Witte (Stand 05.12.2023) ist hierbei eine Bodenplattenstärke von ca. 1,0 m anzusetzen. Die Unterkante Bodenplatte liegt in diesem Fall auf einer Höhe von 586,80 m ü. NN, die Aushubsohle mindestens nochmal 0,2 m tiefer.

Der zur Bemessung der Bodenplatte erforderliche Bettungsmodul k_s ist keine Konstante, sondern errechnet sich aus der Flächenpressung im Verhältnis zur resultierenden Setzung.

Bei der Ermittlung der Setzungen wurde eine Vorbelastung des Erdreiches, je nach Stärke des Baugrubenaushubs, angesetzt. Die jeweils angesetzte Vorbelastung ist den Berechnungen zu entnehmen.

Bei den Festgesteinen wurde davon ausgegangen, dass diese in der Aushubsohle bergfrisch vorliegen. Aufgeweichte oder verwitterte Bereiche sind deshalb zwingend abzuschleifen.

10.3.1 Klinikum

Für das Klinikum liegen folgende vorläufige charakteristische Flächenpressungen vor, welche für die Bettungsmodulermittlung als Bemessungsgrundlage herangezogen werden.

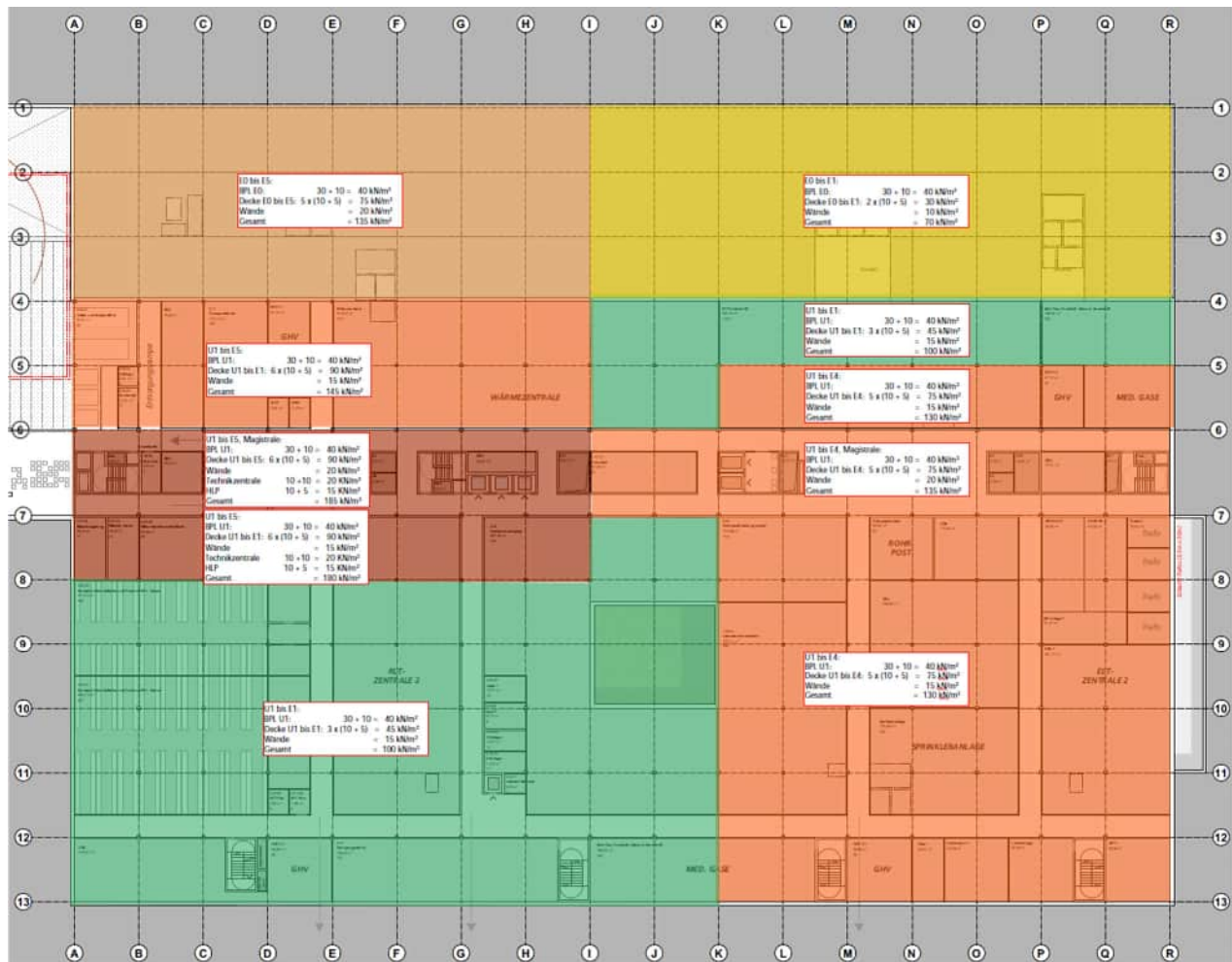


Abb. 3: Vorläufige Flächenpressungen (Ingenieurgesellschaft mbh & Co. KG Boll I Partner, Stand 05.12.2023)

■ Talseitige Bereiche

Exemplarisch wurde der Bettungsmodul k_s für den südwestlichen Bereich (Achse K - R / 6 - 13) sowie für den nordwestlichen Bereich (Achse A - H / 8 - 13) ermittelt. Diese Bereiche wurden ausgewählt, da diese die geringste Vorbelastung sowie die unterschiedlichen Untergrundverhältnisse (Feststein oder Kies) berücksichtigen. Für den nordwestlichen Bereich wurde zudem auf der sicheren Seite liegend angenommen, dass hier vollflächig die ungünstigen Kiese vorliegen.

Wie den Berechnungen in den Anlagen 9.3.1 und 9.3.2 zu entnehmen ist, wurde jeweils ein Bettungsmodul k_s von 15 MN/m³ bei Setzungen von 0,7 bis 0,9 cm ermittelt

■ Zentrale und hangseitige Bereiche

Exemplarisch wurde der Bettungsmodul k_s für den höchstbelasteten Bereich (Achse A - I / 6 - 8) sowie für die nordöstlich angrenzenden Bereiche „Achse A - I / 4 - 6“ und „Achse A - I / 1 - 4“ sowie für den Bereich im Südosten „Achse I - R / 1 - 4“ ermittelt.

Beim höchstbelasteten Bereich wurden ebenfalls die Kiese im Untergrund angesetzt. Der ermittelte Bettungsmodul k_s liegt bei ca. 18 MN/m³, die Setzungen bei ca. 1 cm (siehe Anl. 9.3.3).

Im anschließenden Bereich der „Achse A - I / 4 - 6“ liegt der rechnerische Bettungsmodul k_s bei ca. 30 MN/m², die Setzungen bei ca. 0,5 cm (siehe Anl. 9.3.4).

Im nordöstlichen Bereich der Achse A - I / 1 - 4 (ohne U1 gemäß Lastplan) wurde ein Bettungsmodul k_s von ca. 20 MN/m³ bei Setzungen in der Größenordnung von 0,7 cm errechnet (siehe Anl. 9.3.6).

Der südöstliche Bereich, ebenfalls ohne UG, mit der geringsten Flächenpressung von 70 kN/m², weist einen rechnerischen Bettungsmodul k_s von ca. 30 MN/m² bei Setzungen von 0,2 cm auf.

10.3.2 Folgerung Klinikum

Für die weiteren statischen Betrachtungen können folgende Bettungsmoduln zur Vorbemessung angesetzt werden. In der folgenden Abbildung wurden Bettungsmoduln k_s von 18 bis 20 MN/m³ vereinfachend zusammengefasst.

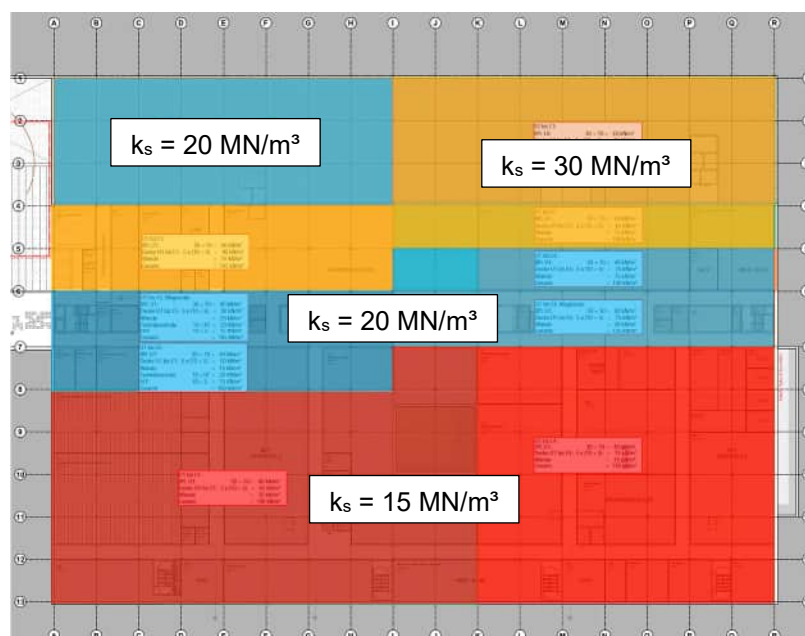


Abb. 4: Bettungsmodulverteilung

Bei den exemplarischen Berechnungen mit den angegebenen Flächenpressungen und unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Untergrundverhältnisse und Vorbelastungen wurden Verformungen < 1cm ermittelt. Gegebenenfalls kann vereinfachend zur Vorbemessung der geringste ermittelte

Bettungsmodul k_s von 15 MN/m^3 angesetzt werden. Ob solch eine Vereinfachung unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten zielführend ist, muss durch die Tragwerksplanung entschieden werden.

Anhand der sich bei der Vorbemessung ergebenden tatsächlichen Flächenpressungen sind die Bettungsmoduln zu überprüfen und gegebenenfalls anzupassen. Ferner sind die Verformungen auf Bauwerksverträglichkeit zu prüfen. Im Falle einer erforderlichen Anpassung sollte uns ein Isolinienplan (o. ä.) mit den jeweiligen Flächenpressungen übermittelt werden.

10.3.3 Gesundheitszentrum und Parkhaus

Für das Gesundheitszentrum und das Parkhaus liegen uns keine Lastangaben vor, sodass empfohlen wird, zur Vorbemessung einen überschlägigen Bettungsmodul k_s von 15 MN/m^3 , analog zum talseitigen Bereich des Klinikums, anzusetzen.

Auch hier gilt, dass eine Überprüfung mit den tatsächlichen Flächenpressungen erfolgen muss und die Bettungsmoduln gegebenenfalls anzupassen sind.

Wird eine alternative Bemessung der Bodenplatte des Parkhauses nach LOHMEYER/EBELING angestrebt, wird auf die Ausführungen in Kap. 11.3 verwiesen.

10.4 Alternative Gründungsverfahren

10.4.1 Brunnengründung

Bei nicht standsicheren Fundamentgräben kann eine sogenannte Brunnengründung ausgeführt werden. Hierbei wird ein kreisförmiger oder elliptischer Querschnitt mit den Grundrissabmessungen von ca. 0,6 bis $> 5 \text{ m}$ in den Untergrund bis in große Tiefen hergestellt (abgeteuft). Bei der Herstellung werden die unterschiedlichsten Verfahren angewendet, wobei der Unterschied hauptsächlich in der Art der Stützung des Erdreiches besteht. Brunnenringe werden oben aufgesetzt und mit den darunterliegenden Ringen verbunden. Dabei wird der Aushub innerhalb der Ringe mit einem Rundgreifer fortgesetzt. Die Brunnenringe sacken infolge ihres Eigengewichtes nach und stützen somit das Erdreich.

Es wird davon ausgegangen, dass die Brunnen einheitlich bis auf die bergfrische Festgesteine geführt werden und die Mindesteinbindung $1,5 \text{ m}$ beträgt. In der nachfolgenden Tabelle finden sich auszugsweise die Berechnungsergebnisse sowie begrenzte Sohlwiderstände bei einer angenommenen maximal zulässigen Setzung von 2 cm (siehe auch Anl. 9.4.1):

Tab. 14: Sohlwiderstand und resultierende Setzungen / Brunnengründung / Gründung auf bergfrischen Tonsteinen

Fundamentmaße [m x m]	0,8 x 0,8	1,2 x 1,2	1,6 x 1,6	2,0 x 2,0
Sohlwiderstand $\sigma_{R,d}$ [kN/m ²]	1280	1305	1330	1360
Setzung [cm]	1,4	2,0	2,6 (!)	3,2 (!)
begrenzter Sohlwiderstand bei einer maximalen Setzung von 2 cm	-	-	1040	880

Es ist zu beachten, dass die Berechnungen zum Sohlwiderstand als Rechteckfundamente durchgeführt wurden. Für Brunnen ist der Flächeninhalt zu ermitteln und auf Kreisfundamente umzurechnen.

10.4.2 Duktile Gusspfähle

Ausgangsmaterial für dieses Pfahlsystem ist ein Rohr aus duktilem Gusseisen. Die einzelnen Pfahlrohre sind jeweils mit einer Muffe und einem Spitzende ausgestattet und können so miteinander verbunden werden. Mithilfe eines speziell ausgerüsteten Hydraulikbaggers werden die Pfahlrohre mit einem hydraulischen Schnellschlaghammer so weit in den Boden gerammt, bis der gewünschte Widerstand bzw. die gewünschte Tragfähigkeit erreicht wird. Dies ist im vorliegenden Fall mit dem Erreichen der kompakteren Verhältnisse, welche ca. 3 m u. OK Bodenplatte Klinikum (siehe Schnitt C-C, Anl. 4.3) zu erwarten sind. Es ist aber weiterhin mit Setzungen von ca. 1,5 cm zu rechnen.

Da es sich hierbei um ein verdrängendes Verfahren handelt, fällt kein Aushub an. Dieser Sachverhalt ist unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten zu berücksichtigen.

Es ist zu beachten, dass in den lokal weichen Böden nur eine geringe undrained Kohäsion vorliegt und deshalb gegebenenfalls keine ausreichende seitliche Bettung und damit keine Knicksicherheit gegeben ist. Für die Prüfung dieses Sachverhaltes sowie einer abschließenden Beurteilung der Maßnahme ist neben dem Prüfingenieurbüro eine Spezialtiefbaufirma zu konsultieren.

10.4.3 Pfahlgründung

Eine Pfahlgründung ist am Standort erfahrungsgemäß unwirtschaftlich und wird deshalb an dieser Stelle nicht weiter erörtert. Unabhängig hiervon finden sich in Kap. 11.4.2 entsprechende Angaben zur Bemessung von Bohrpfählen. Bei Fragen hierzu stehen wir gerne zur Verfügung.

10.4.4 Tiefgründige Bodenverbesserung

Eine tiefgründige Bodenverbesserung, z. B. durch Schotterrüttel- oder Schotterstopfsäulen führt vorrangig zu einer Reduzierung der Setzungen, gewährleistet aber keinen Lastabtrag in die Tonsteine und ist deshalb aus ingenieurgeologischer Sicht am Standort nicht zielführend. Gerne stehen wir hier aber beratend zur Verfügung.

10.5 Setzungsdifferenzen

Die Setzungsdifferenzen liegen bei den oben dargestellten Sohlwiderständen und Bettungsmoduln gegebenenfalls bei $> 1,0$ cm und sind daher durch die Tragwerksplanung auf ihre Bauwerksverträglichkeit zu prüfen.

Tab. 15: Bauwerksbezogene zulässige Setzungsunterschiede (Prinz 2018, Auszug)

Grenzwerte δ / L [cm/cm]	Setzungsschäden
1 / 1000	keine Schäden
1 / 750	empfindliche Maschinen
1 / 600	Rahmen mit Ausfachungen
1 / 500	Sicherheitsgrenze bei geforderter Rissefreiheit (kleinere Schäden nicht auszuschließen)
1 / 300	Risse in tragenden Wänden

10.6 Ergänzende Angaben

- Alle angegebenen Sohlwiderstände beziehen sich auf lotrecht und mittig belastete Fundamente und für die angegebenen Böden oder Gesteine. Bei ständig außermittig belasteten Fundamenten ist die Fundamentfläche gemäß DIN 1054 auf eine Teilfläche zu reduzieren.
- Die Einbindetiefe errechnet sich von Oberkante Bodenplatte oder Oberkante Gelände, je nach dem was tiefer liegt, bis Unterkante Fundament. Eine Verringerung der Einbindung hat eine Abnahme des Sohlwiderstandes zur Folge.
- Eine frostfreie Gründung mit einer Mindesteinbindung von 1,0 m ist in den Außenbereichen des Bauwerkes grundsätzlich vorzusehen. Im Falle einer Plattengründung ist auf eine Frostschräge zu achten.
- Mögliche Verformungen bzw. Setzungsdifferenzen sind durch die Tragwerksplanung auf Bauwerksverträglichkeit zu prüfen.
- Ein maßgenaues Lösen ist in den Kiesen gegebenenfalls nicht möglich. Hier sind Nachbrüche und Massenmehrungen einzukalkulieren.
- Fundamente sind unmittelbar nach dem Aushub zu betonieren. Offenstehende Fundamentgräben können bereits nach kurzer Zeit ihre Standsicherheit verlieren.
- Im Gründungsbereich nicht unterkellerten Gebäudeteile ist auf flach wurzelnde Pflanzen mit geringem Wasserbedarf zu achten. Beispielsweise Weiden oder Walnussbäume können gebundenes Wasser

auch in trockenen Jahreszeiten mobilisieren. Gegebenenfalls ist vor der Bepflanzung im näheren Umfeld des Gebäudes ein Fachmann zu befragen

- Der Schichtverlauf in den Profilschnitten wurde aus den punktuellen Aufschlussdaten interpoliert. Die tatsächlichen Verhältnisse in den Zwischenbereichen sind während der Baumaßnahme zu überprüfen.

11 Ausführungshinweise

11.1 Tragschicht

In Abhängigkeit des Gründungskonzeptes ist gegebenenfalls ein gesonderter Bodenaufbau unter der Bodenplatte vorzusehen. Bei einer Konstruktion der Bodenplatte als Decke mit einem Lastabtrag über Streifen- oder Einzelfundamente in größere Tiefen ist keine besondere Anforderung an die Tragfähigkeit des Unterbaus zu stellen. Allerdings ist auf eine kapillarbrechende Wirkung der Tragschicht unterhalb der Bodenplatte zu achten.

Im Falle einer tragenden Konstruktion, bei der die Bodenplatte auf den Untergrund aufgelegt wird, ist ein spezieller Bodenaufbau für den Lastabtrag erforderlich. Als Tragschichtmaterial unter Bodenplatten bzw. als Geländeauffüllung kommt in erster Linie ein (Brech-) Korngemisch der Abstufung 0/45 mm in Betracht (kein Rundkorn!). Alternativ ist auch die Verwendung eines güteüberwachten Recyclingmaterials vergleichbarer Abstufung denkbar.

Mit dem genannten Korngemisch kann das günstigste Tragverhalten erzielt werden, doch die erforderliche kapillarbrechende Wirkung ist nicht gewährleistet. Es wird daher vorgeschlagen, eine kombinierte Tragschicht und Flächendränung unter der Bodenplatte (ca. 0,2 m) aus einem Gemisch der Körnung 2/45 bzw. 5/45 mm (Schottertragschichtmaterial ohne Feinkornanteil 0/2 bzw. 0/5 mm, abweichend zur DIN 4095) herzustellen.

Um die kapillarbrechende Wirkung der Tragschicht zu erhalten, ist in allen Bereichen, in denen stark feinkornhaltige Böden im Erdplanum anstehen, ein Trennvlies der Georobustheitsklasse GRK 2 (oder höherwertig) vor dem Tragschichtauftrag auf dem Erdplanum zu verlegen.

Auf die Richtlinien der ZTVE-StB 17 bzgl. des Einbaus wird hingewiesen.

11.2 Hinterfüllung von Bauwerken

Unter Berücksichtigung der oben genannten Umläufigkeit (siehe Kap. 7.2) sollte das den Arbeitsräumen zutretende Wasser den Ableitungen zur Retention ohne Rückstau zugeführt werden. Hierfür ist ein entsprechend durchlässiges Material als Arbeitsraumverfüllung vorzusehen, welches aber noch eine ausreichende Verdichtung zulässt.

Aus ingenieurgeologischer Sicht kann ein Brechkorngemisch der Körnung 5/45 mm zum Einsatz kommen.

11.3 Auflagerung der Bodenplatte / Anforderungen in Abhängigkeit der Gegebenheiten

Folgende Ausführung sind gegebenenfalls für das Parkhaus relevant.

Soll ein Lastabtrag der Bodenplatte direkt in den Untergrund erfolgen, kann alternativ zur Bemessung über den Bettungsmodul eine Bemessung der Tragschicht in Abhängigkeit der maximalen Einzellasten und den erforderlichen Verformungsmoduln E_{v2} (aus statischen Plattendruckversuchen zu ermitteln) nach den Angaben von LOHMEYER/EBELING (Betonböden für Produktions- und Lagerhallen, 2019) erfolgen. Hierbei ist im Gegensatz zur Bemessung der Bodenplatte über eine elastische Bettung mittels Bettungsmodul der Untergrund an die Anforderungen aus den Einzellasten, die auf die Bodenplatte einwirken, zu prüfen und gegebenenfalls anzupassen. In der nachfolgenden Tabelle finden sich die entsprechenden Angaben:

Tab. 16: Erforderlicher Verformungsmodul E_{v2} des Untergrundes und der Tragschicht unter Betonbodenplatten (nach LOHMEYER/EBELING, BETONBÖDEN, 2019)

Belastung maximale Einzellast Q_d in kN (t)		Verformungsmodul E_{v2} [N/mm ² bzw. MN/m ²]	
		des Untergrundes (= Erdplanum) ¹⁾ $E_{v2,U}$	der Tragschicht ²⁾ $E_{v2,T}$
≤ 40	≤ 4	≥ 45	≥ 100
≤ 80	≤ 8	≥ 50	≥ 120
≤ 100	≤ 10	≥ 60	≥ 120
≤ 140	≤ 14	≥ 80	≥ 150
≤ 200	≤ 20	≥ 100	≥ 180

¹⁾ Bedingung: Untergrund $E_{v2,U} / E_{v1,U} \leq 2,5$

²⁾ Bedingung: Tragschicht $E_{v2,T} / E_{v1,T} \leq 2,2$

→ Die jeweils erforderlichen Verformungsmoduln sind in Abhängigkeit der maximalen Einzellasten festzulegen.

Die notwendige Tragschichtmächtigkeit ist von den Verhältnissen im Erdplanum abhängig. Die Bodenplatte kommt vermutlich überwiegend in den Tonen zu liegen.

In diesen sind Tragwerte E_{v2} von maximal 10 bis 15 MN/m² zu erwarten. Da bei feinkörnigen Böden ohne Grobkornanteil eine reine Verdichtung zu keiner ausreichenden Verbesserung führt, sind zum Erreichen der geforderten Tragwerte Verbesserungsmaßnahmen in der Ausschreibung zu berücksichtigen.

▪ Bodenaustausch

Eine Möglichkeit die Tragfähigkeit des Erdplanums ($E_{v2} \geq 45$ MN/m²) zu verbessern, besteht in der Durchführung eines Bodenaustausches. Hierbei wird die ungebundene Tragschicht entsprechend dem zu erwartenden Tragwert auf den anstehenden Schichten verstärkt. Bei Annahme eines aktuellen Tragwertes von $E_{v2} = 10$ MN/m² (steif) ist gemäß FLOSS (Kommentar zur ZTVE-StB 09, 2011) ein Austausch in einer Mächtigkeit von 35 bis 45 cm einzukalkulieren.

Die endgültige Dimensionierung eines gegebenenfalls erforderlichen Bodenaustausches bzw. einer Tragschichterhöhung erfolgt mittels einer Überprüfung der tatsächlichen Tragwerte im zukünftigen Erdplanum über statische Plattendruckversuche nach DIN 18134. Der Verformungsmodul sollte vor der Aufbringung der Tragschicht an mehreren Stellen auf dem Erdplanum stichprobenartig überprüft werden. Gegebenenfalls können zusätzliche Testfelder mit unterschiedlichen Aufbauten zur Ermittlung der letztendlichen erforderlichen Tragschichtmächtigkeit hergestellt und ebenfalls mittels statischen Lastplattendruckversuchen überprüft werden. Der Verhältniswert in den durchzuführenden Plattendruckversuchen E_{v2}/E_{v1} muss auf dem Erdplanum grundsätzlich $\leq 2,5$, auf der Tragschicht $\leq 2,2$ betragen.

- Stabilisierung über Zuschlagstoffe

Als Alternative zu einem klassischen Bodenaustausch kann bei den tonigen Böden eine Verbesserung bzw. Stabilisierung mittels Zuschlagstoffe geprüft werden. Bei einer Stabilisierung über Zuschlagstoffe gilt Folgendes:

Da es neben dem für die Verdichtung erforderlichen optimalen Wassergehalt sicherlich auch um eine Erhöhung der Tragfähigkeit geht, wird empfohlen, die Verbesserung mit einem Kalk-Zement-Bindemittel (30 bis 50 % Weißfeinkalk, 50 bis 70 % Zement) durchzuführen. Es ist auf eine ausreichende Durchmischung beim Einfräsen der Zuschlagstoffe zu achten. Erfahrungsgemäß sind bei den anstehenden Böden mindestens drei Fräsübergänge zu empfehlen.

Um den im Erdplanum erforderlichen Tragwert E_{v2} zu erreichen, sollte eine Mindestbindemittelmenge von 4 % (Massenprozent) erfahrungsgemäß nicht unterschritten werden. Für die Ausschreibung ist bei diesem Ansatz eine Zuschlagmenge von ca. 60 bis 80 kg/m³ vorzusehen.

Da die exakte Bindemittelzugabe witterungsabhängig ist, sollte diese unmittelbar vor Baubeginn durch entsprechende Untersuchungen oder an einem Testfeld ermittelt werden. Durch die Witterungsempfindlichkeit der Böden werden in Zeiten erhöhter Niederschläge die Wassergehalte stark zunehmen. Das gilt insbesondere für Horizonte ohne Überdeckung und Bepflanzung (z. B. freiliegendes Planum).

Die Qualität des zukünftigen Erdplanums ist vor der Festlegung der weiteren Erfordernisse über statische Lastplattendruckversuche zu prüfen.

11.4 Böschungen / Baugruben / Verbau

11.4.1 Freie Baugrubenböschungen

In Kap. 3.2 wurde bereits auf die Rutschanfälligkeit sowie das ausgewiesene Rutschgebiet hingewiesen. Freie Böschungen stellen grundsätzlich einen Eingriff in das natürliche Gleichgewicht dar und können entsprechende Instabilitäten erzeugen und potentielle Gleitebenen aktivieren. Solche Vorgänge sind in den folgenden Angaben der DIN 4124 nicht oder nur ungenügend berücksichtigt. Auf entsprechende Faktoren, die zu einer Abminderung der Böschungswinkel nach DIN 4124 führen, wird nachfolgend hingewiesen.

Nicht verbaute Baugruben und Leitungsgräben mit einer Tiefe von > 1,25 m bzw. 1,75 m müssen gemäß der genannten DIN-Norm mit abgeböschten Wänden hergestellt werden. Folgende Böschungswinkel können bei den angetroffenen Böden angesetzt werden, gelten aber nur für den Bauzustand:

Tab. 17: Böschungswinkel

Boden / Festgestein	Böschungswinkel in [°] nach DIN 4124
Kiese / weiche Tone und Schluffe	45
tonige Böden bei mindestens steifer Konsistenz	60
Festgesteine, verwittert*	70
Festgesteine, bergfrisch*	80

* Vertikalklüfte sind in den Gesteinen der Opalinuston-Formation nicht auszuschließen und machen gegebenenfalls eine Abminderung des Böschungswinkels erforderlich

Der jeweils ungünstigste Böschungswinkel ist maßgeblich für die darüber liegenden Horizonte. Eine lokale Versteilung innerhalb der Böschung ist nicht zulässig.

Bei Wasserzutritten aus dem Erdreich oder bei einem Ausbrechen der Grubenwände sind die Böschungswinkel gegebenenfalls abzumindern.

Unabhängig hiervon sind die Böschungen regelmäßig auf nachteilige Veränderungen zu prüfen. Lose Gesteinsbruchstücke sind aus der Böschung zu entfernen.

→ Diese Angaben gelten nur für Böschungshöhen < 5 m. Böschungen mit einer Höhe über 5 m erfordern einen rechnerischen Standsicherheitsnachweis. Grundsätzlich gilt, dass eine Regelböschung nach DIN 4124 nur hergestellt werden darf, wenn bestimmte Einflüsse, die die Standsicherheit gefährden, ausgeschlossen werden können (siehe DIN 4124, Kap. 4.2.5 und 4.2.6).

Es wird an dieser Stelle angemerkt, dass bei Standsicherheitsberechnungen erfahrungsgemäß ungünstigere Böschungswinkel ermittelt werden als die in der DIN angegebenen Werte. Bei höheren Böschungen ist deshalb von flacheren Winkeln auszugehen.

Freie Baugrubenböschungen sollten zum Schutz vor Witterungseinflüssen grundsätzlich mit einer Folie abgehängt werden. Auf die Richtlinien der DIN 4124 sowie auf die EAB (Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben") wird hingewiesen.

11.4.2 Verbaute Baugrubenwände

Im Zuge der weiteren Planung ist grundsätzlich zu prüfen, ob mit den oben genannten Böschungswinkeln eine freie Böschung möglich ist. Ferner ist der wirtschaftliche Aufwand durch die Erdarbeiten, die Verwertung und die Wiederauffüllung bei freien Böschungen zu berücksichtigen.

In allen Bereichen, in denen eine freie Böschung nicht ausgeführt werden kann oder sinnvoll ist, wird ein statisch wirksamer Verbau erforderlich.

Hinweis: Nur im Fall einer Verbaumaßnahme dürfte im hangseitigen Bereich bereits die vorzusehende Oberflächenentwässerung (siehe Kap. 7.3) hergestellt werden können, welche einen unerwünschten Zustrom von Wasser in die Baugrube unterbindet und die Wasserhaltung erleichtert (siehe Kap. 11.5).

- **Trägerbohlwand (Berliner Verbau)**

Erfahrungsgemäß können die Träger in die oberflächennahen Tone und Kiese eingerammt werden, jedoch nicht in die zur Tiefe anstehenden Tonsteine. In den Festgesteinen sind Vorbohrungen oder entsprechend tiefe Gruben zum Einstellen der Träger einzukalkulieren. Unabhängig hiervon sind frei eingespannte Träger erfahrungsgemäß bis maximal 5 m Verbauhöhe möglich. Größere Verbauhöhen erfordern eine Rückverhängung bzw. Rückverankerung, welche aber auch schon bei geringeren Höhen zielführend sein kann.

- **Spundwand**

Für eine gerammte Spundwand gelten bzgl. der Rammbarkeit die gleichen Ausführungen wie im vorherigen Absatz. Ferner ist bei einer Spundwand grundsätzlich von einer Rückverhängung auszugehen. Bei der Bemessung einer Spundwand ist durch die geringere Wasserdurchlässigkeit im Gegensatz zur Trägerbohlwand der Wasserdruck aus den oben genannten Wasserführungen zu berücksichtigen.

- **Rückverhängter Verbau**

Ein vernagelter oder rückverhängter Verbau kann nur in Bereichen ausgeführt werden, in denen keine angrenzenden Bauwerke oder Leitungsführungen durch die Nägel oder Anker gefährdet werden sowie eine Erlaubnis der jeweiligen Grundstückbesitzer vorliegt. Diese Sachverhalte sind zwingend vor der Maßnahme zu prüfen.

Bei einer Rückverhängung ist folgendes zu beachten:

Eine bodenmechanische Berechnung des Ankerwiderstandes führt nach SCHMIDT, BUCHMAIER & VOGT-BREYER (2013) im Allgemeinen zu unzutreffenden Ergebnissen und ist nach den geltenden Regelwerken

nicht erlaubt. Eine Vorbemessung kann nach den Diagrammen von OSTERMAYER (Grundbautaschenbuch 2001) erfolgen.

Für die tonigen Böden ist je nach Krafteintragungslänge eine Mantelreibung τ_m von ca. 200 kN/m² bis 250 kN/m² (mit Nachverpressung) zur Vorbemessung anzusetzen. In den zur Tiefe anstehenden, gering verwitterten Tonsteinen beträgt die Mantelreibung τ_m 400 kN/m².

Nach einer entsprechenden Vorbemessung muss die Brauchbarkeit des Ankersystems durch Probelastungen nachgewiesen werden. Es wird auf die entsprechenden Normen DIN EN 1537:2001-01, DIN EN 1537 Berichtigung 1:2011-12, DIN SPEC 18537:2012-02 und die DIN EN ISO 22477-5 hingewiesen.

Der Erddruck kann mit den erdstatischen Kennwerten in Kapitel 4 ermittelt werden.

Ist eine Rückverhängung nicht möglich, kann nur ein Bohrträgerverbau mit tiefer einbindenden Trägern realisiert werden. Für eine Vorbemessung sollte von einer Trägereinbindung in den Untergrund von „ $\geq 2 \times$ Verbauhöhe“ ausgegangen werden. Dieser Ansatz ersetzt aber keine erdstatische Berechnung!

▪ Bohrpfahlwand

Ohne vertikalen Lastabtrag spielen für die Bemessung einer Bohrpfahlwand die Mantelreibung und der Pfahlspitzendruck keine Rolle. Hier sind die innere Tragfähigkeit und die Einspannung in Abhängigkeit der anzunehmenden Erddruckkräfte maßgeblich.

Die erdstatischen Kennwerte zur Erddruckbemessung finden sich in Kapitel 4.

Sollte ein Bohrwandverbau gleichzeitig als Gründungselement Verwendung finden, können nachfolgende Angaben zu Pfahlvorbemessung herangezogen werden.

Die zur Tiefe vorliegenden mäßig harten Tonsteine weisen erfahrungsgemäß einaxiale Druckfestigkeiten $q_{u,k}$ von 5 bis 25 MN/m² auf (siehe Kap. 3.6 und Anl. 6) Gemäß der EA-Pfähle (Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle, 2. Auflage, Tab. 5.18) können unter dieser Annahme folgende Werte (für Bohrpfähle) für den Ton-/ Tonmergelstein abgeleitet werden:

- Bruchwert $q_{b,k}$ des Pfahlsitzendruckes: ca. 3000 kN/m² (3 MN/m²)
- Bruchwert $q_{s,k}$ der Pfahlmantelreibung: ca. 250 kN/m² (0,25 MN/m²)

Eine mögliche Verminderung der Festigkeit infolge des Bohrvorgangs ist auszuschließen, im vorliegenden Fall ist deshalb z. B. ohne Bohrspülung zu arbeiten. Gemäß der EA-Pfähle ist bei Gesteinen mit einer einaxialen Druckfestigkeit ≥ 5 MN/m² eine Mindesteinbindung von 0,5 m in das Gestein vorzusehen.

Eine Überprüfung der Angaben kann nur über Pfahlprobelastungen erfolgen. Aufgrund der anzunehmenden, vergleichsweise geringen Lasten kann bei der Vorlage ausreichender Erfahrungswerte für die angetroffene Formation oder vergleichbarer Böden bei der ausführenden Spezialtiefbaufirma möglicherweise auf eine Probelastung verzichtet werden.

Für die weitere Planung wird empfohlen die vorliegenden Unterlagen einer Spezialtiefbaufirma vorzulegen. Wir stehen dieser bei Fragen gerne zur Verfügung.

11.5 Wasserhaltung

Eine Wasserhaltung ist zwingend vorzusehen.

Die Art der Wasserhaltung ist allerdings maßgeblich von der in Kap. 6.2, 6.3 und 8.1.1 genannten kontrollierten Ableitung in die Retentionsfläche(n) abhängig. Unter der Annahme, dass diese Flächen bereits zum Zeitpunkt der Herstellung der Baugrube zur Verfügung stehen, ist eine Ableitung der Baugrube zuströmenden Wassers in diese einerseits die wirtschaftlichste und vor allem auch die am leichtesten umsetzbare Maßnahme. Das gilt auch vor dem Hintergrund, dass durch diese Maßnahme die anfallenden Wassermengen während der Baumaßnahme quantifiziert und so die spätere Ableitung zum Schutz des Bauwerkes dimensioniert werden kann.

Eine seriöse Quantifizierung der anfallenden Wassermengen ist zum jetzigen Zeitpunkt nicht möglich, da durch die punktuellen Aufschlüsse in den Tonsteinen mit den festgestellten Wasserführungen in unterschiedlichen Höhenlagen nicht ausgeschlossen werden kann, dass in anderen Bereichen des Baufensters weitere wasserführende Bereiche mit einer nicht bekannten Durchlässig- und Ergiebigkeit vorliegen.

Sollte die zu planende Oberflächenentwässerung im hangseitigen Bereich des Baufeldes (siehe Kap. 6.3 und 11.4.2) während der Baumaßnahme noch nicht zur Verfügung stehen, ist bei starken Regenfällen und nach der Schneeschmelze mit einer zusätzlich zuströmenden Wassermenge zu rechnen, die durch die Wasserhaltung ebenfalls abgeführt werden muss. Die Wassermenge eines möglichen Oberflächenwasserzuflusses wurde nach unserem Kenntnisstand bereits im Rahmen der Landschafts- und Umweltplanung quantifiziert und ist bei Bedarf bei dem zuständigen Planer zu erfragen.

Hinweis: Ein völliges Trockenfallen von Baugruben ist auch in regenarmen Monaten durch die festgestellten, kontinuierlich gemessenen Wasserstände in den Aufschlüssen nicht gegeben.

11.6 Auftriebssicherung während der Baumaßnahme

Vorzugsweise ist das Untergeschoss während der Bauphase mit Flutöffnungen zu versehen, um ein unerwünschtes Aufschwimmen bei steigenden Wasserständen im Zuge der Baumaßnahme zu vermeiden. Die Flutöffnungen sind so zu konzipieren, dass sie nach Abschluss der Baumaßnahme entsprechend, gegebenenfalls druckwasserdicht, verschlossen werden können.

11.7 Erdplanum

Die im zukünftigen Erdplanum anstehenden Tone, die feinkornhaltigen Kiese sowie die Ton- und Tonmergelsteine sind an der Erdoberfläche als witterungsempfindlich einzustufen. Das Erdplanum ist gegen ein Aufweichen, z. B. durch eingestautes Wasser oder vor Auflockerungen durch ein unsachgemäßes Lösen zu schützen. Der in Kap. 11.5 genannten Wasserhaltung kommt somit eine weitere besondere Bedeutung zu.

Einem Wassereinstau kann zudem durch ein geneigtes Gefälle im Erdplanum vorgebeugt werden. Falls erforderlich können ergänzend Ablaufgräben im Erdplanum und zusätzliche Pumpensümpfe hergestellt werden.

Gegebenenfalls sind aufgeweichte oder aufgelockerte Bereiche vor dem Aufbringen der Tragschicht abzuschieben.

11.8 Fahr- und Parkflächen

Zur Bemessung der Dicke des Straßenaufbaus wird die RStO 12 (Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen, FGSV 2012) zugrunde gelegt. Dabei gilt als Ausgangswert für die Bestimmung der Minstdicke die Frostempfindlichkeitsklasse des Bodens in Höhe des Erdplanums.

Die zukünftigen Fahr- und Parkflächen sind gemäß der RStO 12 (Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen, Ausgabe 2012) zu bemessen. Nach den Tabellen 4 und 5 dieser Richtlinie sind die Fahr- und Parkflächen vermutlich der Belastungsklasse Bk0,3 bis Bk1,8 (PKW-Verkehr einschließlich Schwerverkehrsanteil) zuzuordnen. Die letztendliche Festlegung hat allerdings durch den Fachplaner zu erfolgen.

Folgende Richtwerte für die Minstdicke des frostsicheren Oberbaus werden unter Berücksichtigung der Tonsteine bzw. der tonigen oder stark feinkornhaltigen Böden hierfür angegeben:

Tab. 18: Ausgangswerte für die Bestimmung der Minstdicke des frostsicheren Straßenaufbaus (aus RStO 12)

Frostempfindlichkeitsklasse nach ZTVE-StB 17 (Definition siehe Kap. 4)	Dicke d [cm] in Abhängigkeit der Belastungsklasse	
	Bk0,3	Bk1,8
F 3	55*	65*

* inkl. Mehrdicke infolge Frosteinwirkungszone II

Nach der RStO 12 ist bei den angenommen Belastungsklassen auf der Schottertragschicht ein Tragwert E_{v2} von 100 bzw. 120 MN/m² für Asphaltbeläge und ein Tragwert E_{v2} von 120 bzw. 150 MN/m² für Pflasterbeläge zu erreichen. Voraussetzung ist ein Tragwert von $E_{v2} \geq 45$ MN/m² auf dem Erdplanum und eine lagenweise Verdichtung der Schottertragschicht gemäß ZTVE-StB 17 (max. 0,30 m lagenweise verdichtet). Der Verhältniswert der Tragwerte E_{v2}/E_{v1} muss $\leq 2,2$ sein.

Liegt das Erdplanum in den verwitterten Ton- und Tonmergelsteinen, wie z. B. im Wirtschaftshof, wird der erforderliche Tragwert von $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ erfahrungsgemäß erreicht, sofern eine Aufweichung (siehe Kap. 11.7) unterbunden wird.

In den tonigen Böden wird der erforderliche Tragwert E_{v2} von $\geq 45 \text{ MN/m}^2$ erfahrungsgemäß nicht und in den Kiesen je nach Feinkorngehalt ebenfalls nicht erreicht, sodass eine Verbesserung oder Stabilisierung einzukalkulieren ist.

- Bodenaustausch

Eine Möglichkeit die Tragfähigkeit des Erdplanums ($E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$) zu verbessern, besteht in der Durchführung eines Bodenaustausches. Hierbei wird die ungebundene Tragschicht entsprechend dem zu erwartenden Tragwert auf den anstehenden Schichten verstärkt. Weitere Angaben siehe Kap. 11.3.

- Stabilisierung über Zuschlagstoffe

Wie bereits in Kap. 11.3 kommt als Alternative zu einem klassischen Bodenaustausch bei den tonigen oder stark feinkornhaltigen Böden eine Verbesserung bzw. Stabilisierung mittels Zuschlagsstoffen in Frage.

Eine Stabilisierung bietet sich auch für den Fall an, dass feinkörniger Fundamentaushub setzungsarm wieder eingebaut werden soll.

11.9 Verwertung von Aushubmaterial

Vor einer Verwertung von Bodenaushub ist das Material auf seine umweltchemische sowie seine bauphysikalische Eignung zu prüfen.

Eine Verwertung des Aushubmaterials auf dem Baugrundstück selbst ist aus umweltchemischen Gesichtspunkten nach der unten genannten Ersatzbaustoffverordnung grundsätzlich möglich.

11.9.1 Umweltchemische Einstufung

11.9.1.1 Grundlagen

Seit August 2023 ist die Mantelverordnung in Kraft, weshalb Erdaushub je nach Verwertungs- oder Entsorgungsansatz nun nach unterschiedlichen Regelungen zu untersuchen ist. Für eine Verwertung in technischen Bauwerken (z. B. Lärmschutzwälle, Einbau unter der Bodenplatte, Einbau in Linienbauwerken etc.) ist das Material auf eine Verwertung nach den Vorgaben der Ersatzbaustoffverordnung (EBV, 2021) zu prüfen. Soll das Material einer Verwertung bei einer Verfüllmaßnahme zugeführt werden (z. B. Steinbruchverfüllung), sind für Maßnahmen mit alter Zulassung die Zuordnungswerte der VwV-Boden (VwV, 2007) zu prüfen, während bei Maßnahmen mit neuer Zulassung die Neufassung der Bundesbodenschutzverordnung (BBodSchV, 2021) gilt. Soll das Aushubmaterial auf einer Deponie entsorgt werden, ist es gemäß Deponieverordnung (DepV, 2009) zu untersuchen. Einzelne Annahmestellen haben

darüber hinaus eigene Zulassungsbeschränkungen, die über die genannten Regelungen hinaus gehen oder diese ergänzen.

Vor einer Entsorgung oder Verwertung ist die Annahmestelle durch den Verwerter oder Entsorger zu kontaktieren und der für eine Annahme erforderliche Untersuchungsumfang in Abhängigkeit der Aushubkubatur zu klären. Gegebenenfalls ist das Aushubmaterial seitlich zu lagern und gemäß LAGA PN 98 am Haufwerk erneut zu beproben. Die entnommenen Proben sind dann für eine abschließende Deklaration nach den Vorgaben der angestrebten Annahmestelle zu untersuchen.

11.9.1.2 Untersuchungsergebnisse und Bewertung

Bei der Baugrunderkundung ergaben sich keine sensorischen Auffälligkeiten, die eine Verwertung erschweren könnten. Jedoch ist auch bei unauffälligen Böden eine Belastung mit verwertungsrelevanten Schadstoffen, auch natürlicher Art (geogen), nie völlig auszuschließen. Für die Verwertung oder Entsorgung des Aushubmaterials können gegebenenfalls Deklarationsanalysen zur eindeutigen Klärung der Verhältnisse durch die jeweilige Annahmestelle verlangt werden.

Eine Untersuchung des Materials auf schadstoffrelevante Parameter oder im Hinblick auf die Erstellung von Deklarationsanalysen war nicht Bestandteil der Beauftragung. Sofern erforderlich, können an entnommenen Rückstellproben aus den Aufschlüssen Deklarationsanalysen durchgeführt werden. Wir bitten um eine Benachrichtigung, ob wir entsprechende Untersuchungen durchführen sollen, und weisen darauf hin, dass die vorliegende Rückstellprobe maximal drei Monate ab Probenahme aufbewahrt wird.

11.9.2 Bauphysikalische Eignung und Hinweise zur Arbeitsraumverfüllung

Der Mutterboden ist grundsätzlich nur außerhalb der Gebäude oder Fahr- und Gehwege, z. B. zur Geländeneivellierung einzusetzen.

Die im Untersuchungsgebiet lokal angetroffenen kiesigen Böden sind gut verdichtbar und können weitgehend setzungsarm eingebaut werden. Allerdings führt der hohe Feinkornanteil dazu, dass das Material nicht frostsicher ist.

Für die tonigen Böden sowie die zur Tiefe vorliegenden Ton- und Tonmergelsteine gilt, dass sie sich aufgrund ihrer Frostepfindlichkeit (siehe Kap. 4) sowie den Vorgaben nach der ZTVE-StB 17 weder für einen frostsicheren noch setzungsfreien Wiedereinbau in Arbeitsräumen eignen.

Ist geplant dieses Material aus wirtschaftlichen Gründen dennoch wieder einzubauen, sollte ein Einbau nur in Bereichen erfolgen, in denen Auflockerungen oder Setzungen durch Frost-Tau-Wechsel toleriert werden können.

Grundsätzlich ist für setzungsarme Arbeitsraumverfüllungen ein gut verdichtbares und oberhalb der Frosteindringtiefe frostsicheres Material zu verwenden. Das Material ist lagenweise (jeweils maximal 0,30 m) einzubringen und zu verdichten. Insbesondere im Bereich des Arbeitsraumes ist auf eine setzungsarme

Verdichtung zu achten. Bei der Planung und Ausführung der befestigten Außenflächen, wie auch bei der Grabenverfüllung der Versorgungsleitungen, müssen eine ausreichende Frostsicherheit sowie eine ausreichende Tragfähigkeit des Aufbaus gewährleistet sein.

Hinsichtlich des zu verwendenden Materials sowie der Richtlinien zur Verdichtung wird an dieser Stelle auf die ZTVE-StB 17 verwiesen.

11.10 Bodenschutzkonzept

Nach dem Bundes-Bodenschutzgesetz (BBodSchG) und dem Bundesnaturschutzgesetz (BNatSchG) sind bei jeder Baumaßnahme Eingriffe in den Boden zu minimieren und Beeinträchtigungen der Bodenfunktion so weit wie möglich zu vermeiden.

Das Landes-Bodenschutz- und Altlastengesetz Baden-Württemberg (LBodSchAG) § 2 gibt vor, dass für Bauvorhaben ab einer Eingriffsfläche von 0,5 ha ein Bodenschutzkonzept verpflichtend ist.

Gerne stehen wir Ihnen bei der Erstellung des Bodenschutzkonzeptes zur Verfügung.

12 Abschließende Bemerkungen

Das vorliegende Gutachten wurde anhand der zur Verfügung stehenden Unterlagen erarbeitet. Die Untergrundverhältnisse wurden auf der Grundlage der in Kapitel 1 genannten Unterlagen beschrieben und beurteilt. Die Angaben beziehen sich nur auf die Untersuchungsstellen zum Zeitpunkt der Erkundung. Abweichungen sind nicht auszuschließen. Eine sorgfältige Überprüfung der im Rahmen der Baumaßnahme angetroffenen Boden- und Grundwasserverhältnisse im Vergleich mit den Untersuchungsergebnissen und Folgerungen sowie eine detaillierte Untersuchung von Einzelbauwerken ist deshalb erforderlich.

Ergeben sich Fragen bei der Planung und Ausführung, stehen wir Ihnen gerne zur Verfügung.

Dipl. Geologe Heiner Terton
Beratender Geowissenschaftler BDG
Ingenieurbüro für Angewandte Geologie



H. Terton

Anlagen

Anl. 1: Geographische Lage des Untersuchungsgebietes



Zeichenerklärung:

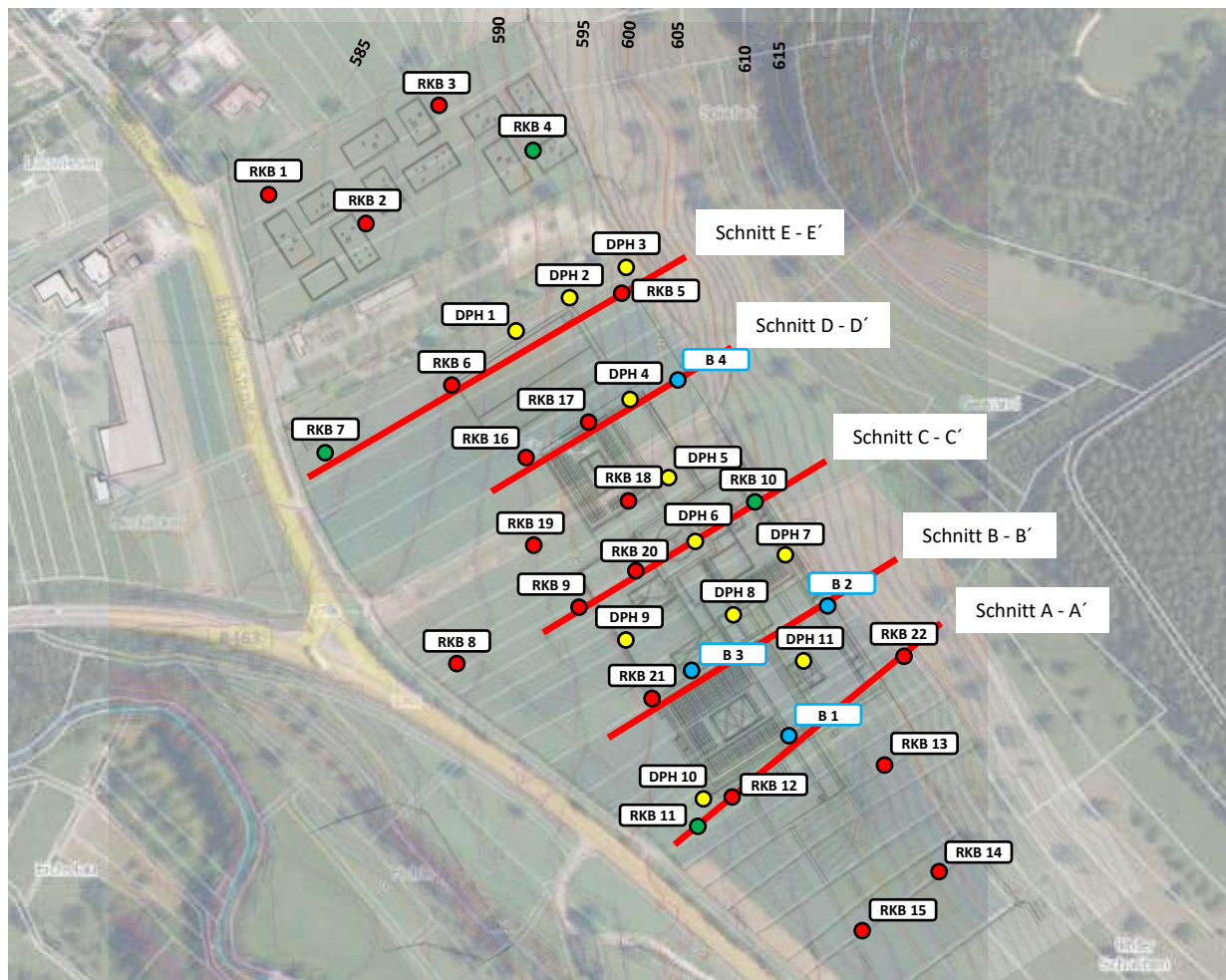


Lage des
Untersuchungsgebietes

Kartengrundlage:
Google Earth

Projekt:		BV Neubau Zollernalb Klinikum Flurstücke 3818 - 3853 72336 Balingen-Dürrwangen	
Projekt-Nr.:		B 22 07 02	
Planinhalt:		Geographische Übersicht	
Anlage:	1	Maßstab:	o. M.
Datum:	01.06.2022	Bearbeiter:	ML
GeoTerton / Dipl. Geologe Heiner Terton Beratender Geowissenschaftler BDG Ingenieurbüro für Angewandte Geologie Siemensstr. 13 72116 Mössingen Telefon: 07473/240909-0 Telefax: 240909-9 Email: kontakt@geoterton.de			

Anl. 2: Lageplan mit Aufschlusspunkten und Profilschnitten



Zeichenerklärung:

- Profilschnitt
- Rammkernbohrung (RKB)
- RKB, ausgebaut zur Grundwassermessstelle (GWM)
- Rammsondierung (DPH)
- großkalibrige Bohrung (B),
B1, B2 und B4 ausgebaut zur Grundwassermessstelle

Kartengrundlage:

Daten- und Kartendienst der LUBW, Lageplan mit Vermaßung, Erstellt durch Nickl & Partner, Stand 20.03.2023
überlagert von PL 3 – Entwurf, Stand 22.05.2024

Projekt:	BV Neubau Zollernalb Klinikum Flurstücke 3818 - 3853 72336 Balingen-Dürrwangen		
Projekt-Nr.:	B 24 05 03		
Planinhalt:	Lageplan mit Aufschlusspunkten und Schnitt		
Anlage:	2	Maßstab:	o. M.
Datum:	10.06.2024	Bearbeiter:	JH / SP
GeoTerton / Dipl. Geologe Heiner Terton Beratender Geowissenschaftler BDG Ingenieurbüro für Angewandte Geologie Siemensstr. 13 72116 Mössingen Telefon: 07473/240909-0 Telefax: 240909-9 Email: kontakt@geoterton.de			

Anl. 3: Graphische Darstellung der Aufschlusspunkte

Legende und Zeichenerklärung nach DIN 4023

Boden- und Felsarten



Mutterboden, Mu



Schluff, U, schluffig, u



Sand, S, sandig, s



Mergelstein, Mst



Ton, T, tonig, t



Kies, G, kiesig, g



Tonstein, Tst

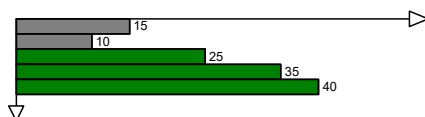
Korngrößenbereich

f - fein
m - mittel
g - grob

Nebenanteile

' - schwach (<15%)
- - stark (30-40%)

Rammdiagramm



Farben

locker
mitteldicht
dicht

Proben

A1 1,00 Probe Nr 1, entnommen mit einem
Verfahren der Entnahmekategorie A aus
1,00 m Tiefe
C1 1,00 Probe Nr 1, entnommen mit einem
Verfahren der Entnahmekategorie C aus
1,00 m Tiefe

B1 1,00 Probe Nr 1, entnommen mit einem
Verfahren der Entnahmekategorie B aus
1,00 m Tiefe
W1 1,00 Wasserprobe Nr 1 aus 1,00 m Tiefe

Lagerungsdichte

locker mitteldicht dicht sehr dicht

Konsistenz

breiig weich steif halbfest fest

Homogenbereiche nach DIN 18300

- A** Mutterboden / Ackerboden (organischer Oberboden)
- B** fein- bis gemischtkörnige Böden (Tone, Schluffe, plastifizierte Tonsteine)
- C** grob- bis gemischtkörnige Böden (Kiese)
- D** Festgesteine (Tonsteine, gering- bis stark verwittert)

Legende und Zeichenerklärung nach DIN 4023

Grundwasser

▽ 1,00
Datum

Grundwasser am Datum in 1,00 m unter
Gelände angebohrt

▽ 1,00
Datum
1,80

Grundwasser in 1,80 m unter Gelände
angebohrt, Anstieg des Wassers auf 1,00 m
unter Gelände am Datum

▽ 1,00
Datum

Grundwasser nach Beendigung der
Bohrarbeiten am Datum

▽ 1,00
Datum

Ruhewasserstand in einem ausgebauten
Bohrloch

1,00
Datum
↓

Wasser versickert in 1,00 m unter Gelände

Bodenklasse nach DIN 18300 (veraltet)

1 Oberboden (Mutterboden)

2 Fließende Bodenarten

3 Leicht lösbare Bodenarten

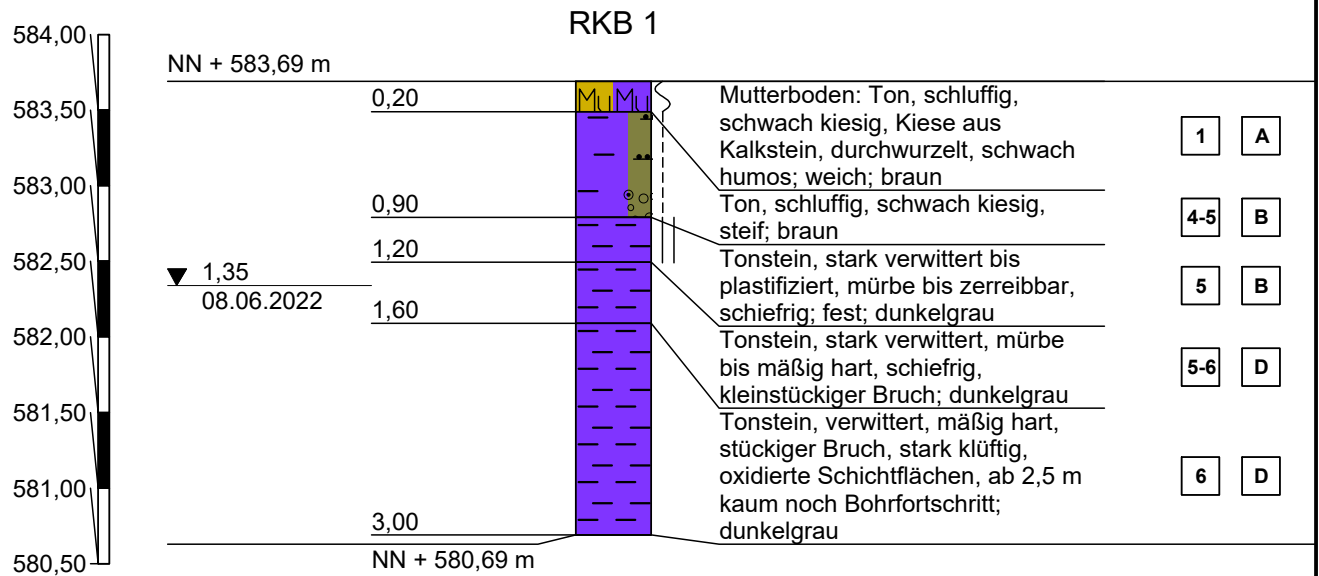
4 Mittelschwer lösbare Bodenarten

5 Schwer lösbare Bodenarten

6 Leicht lösbarer Fels und vergleichbare
Bodenarten

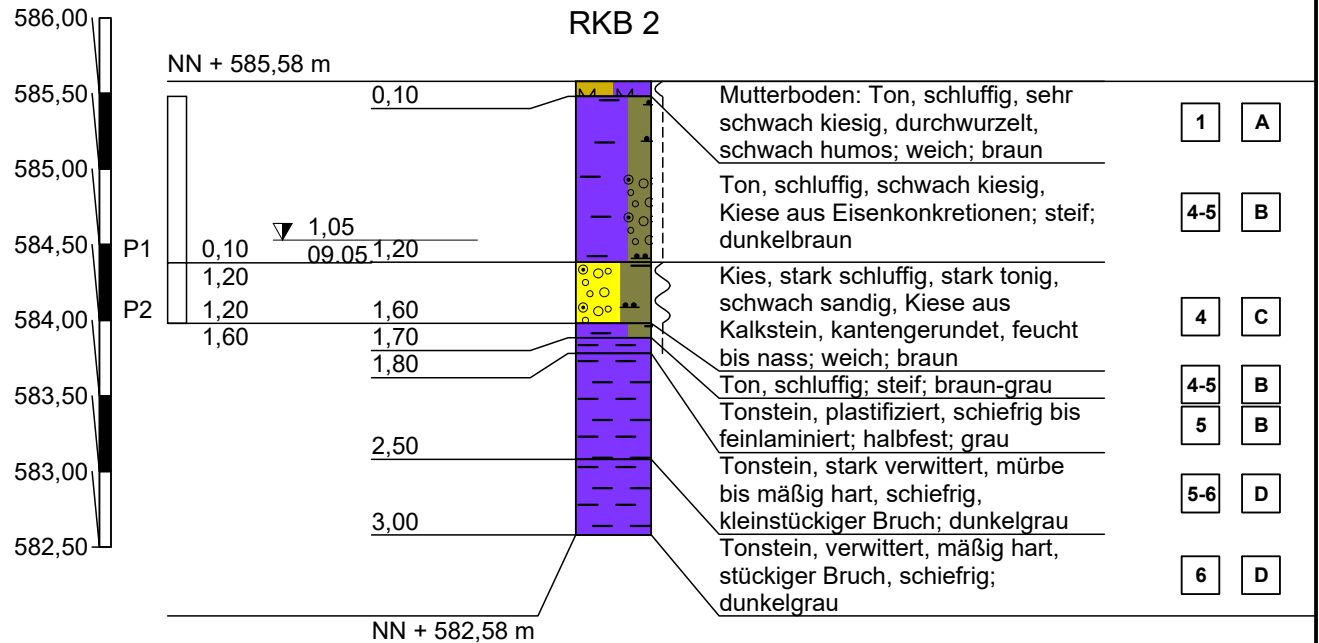
7 Schwer lösbarer Fels

Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023



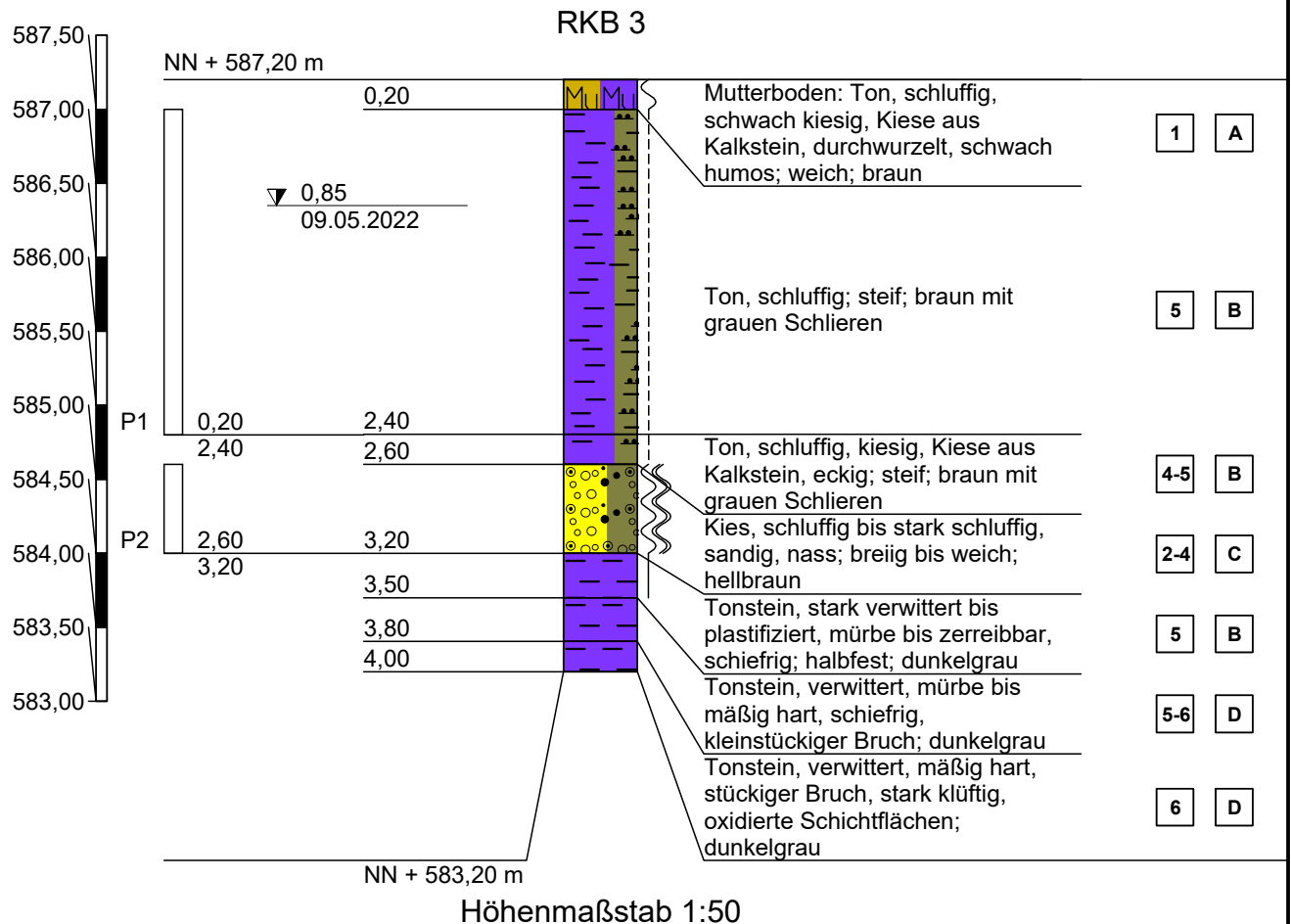
Höhenmaßstab 1:50

Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023

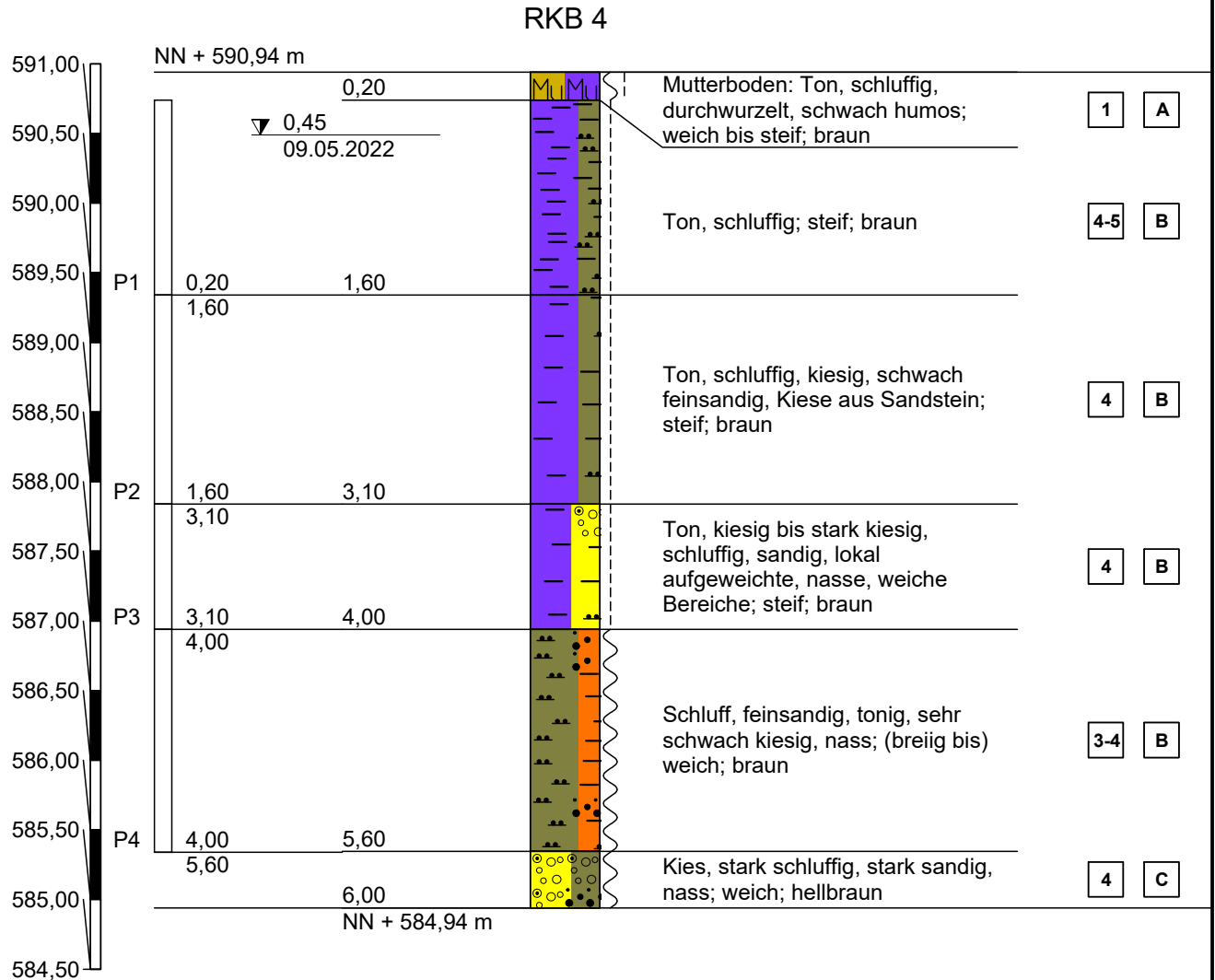


Höhenmaßstab 1:50

Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023

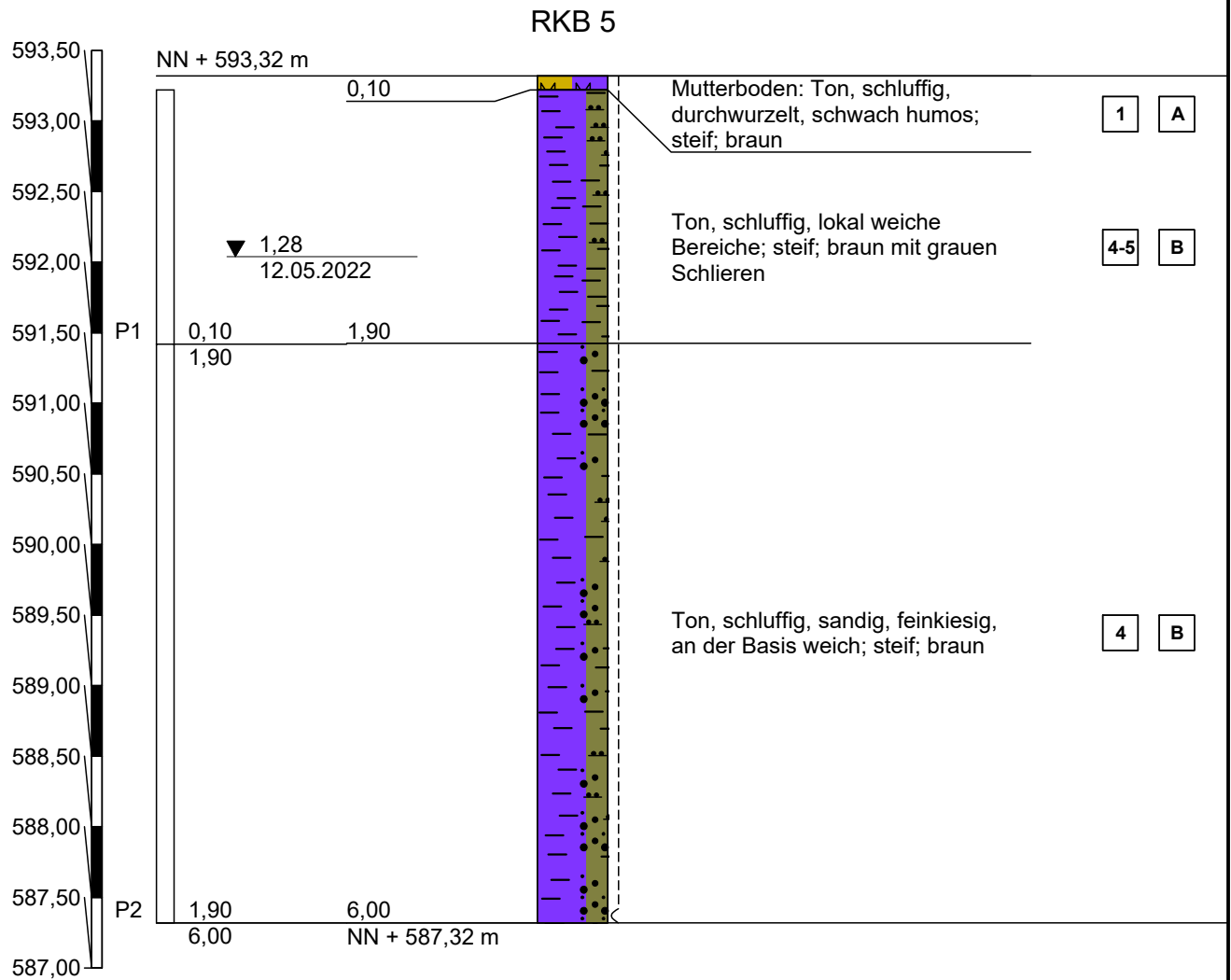


Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023



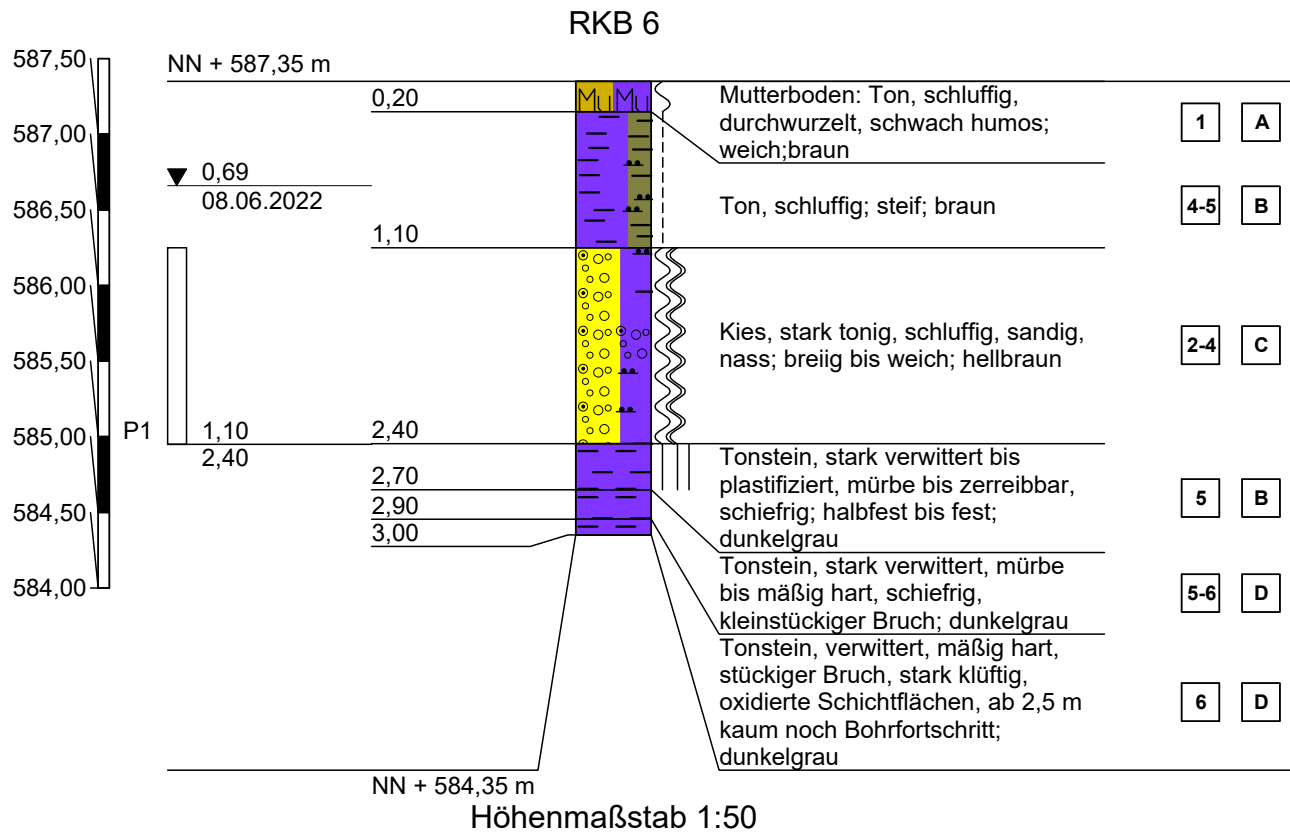
Höhenmaßstab 1:50

Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023

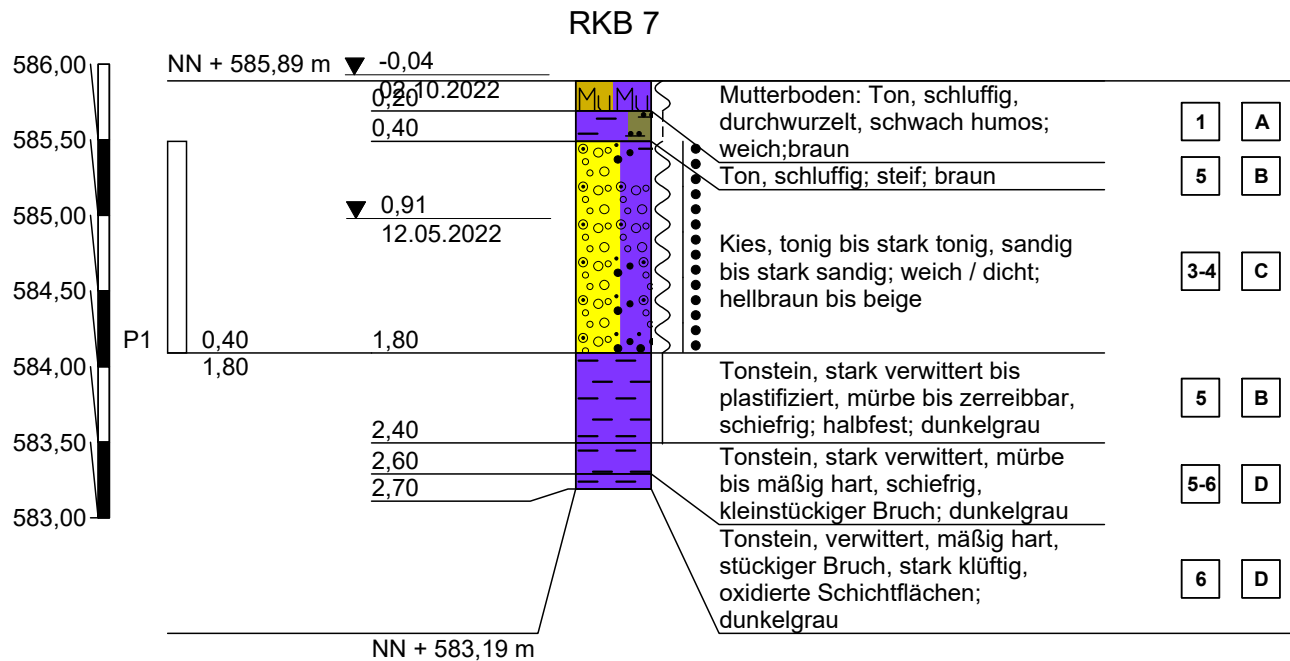


Höhenmaßstab 1:50

Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023

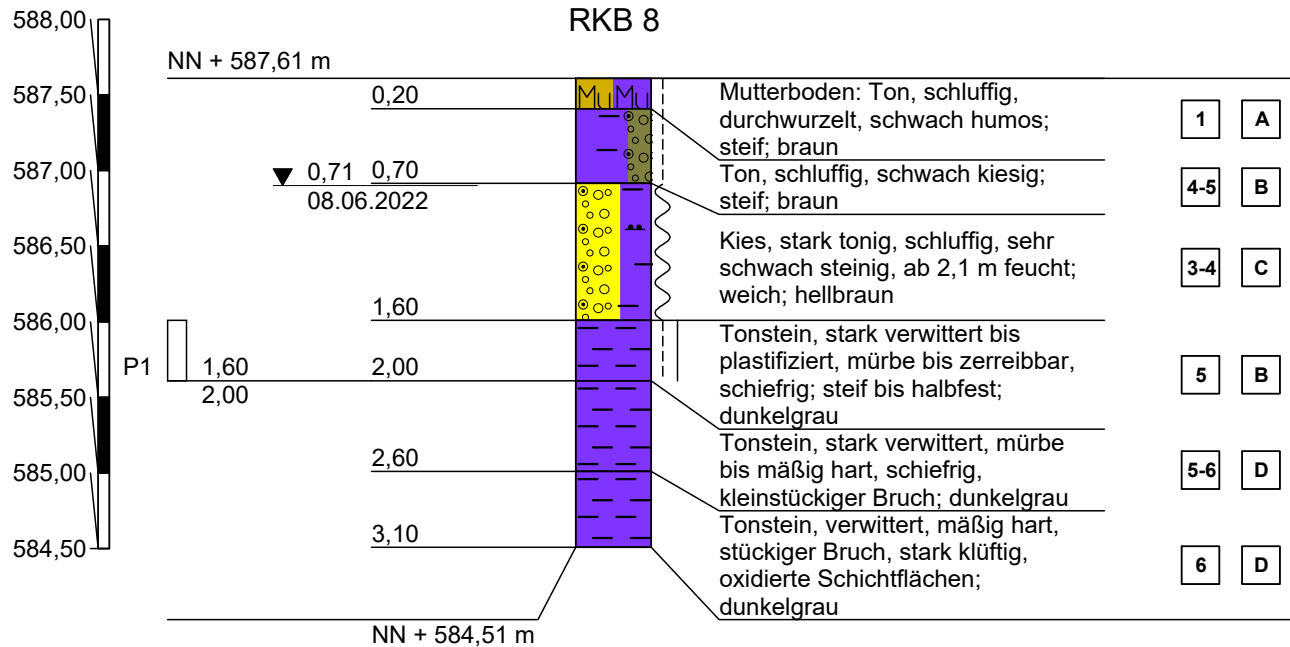


Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023



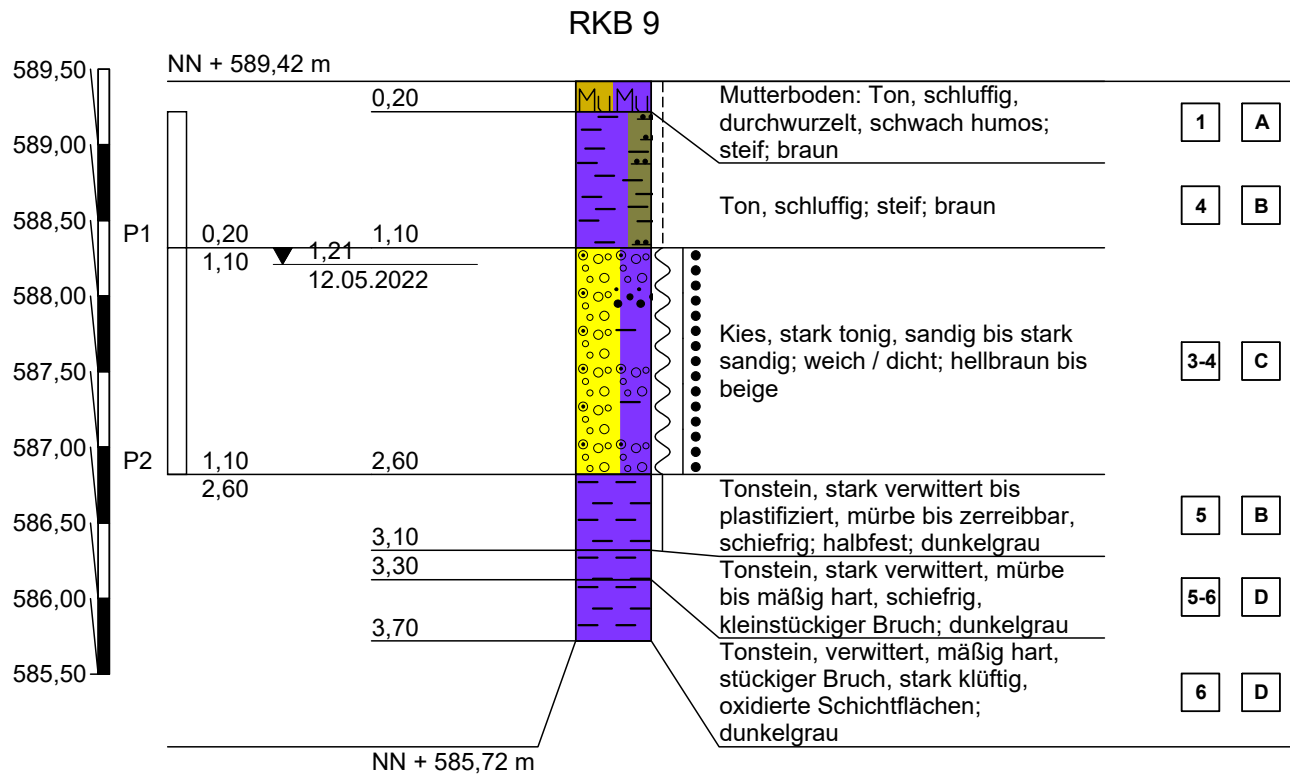
Höhenmaßstab 1:50

Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023



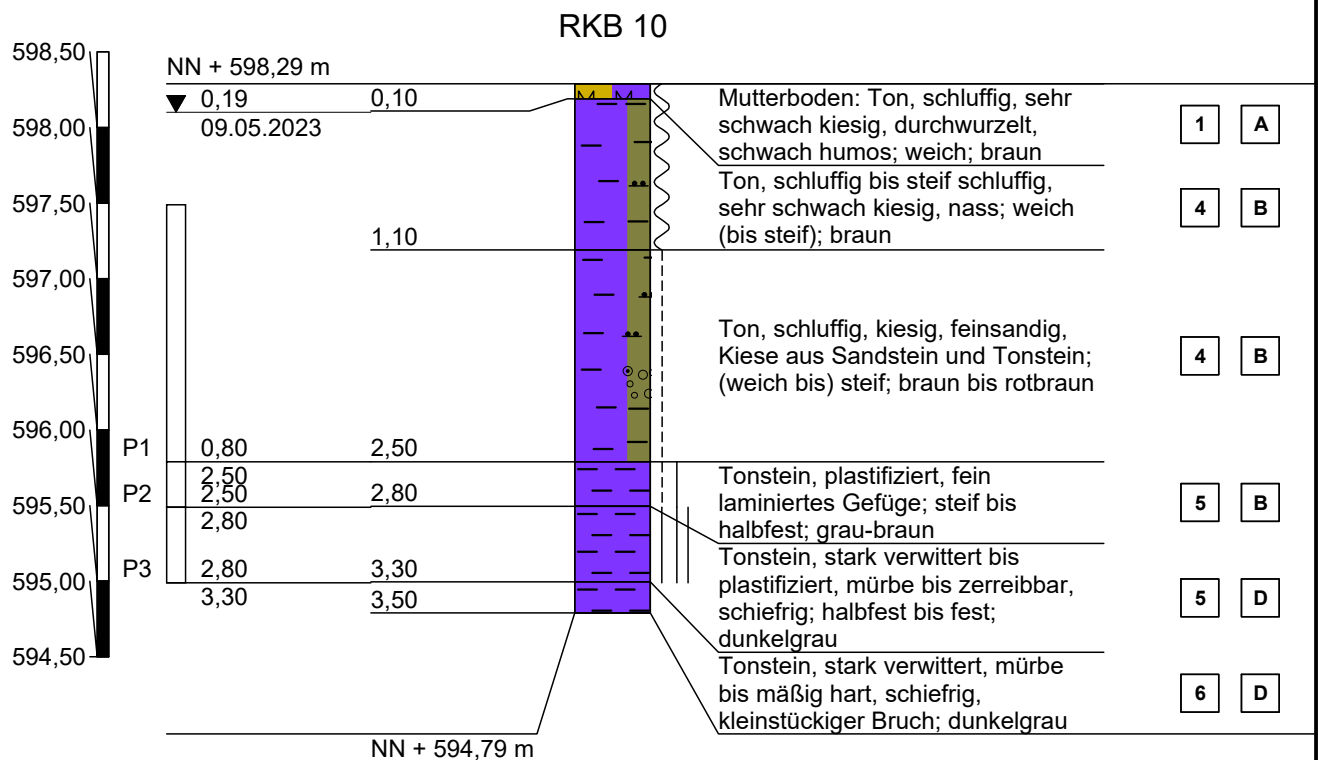
Höhenmaßstab 1:50

Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023



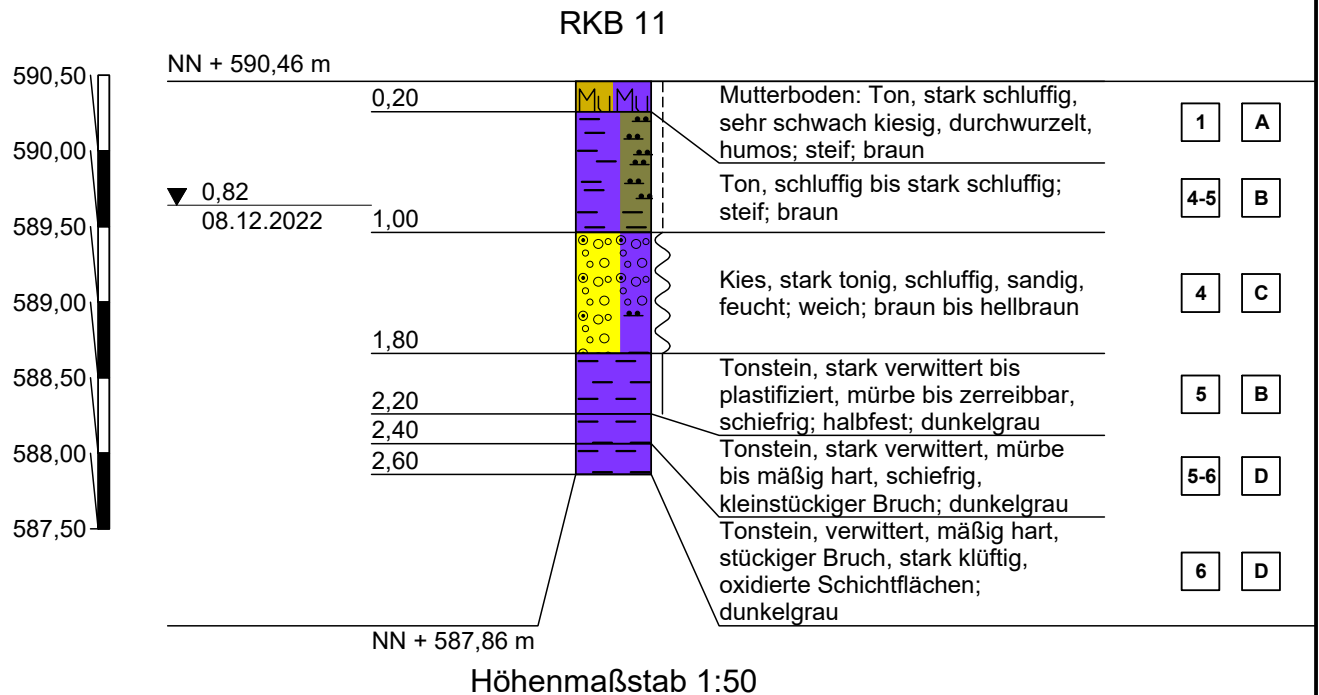
Höhenmaßstab 1:50

Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023

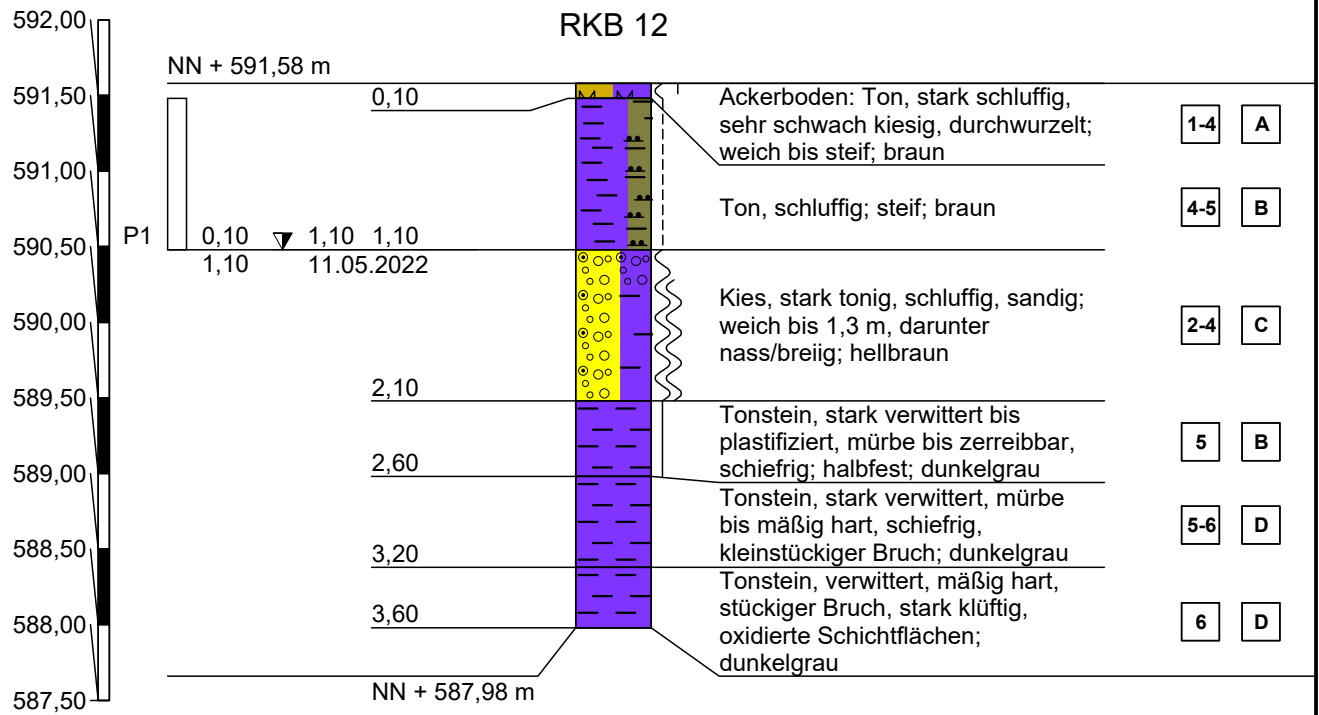


Höhenmaßstab 1:50

Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023

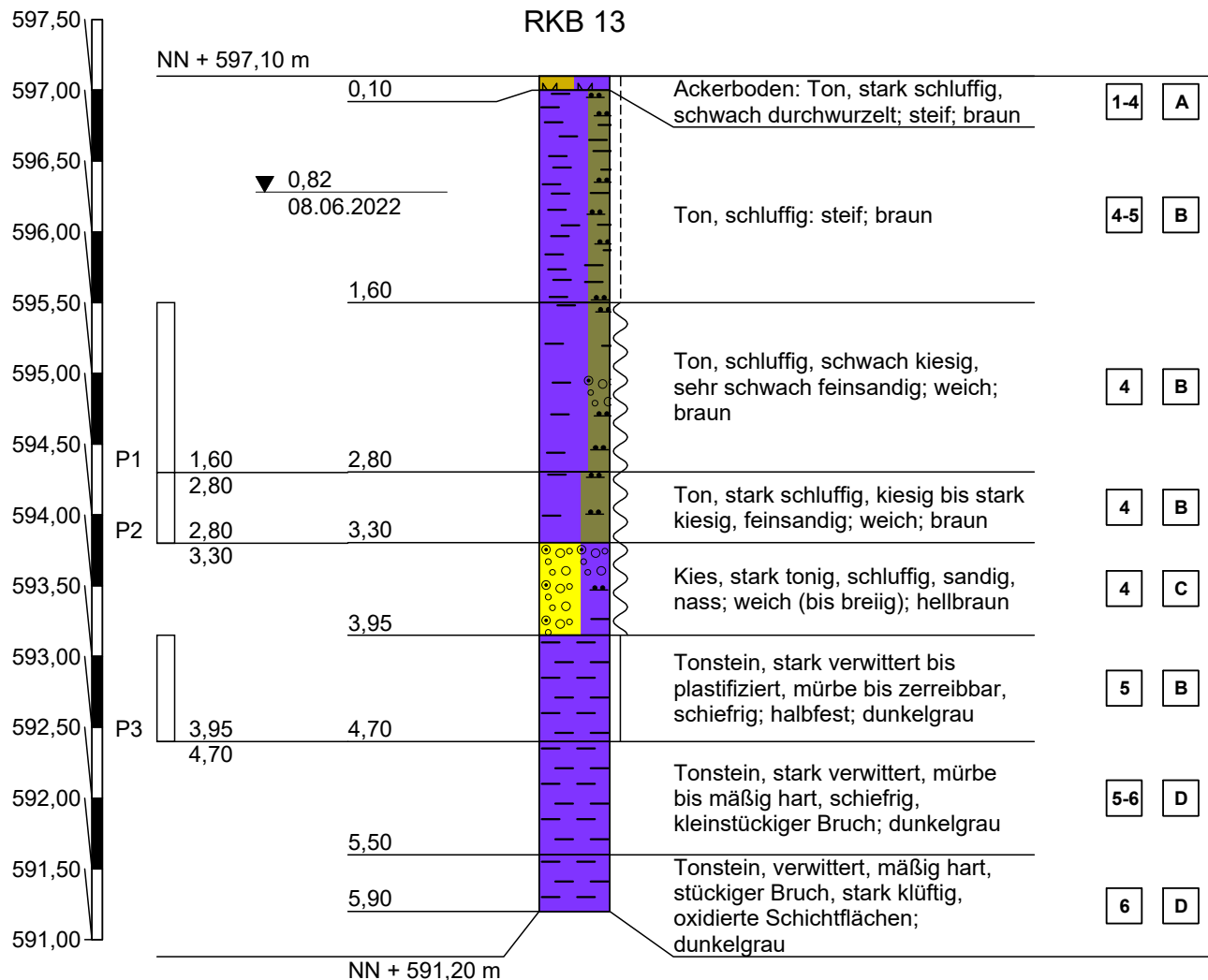


Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023



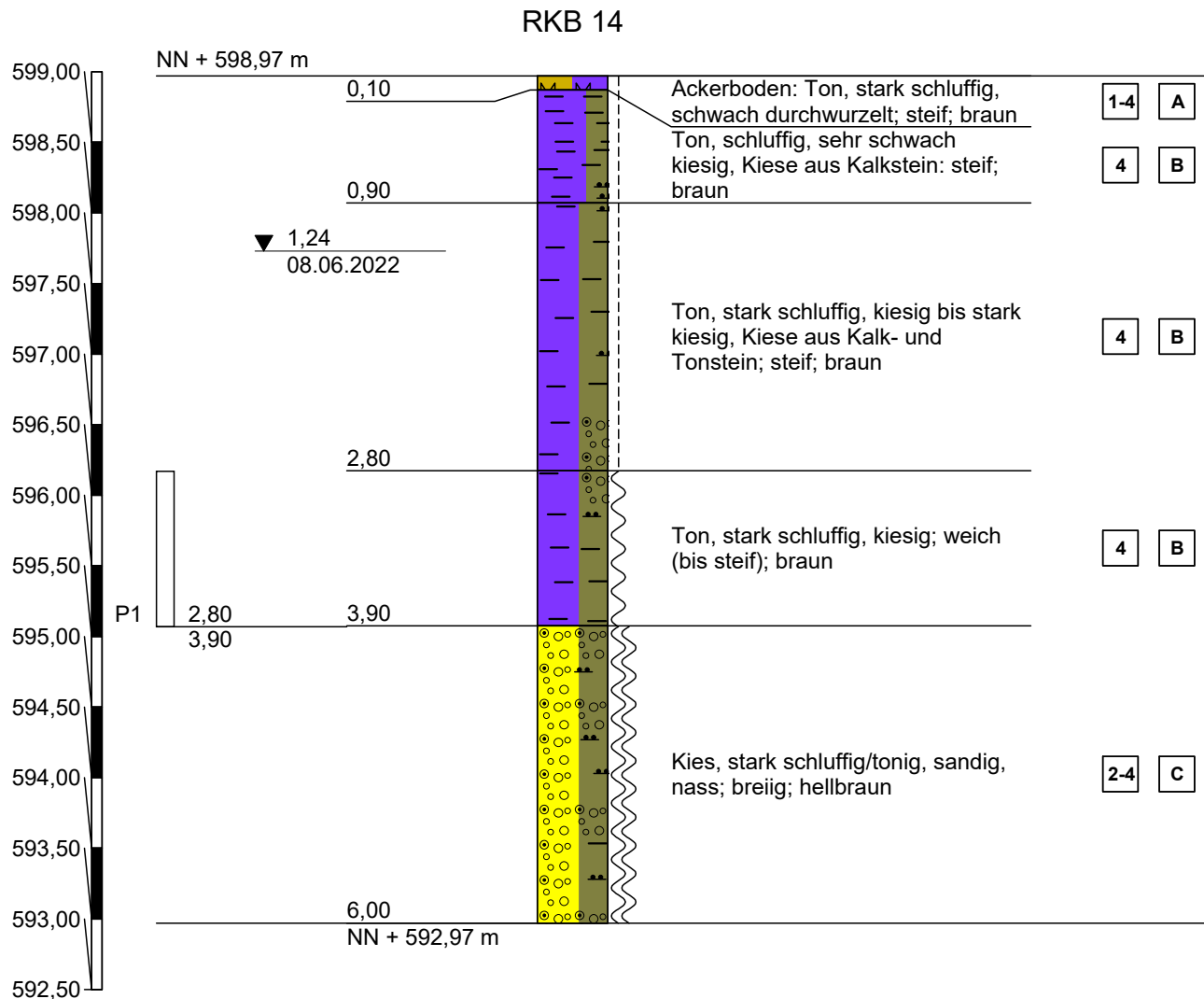
Höhenmaßstab 1:50

Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023



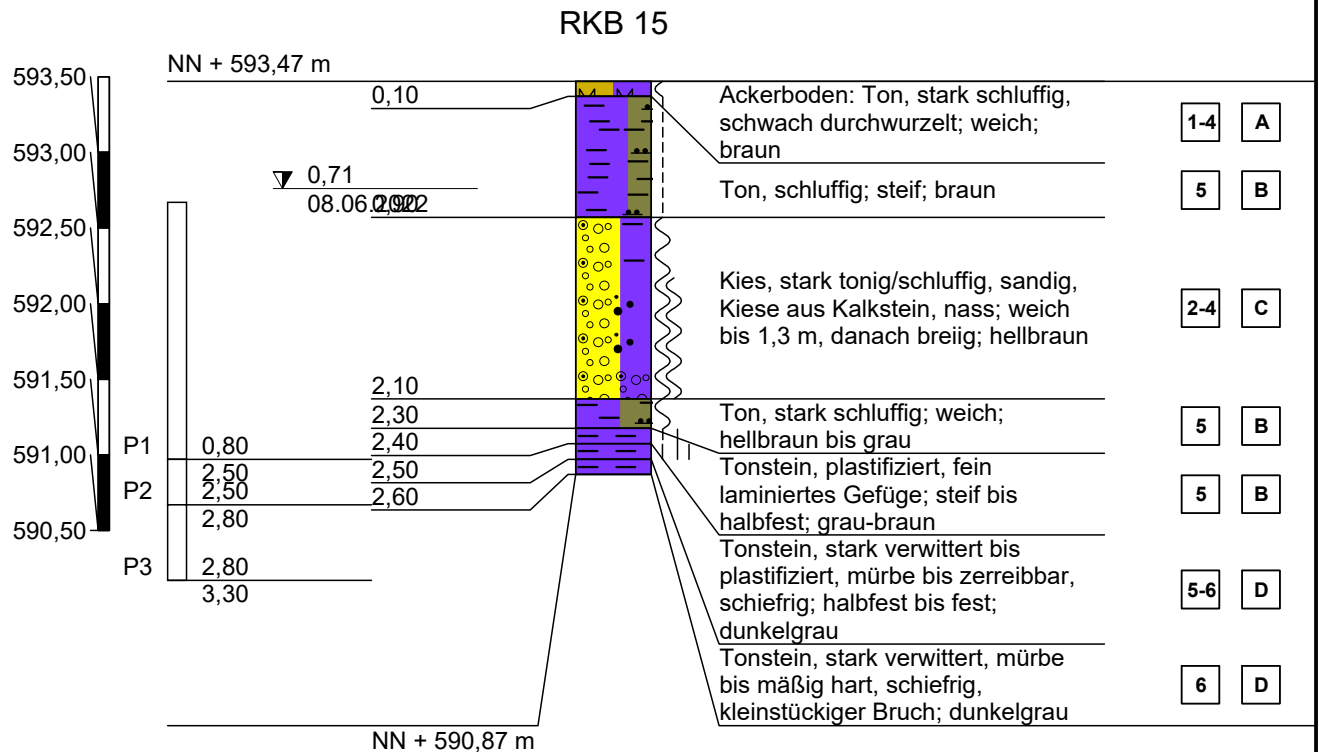
Höhenmaßstab 1:50

Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023



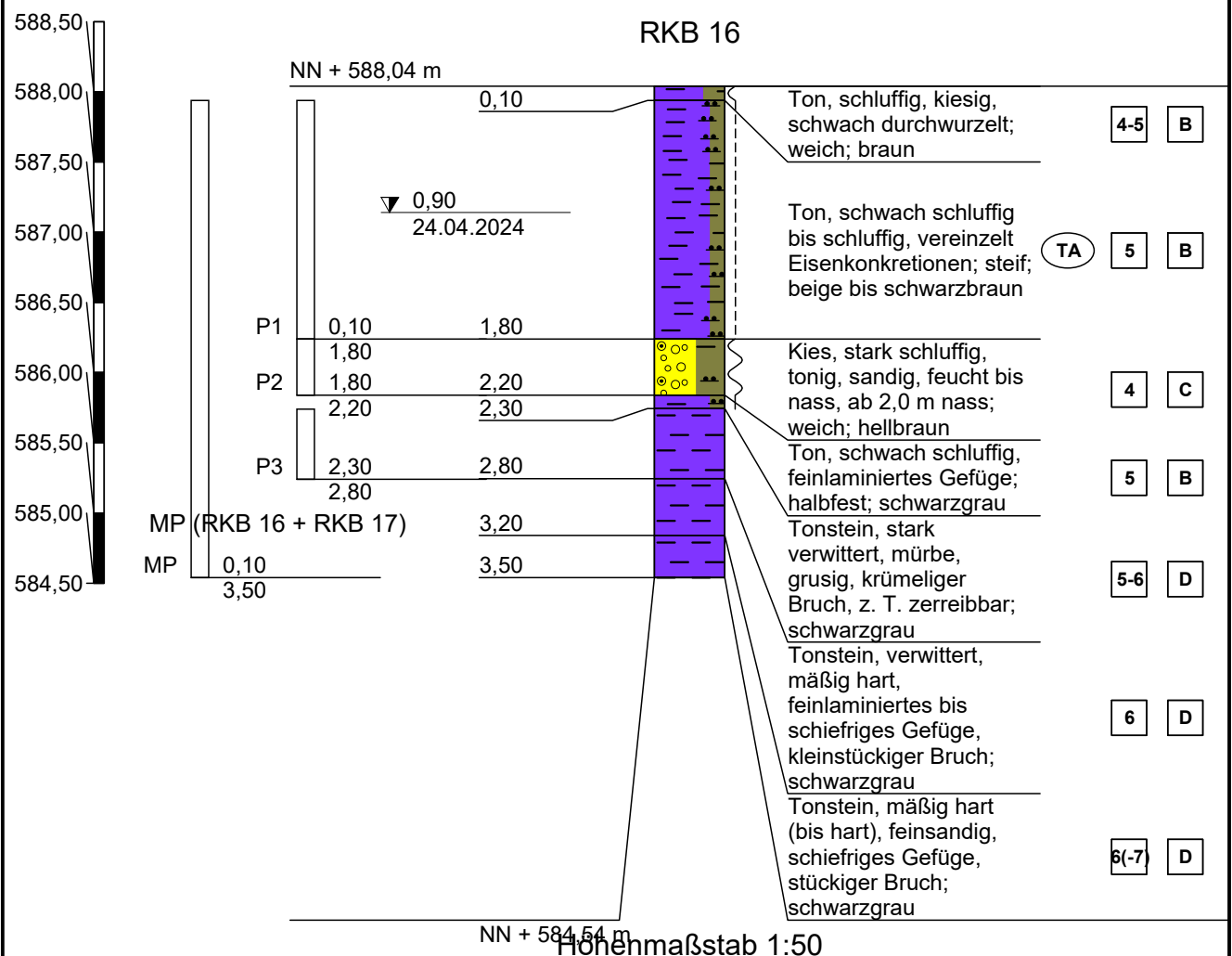
Höhenmaßstab 1:50

Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023

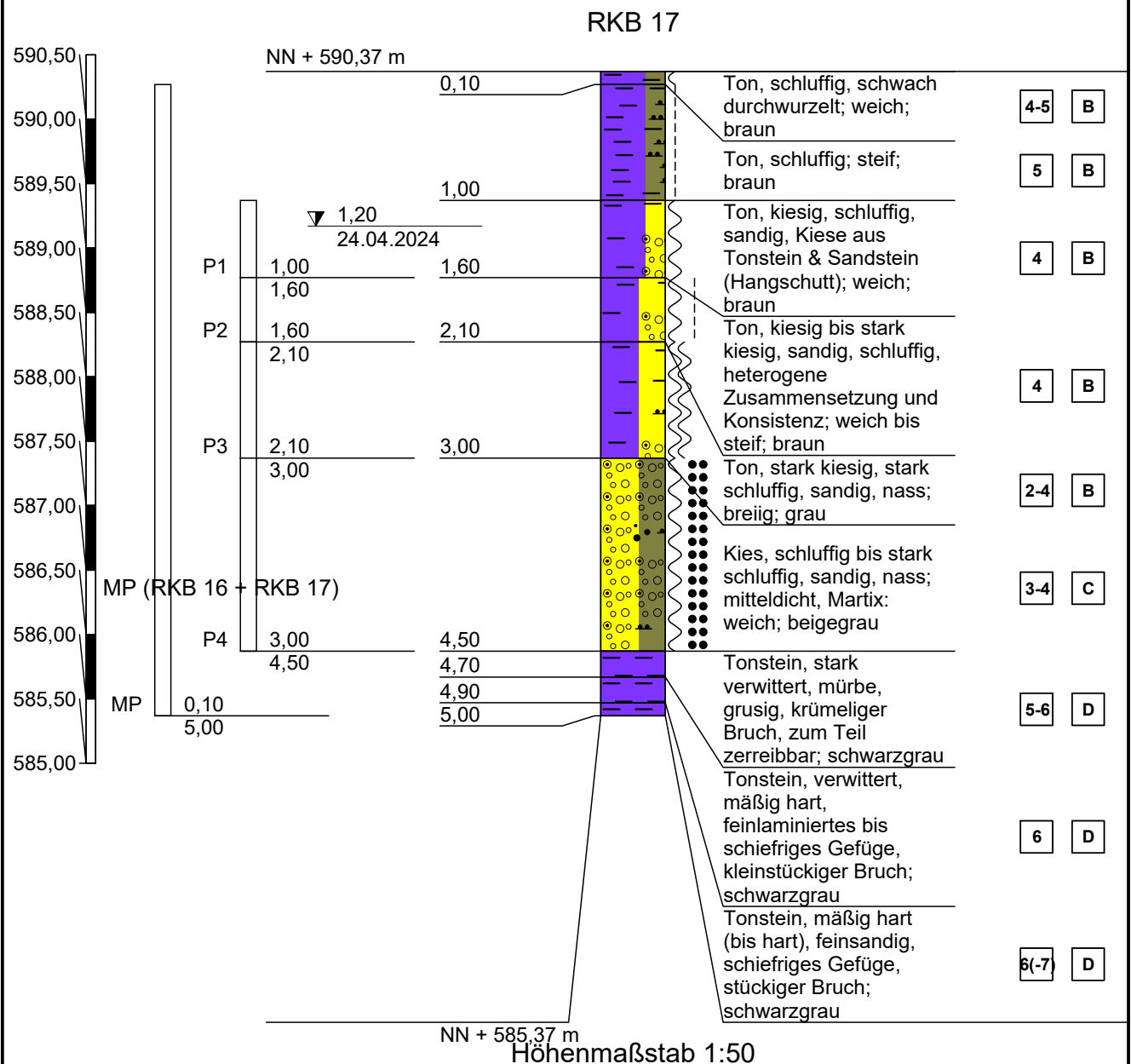


Höhenmaßstab 1:50

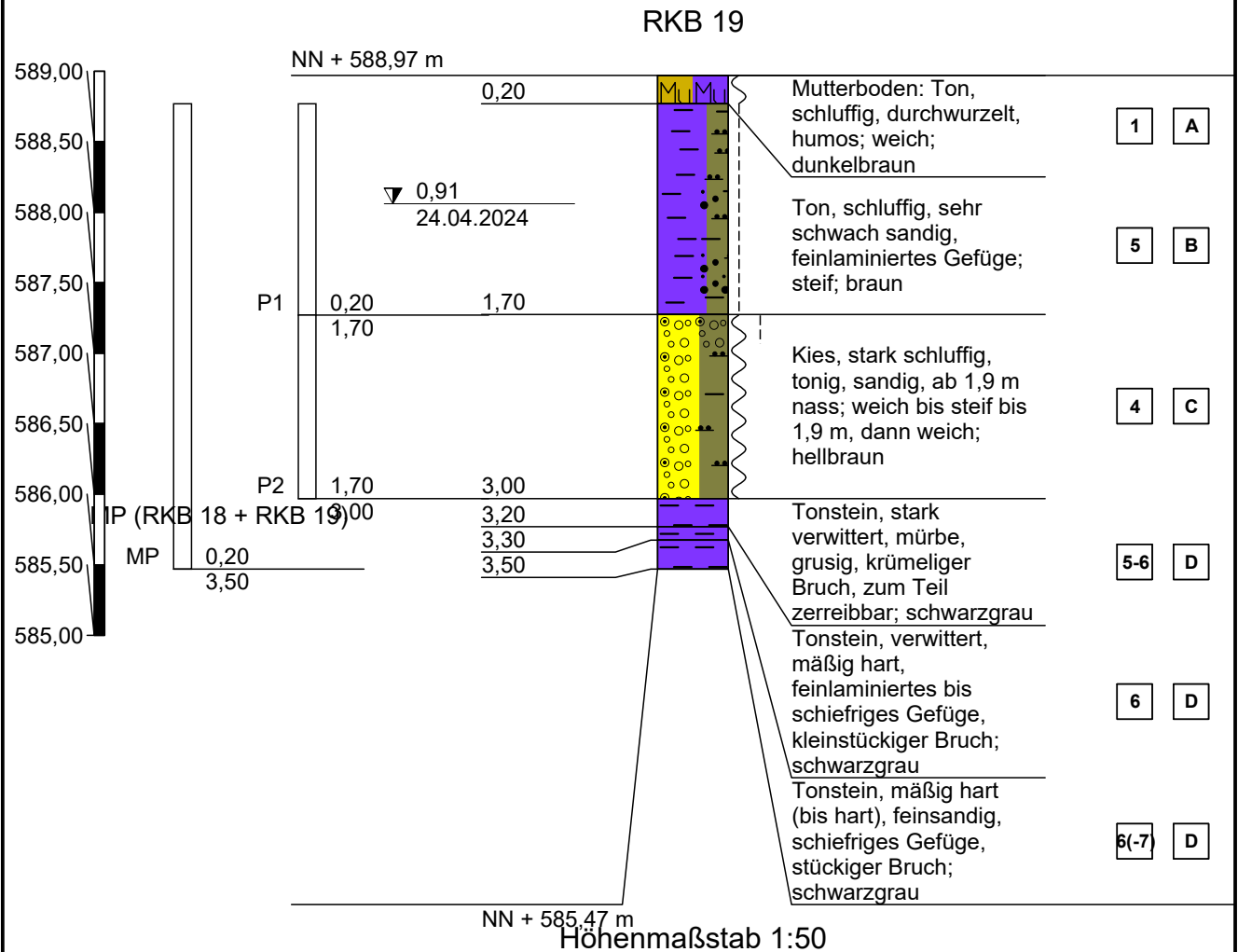
Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023



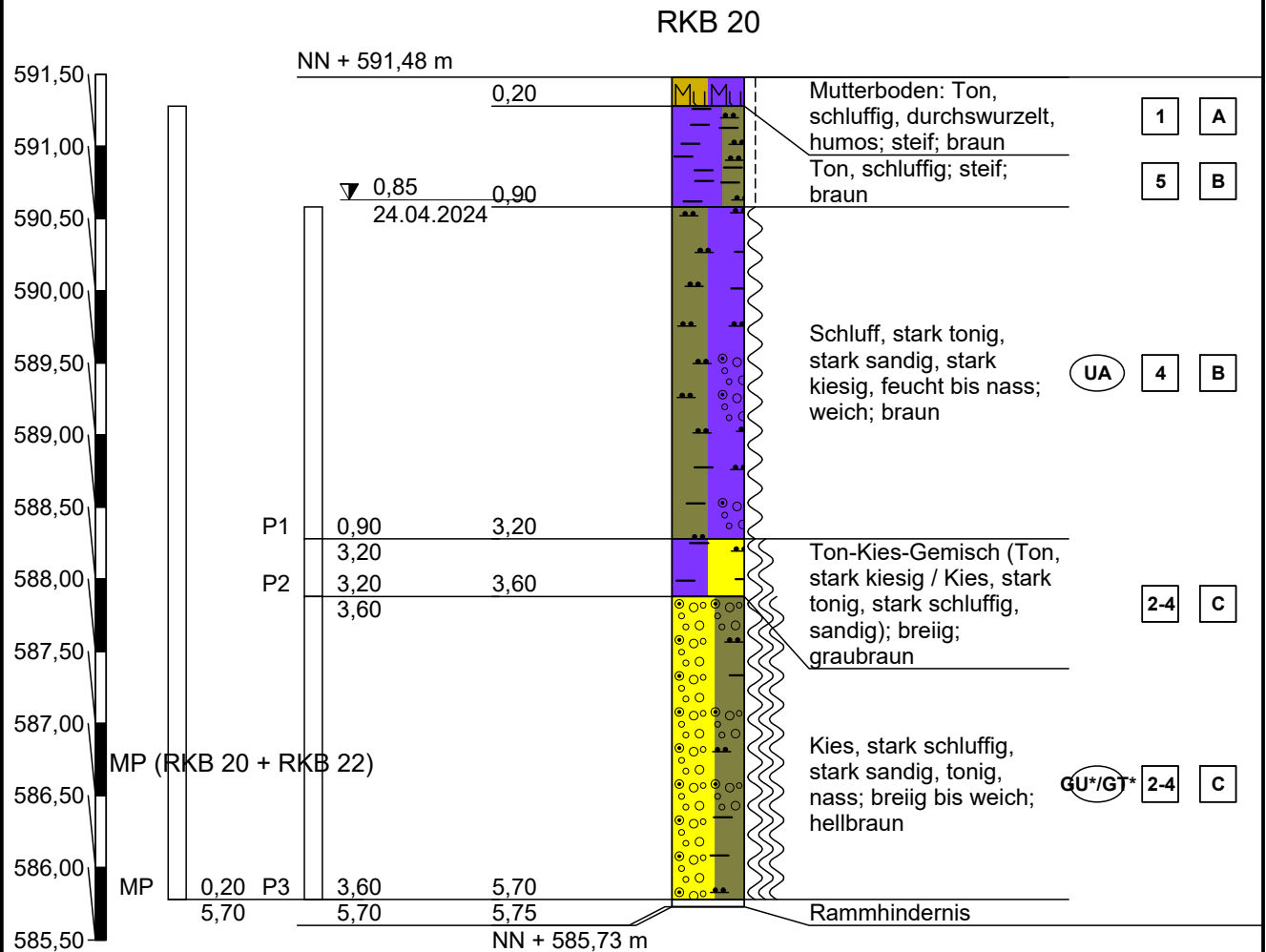
Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023



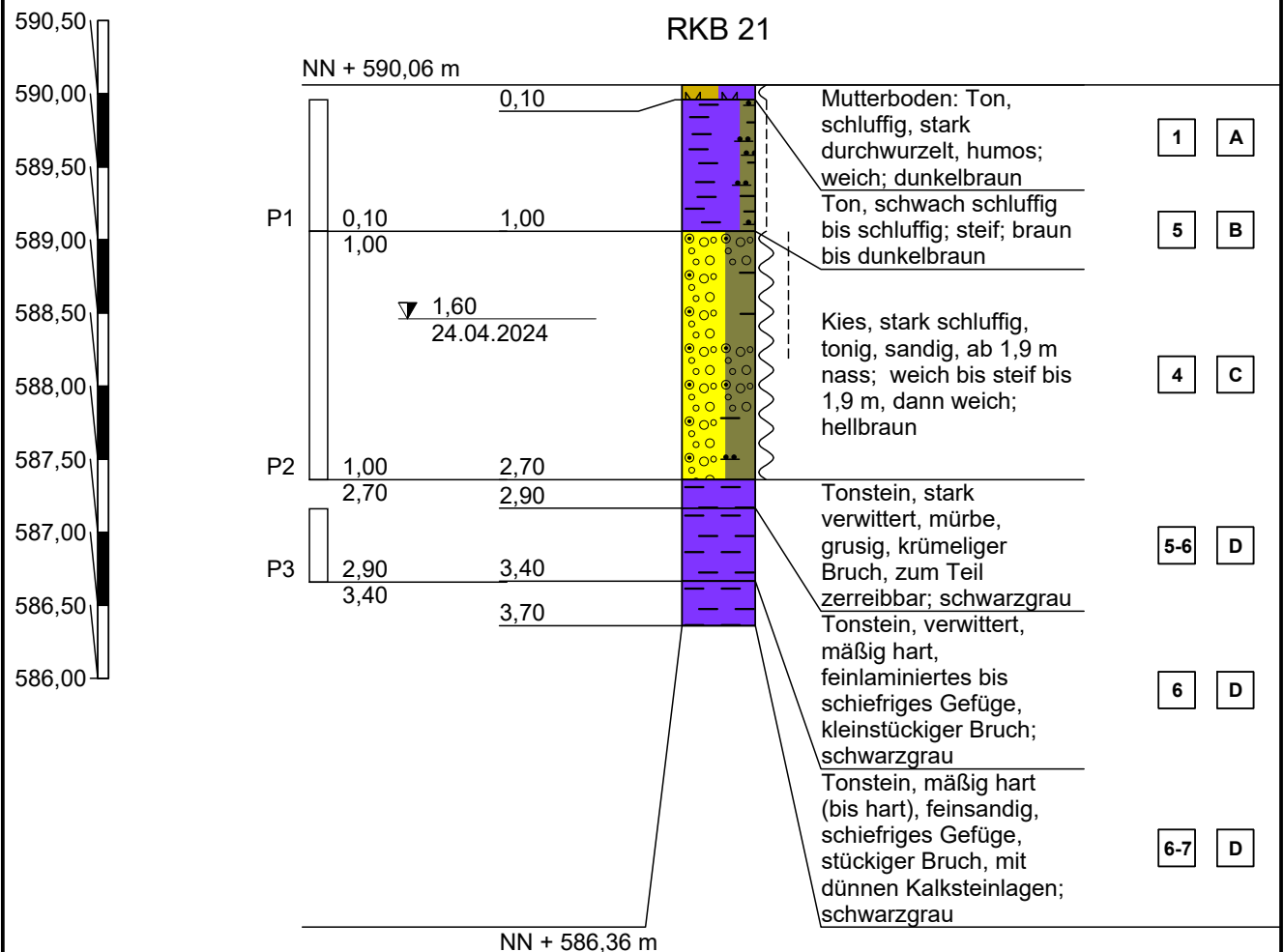
Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023



Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023

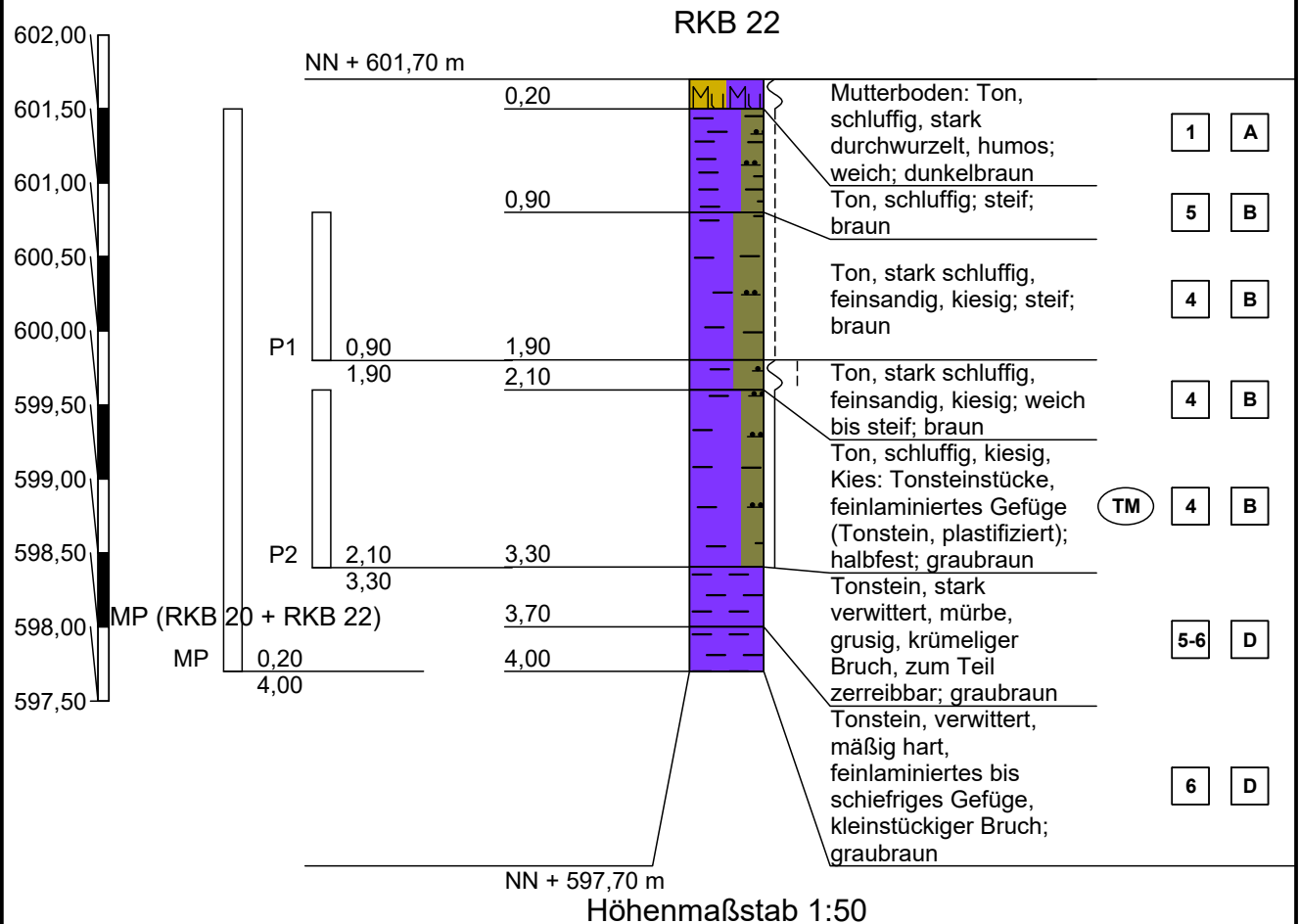


Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023

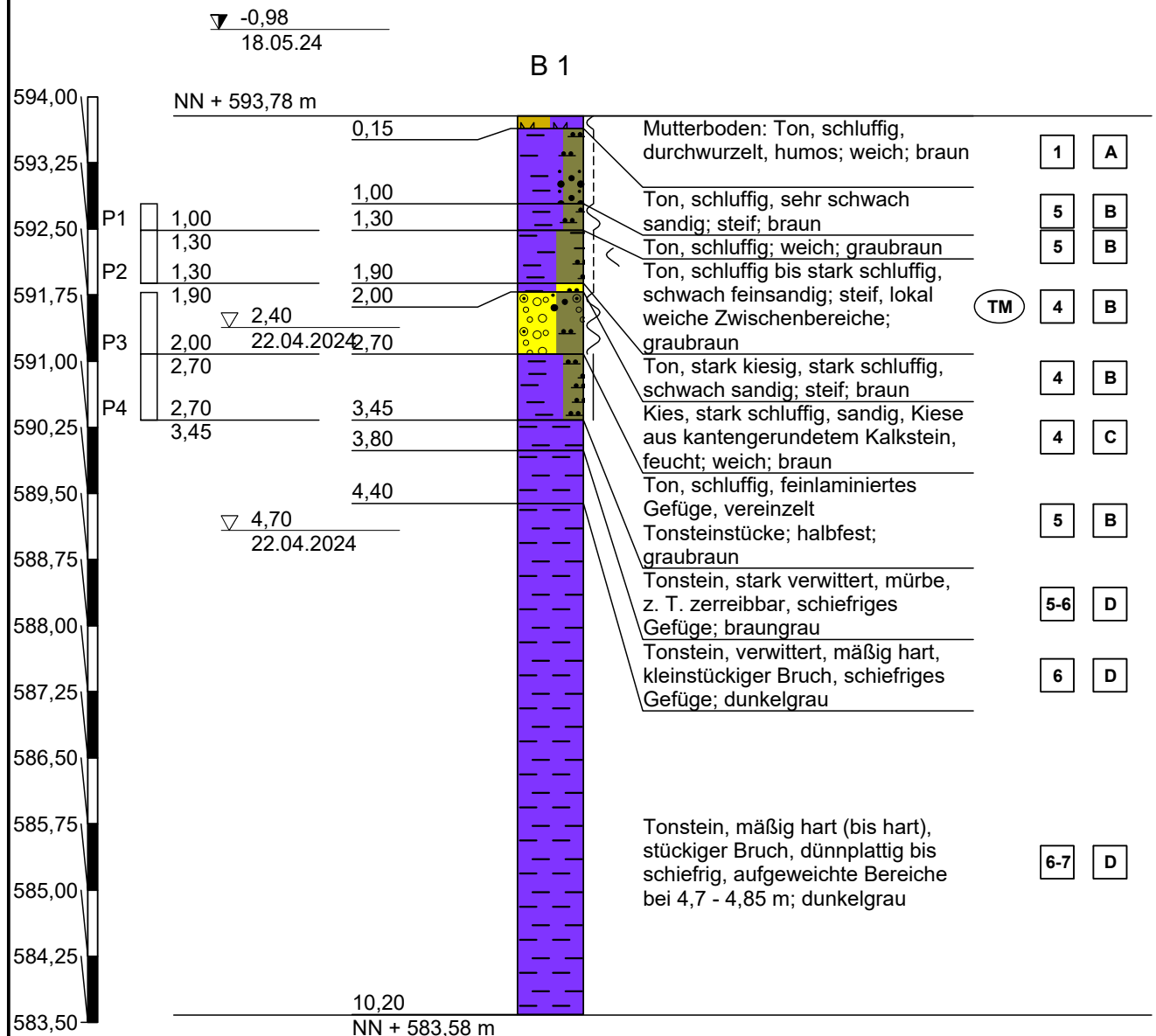


Höhenmaßstab 1:50

Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023

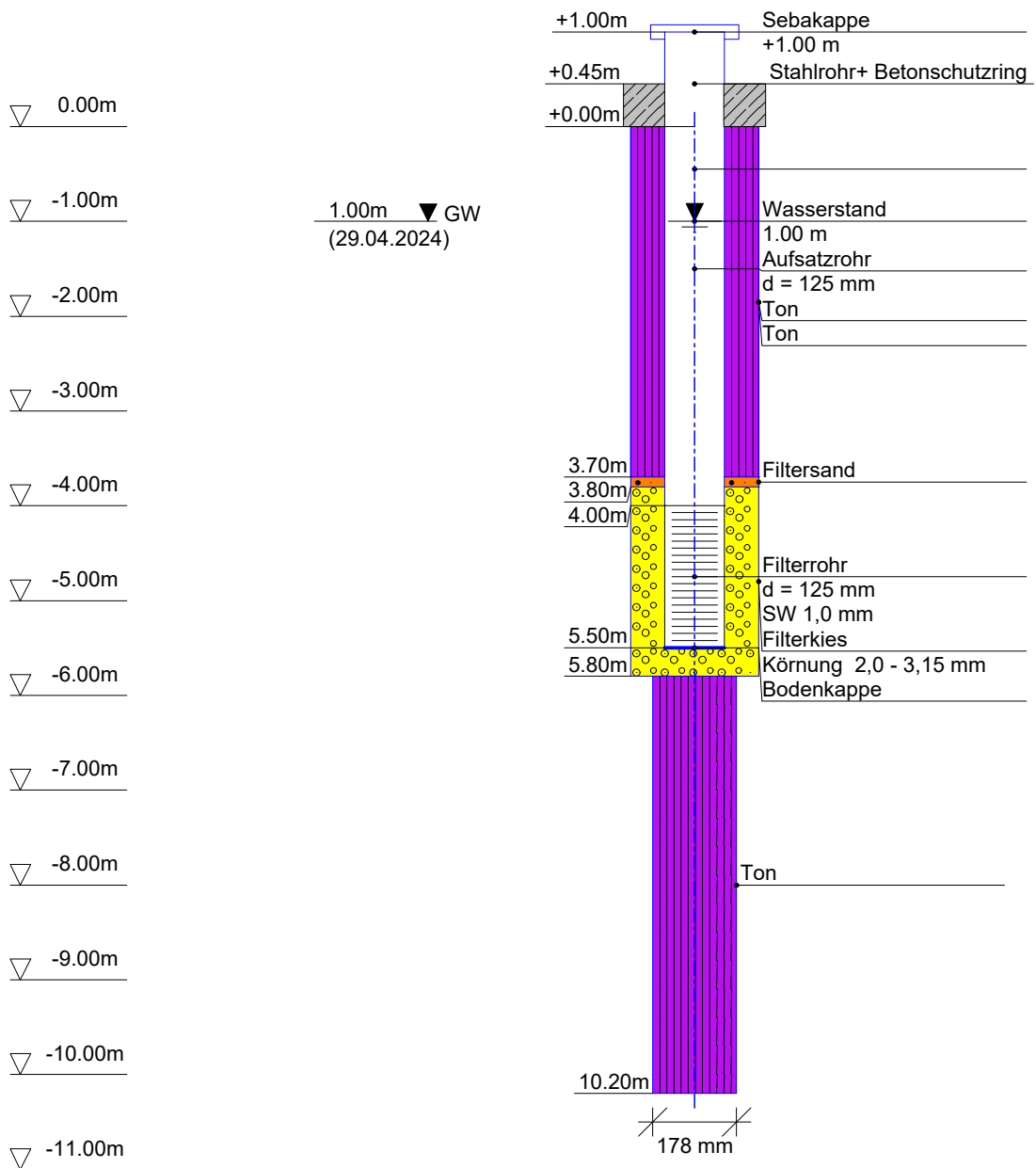


Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023

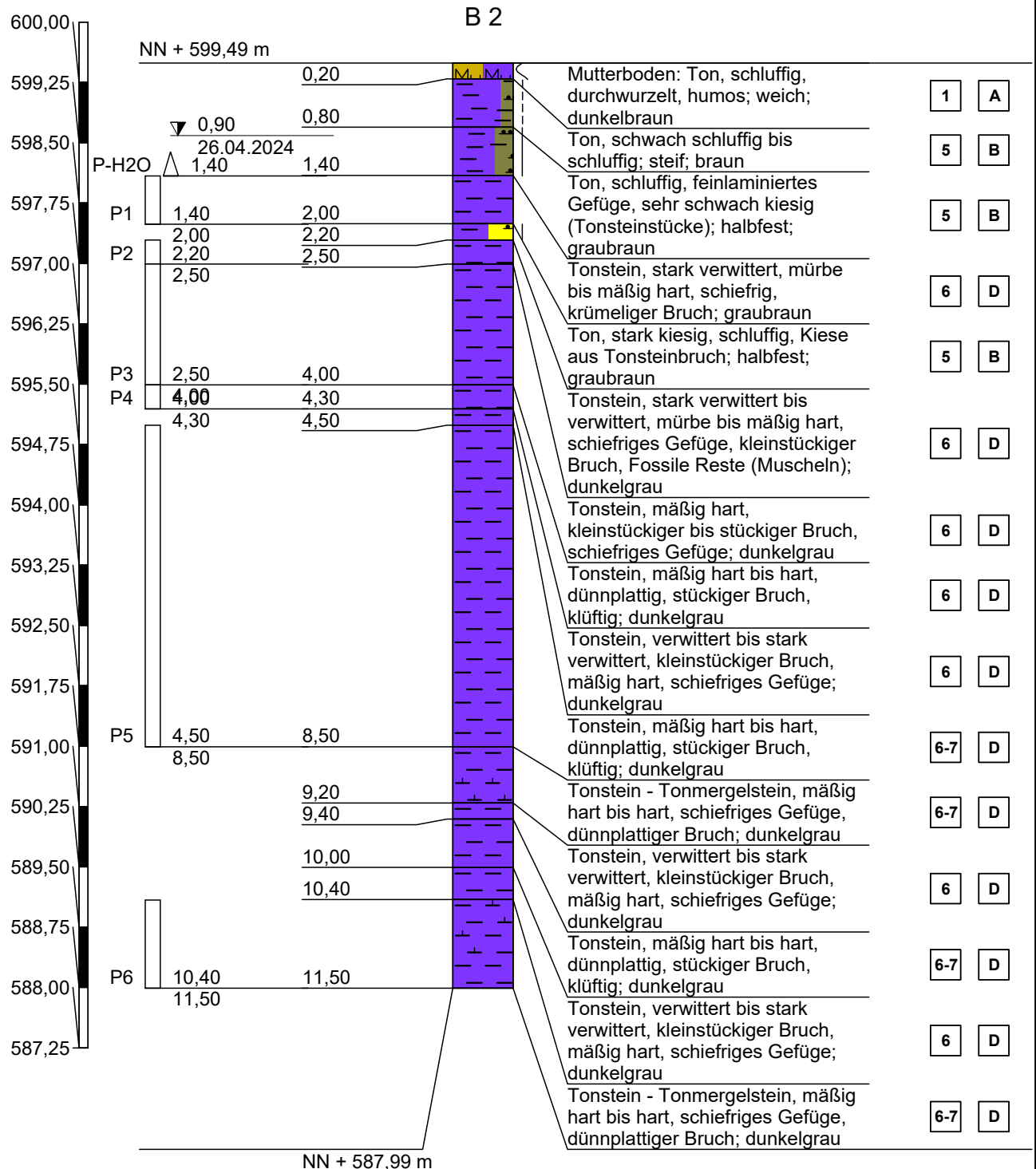


Höhenmaßstab 1:75

KB 1

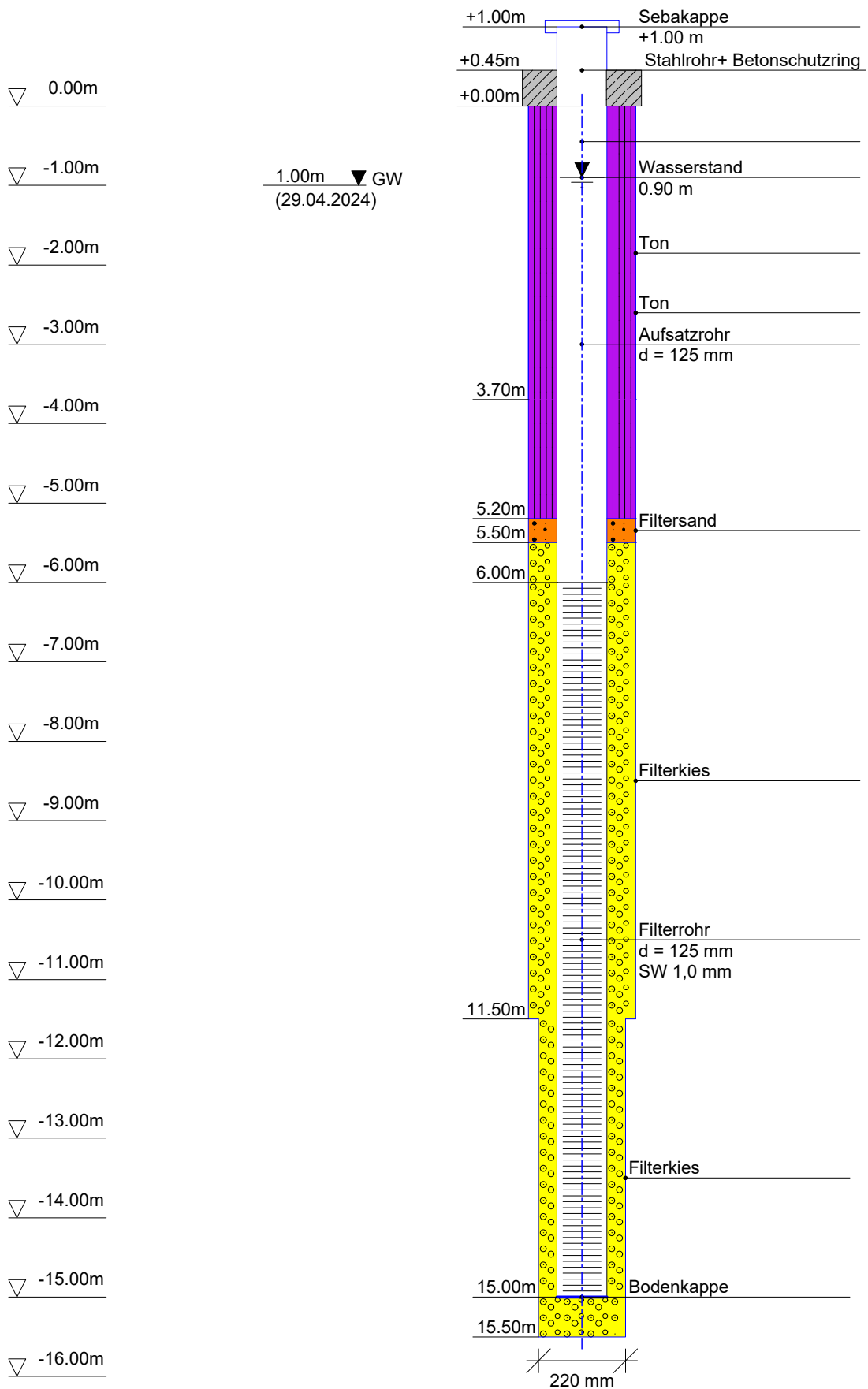


Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023

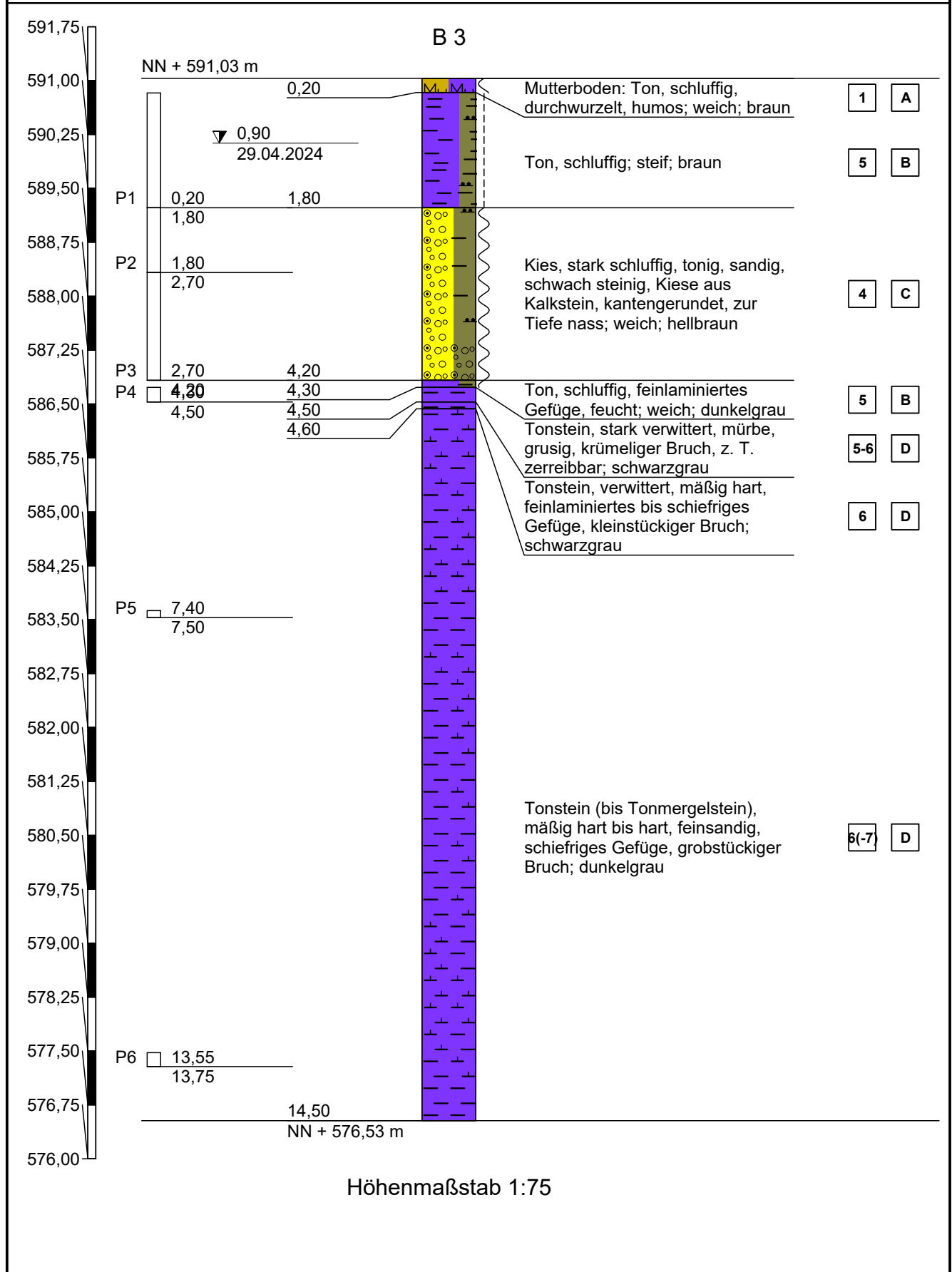


Höhenmaßstab 1:75

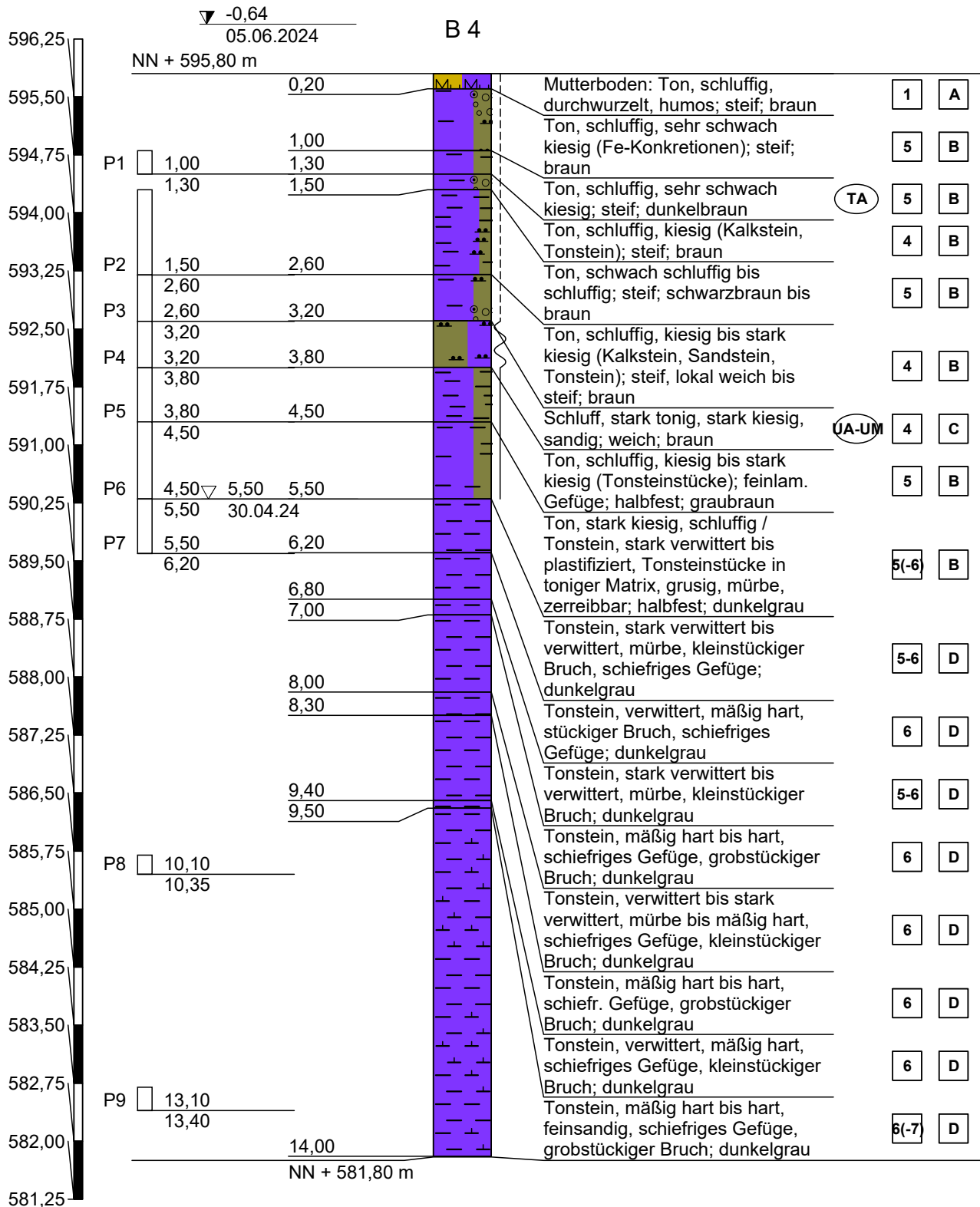
KB 2



Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023

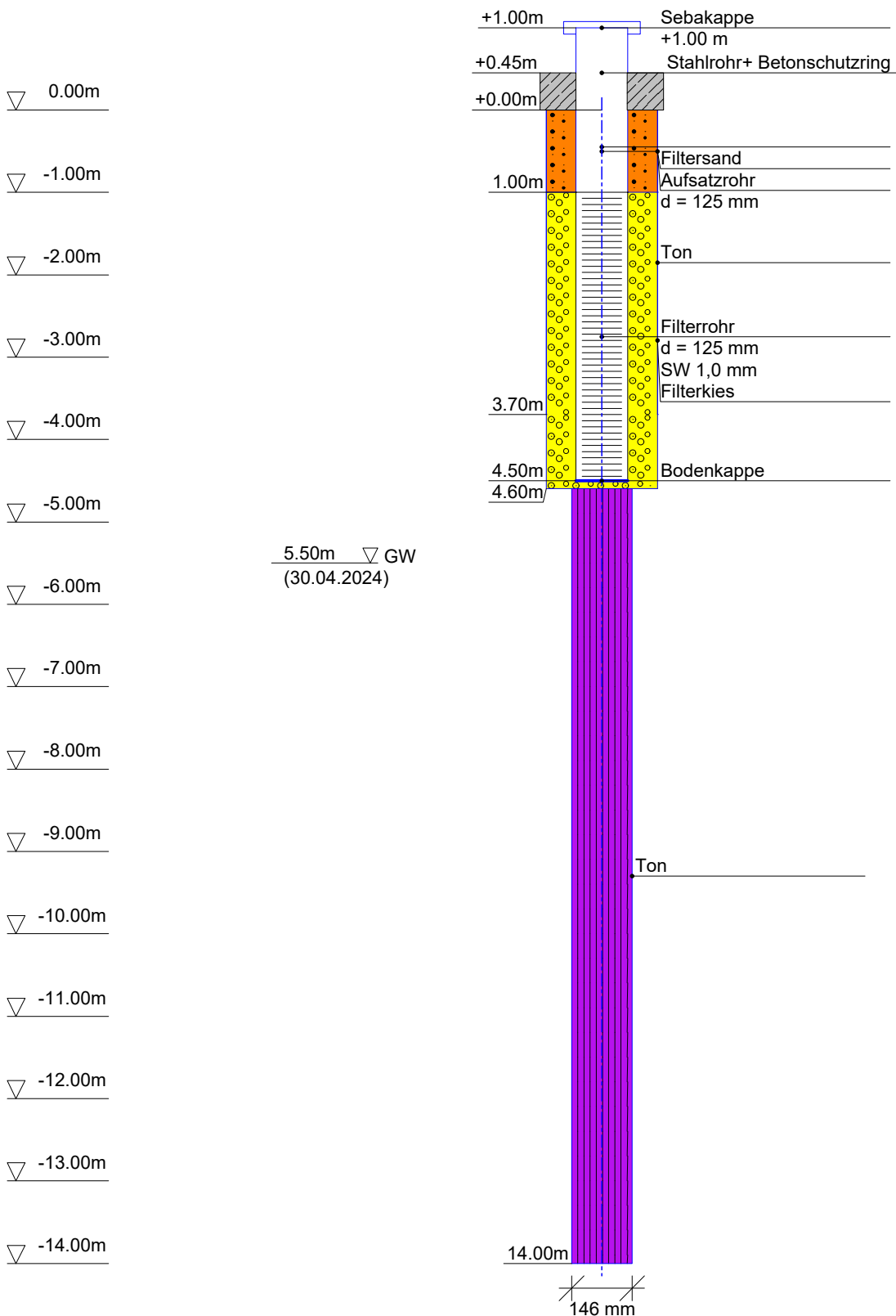


Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023



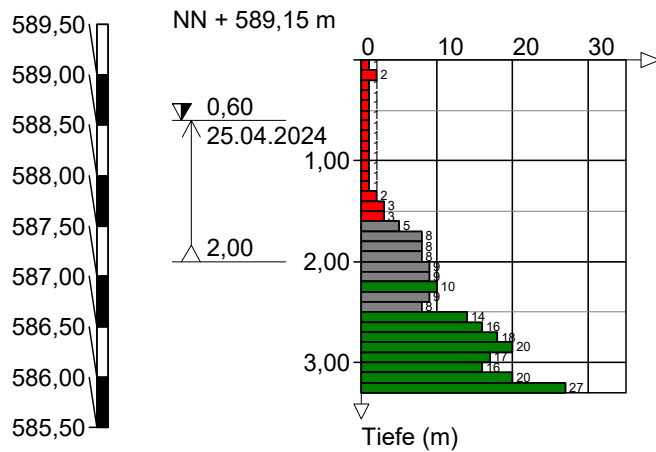
Höhenmaßstab 1:75

KB 4



Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023

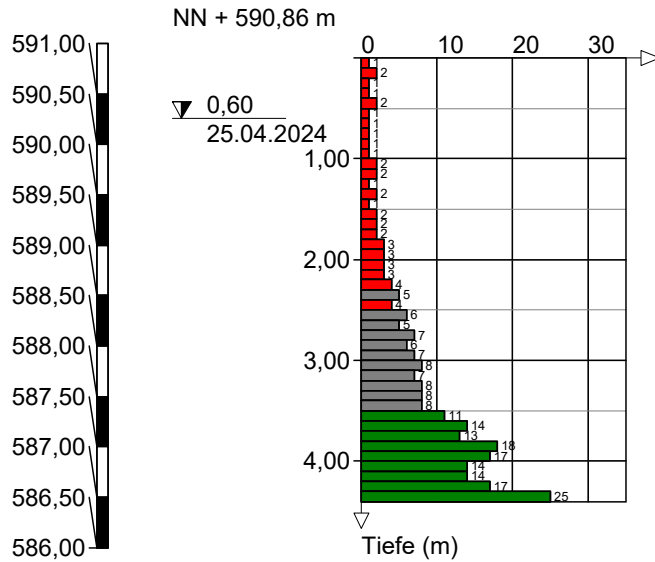
DPH 1



Höhenmaßstab 1:75

Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023

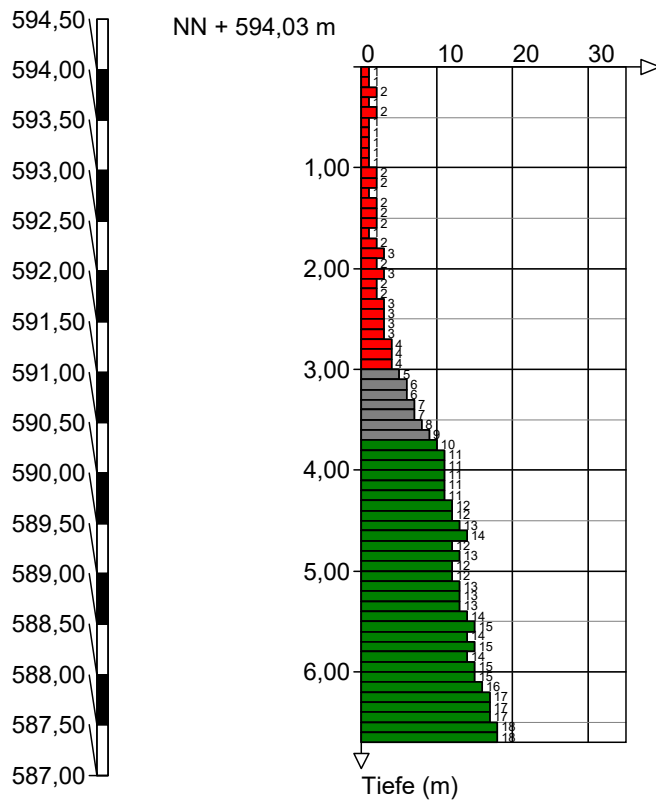
DPH 2



Höhenmaßstab 1:75

Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023

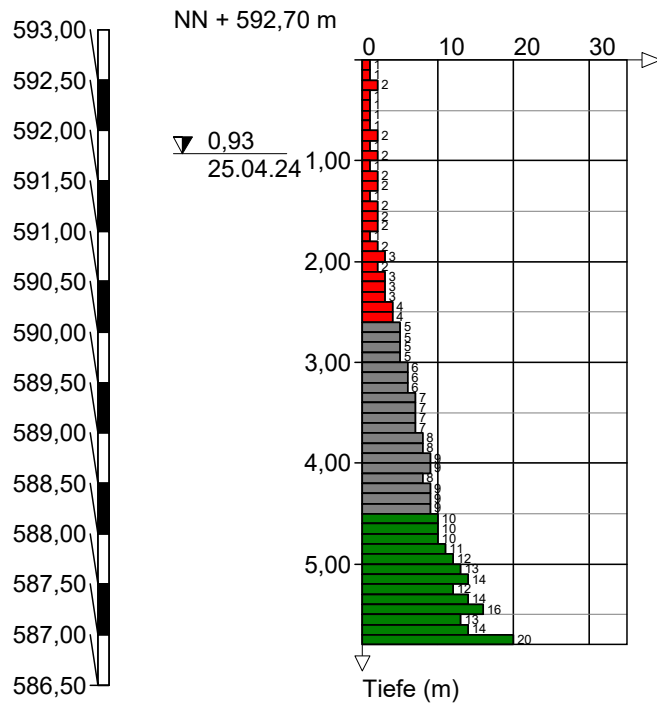
DPH 3



Höhenmaßstab 1:75

Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023

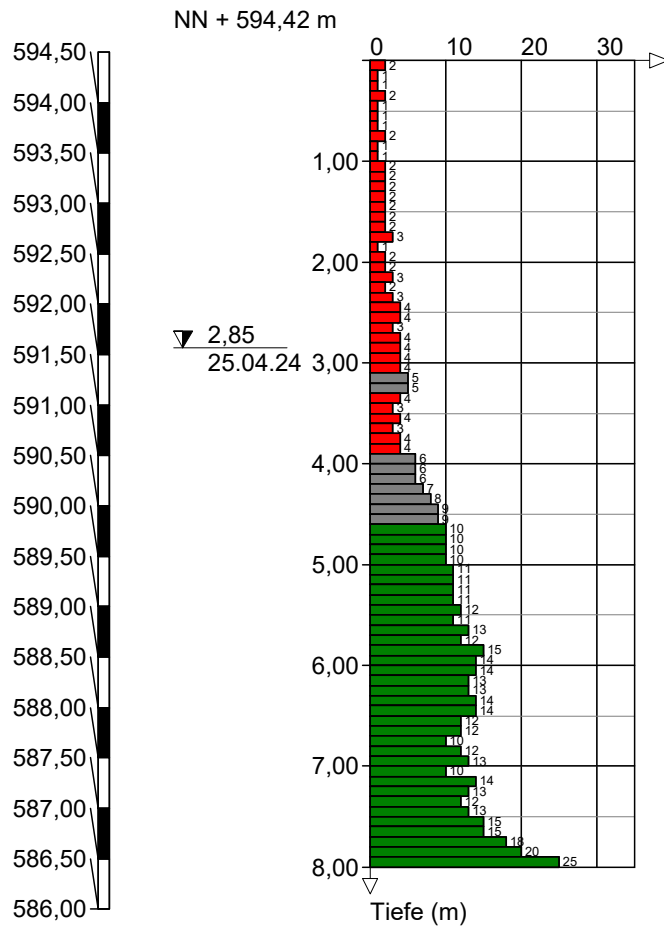
DPH 4



Höhenmaßstab 1:75

Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023

DPH 5

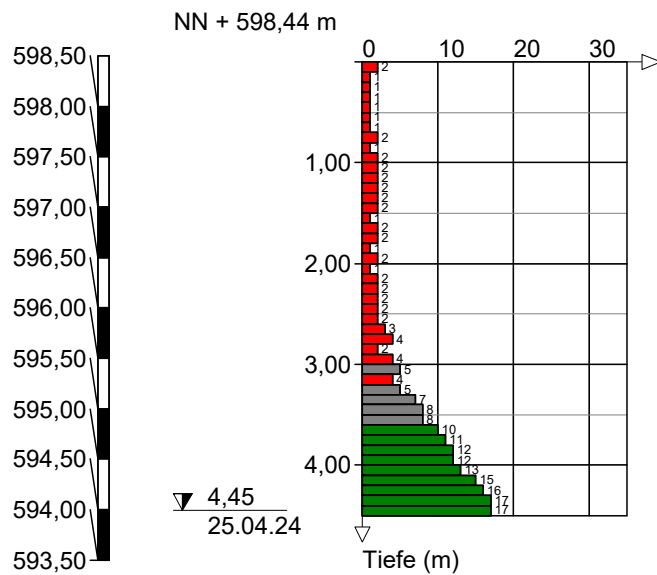


Höhenmaßstab 1:75

Höhenmaßstab 1:75

Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023

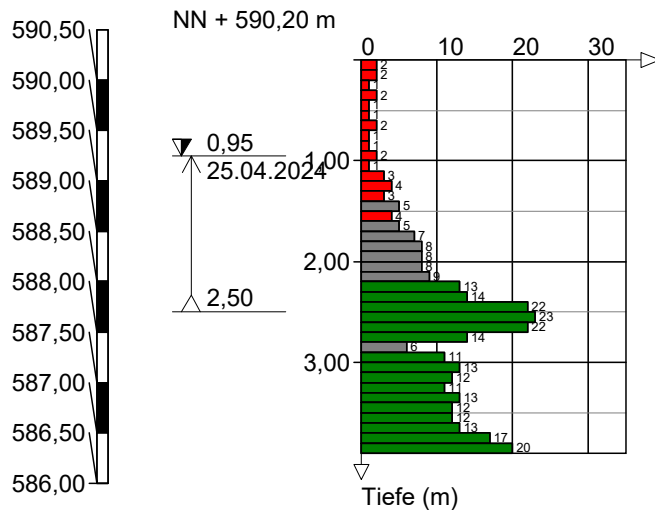
DPH 7



Höhenmaßstab 1:75

Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023

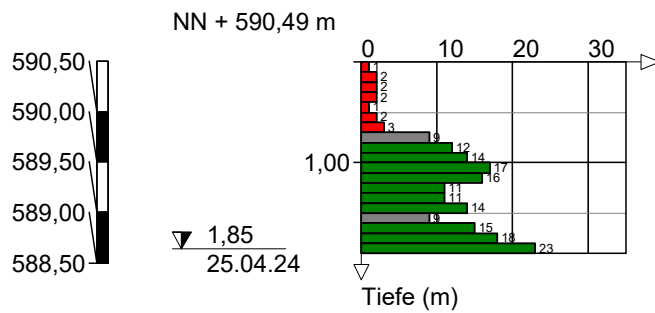
DPH 9



Höhenmaßstab 1:75

Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023

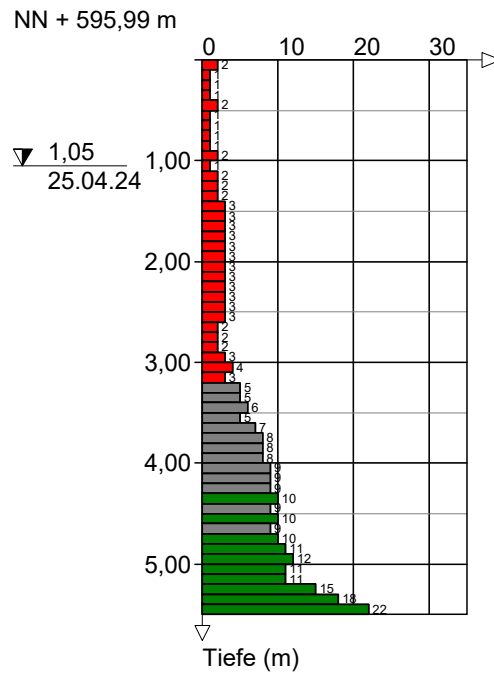
DPH 10



Höhenmaßstab 1:75

Zeichnerische Darstellung von Aufschlüssen nach DIN 4023

DPH 11



Höhenmaßstab 1:75

Anl. 4: Geotechnische Profilschnitte (schematisch)

Profilschnitt - Aufschlüsse nach DIN 4023

Maßstab H = 1 : 400 V = 1 : 200 (Achtung: 2-fach überhöht)

BK = Bodenklasse nach DIN 18300:2012-09

HB = Homogenbereich nach DIN 18300:2019-09

übrige Legende siehe Anl. 3

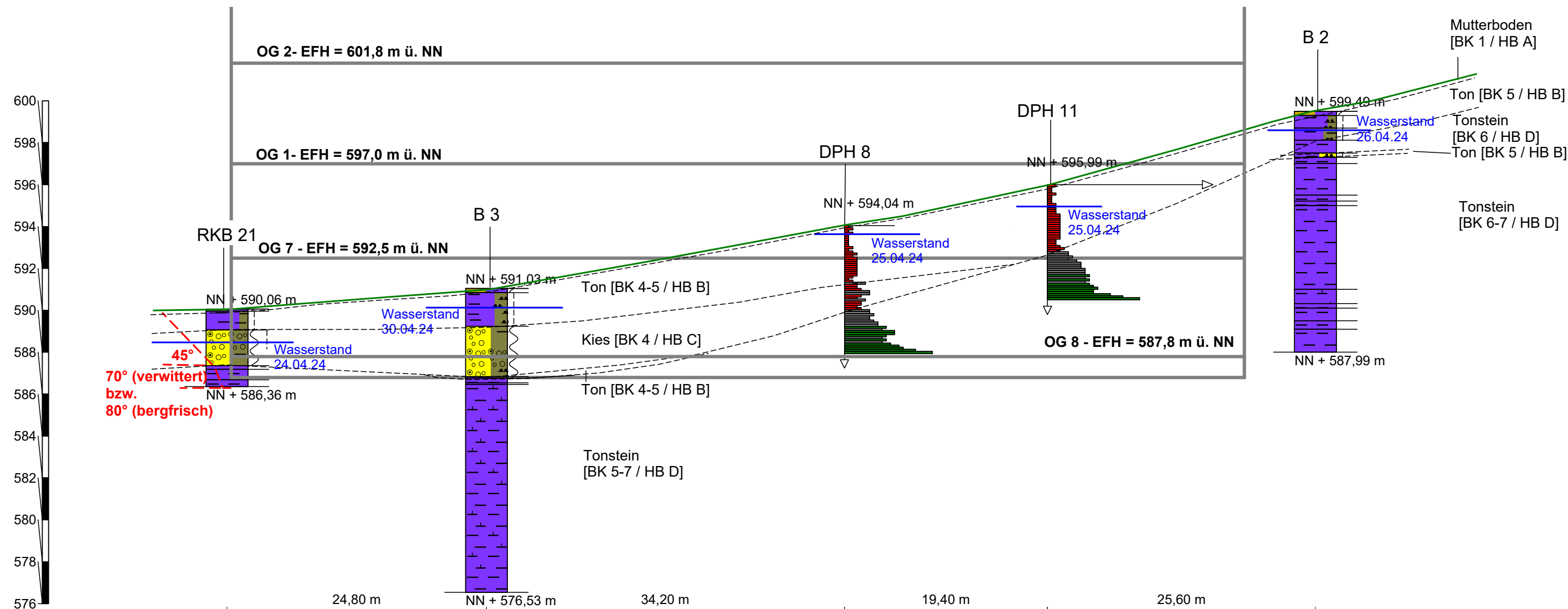
----- interpolierte Schichtflächen

--- Böschungswinkel

Südwesten

Nordosten

Gebäudeschnitt, schematisch (B - B')



Profilschnitt - Aufschlüsse nach DIN 4023

Maßstab H = 1 : 350 V = 1 : 175 (Achtung: 2-fach überhöht)

BK = Bodenklasse nach DIN 18300:2012-09

HB = Homogenbereich nach DIN 18300:2019-09

übrige Legende siehe Anl. 3

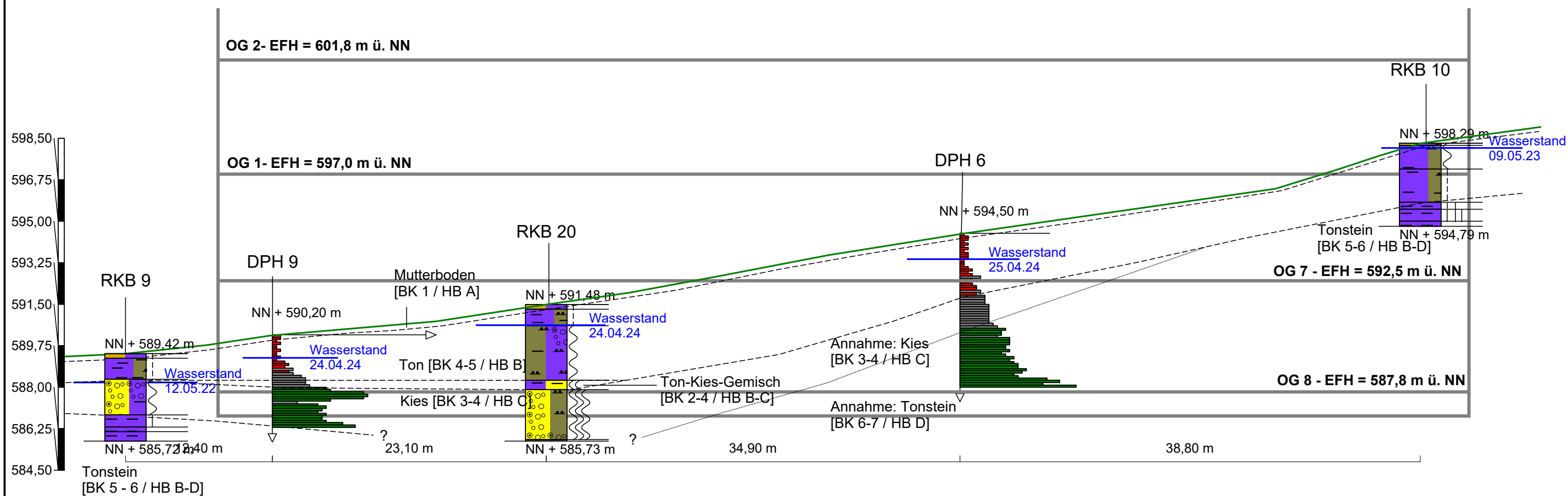
----- interpolierte Schichtflächen

--- Böschungswinkel

Südwesten

Nordosten

Gebäudeschnitt, schematisch (C - C')



Profilschnitt - Aufschlüsse nach DIN 4023

Maßstab H = 1 : 300 V = 1 : 150 (Achtung: 2-fach überhöht)

BK = Bodenklasse nach DIN 18300:2012-09

HB = Homogenbereich nach DIN 18300:2019-09

übrige Legende siehe Anl. 3

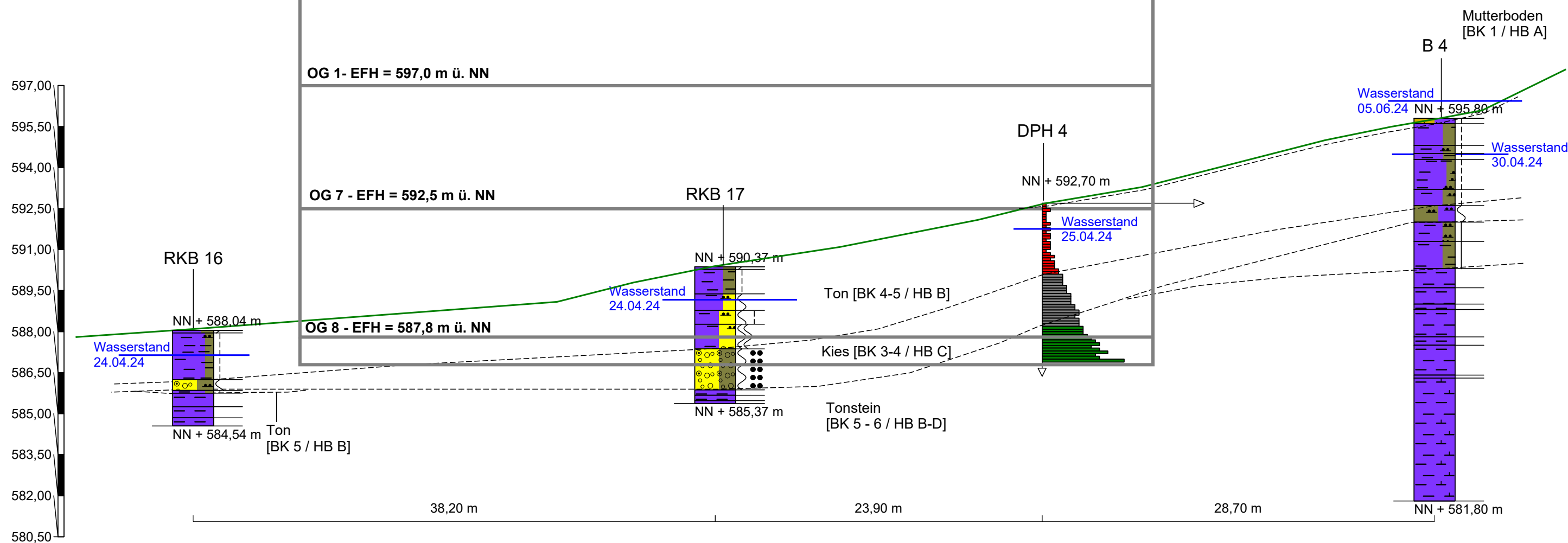
----- interpolierte Schichtflächen

--- Böschungswinkel

Südwesten

Nordosten

Gebäudeschnitt, schematisch (D - D')



MP (RKB 16 + RKB 17)

Profilschnitt - Aufschlüsse nach DIN 4023

Maßstab H = 1 : 600 V = 1 : 100 (Achtung: 6-fach überhöht)

BK = Bodenklasse nach DIN 18300:2012-09

HB = Homogenbereich nach DIN 18300:2019-09

übrige Legende siehe Anl. 3

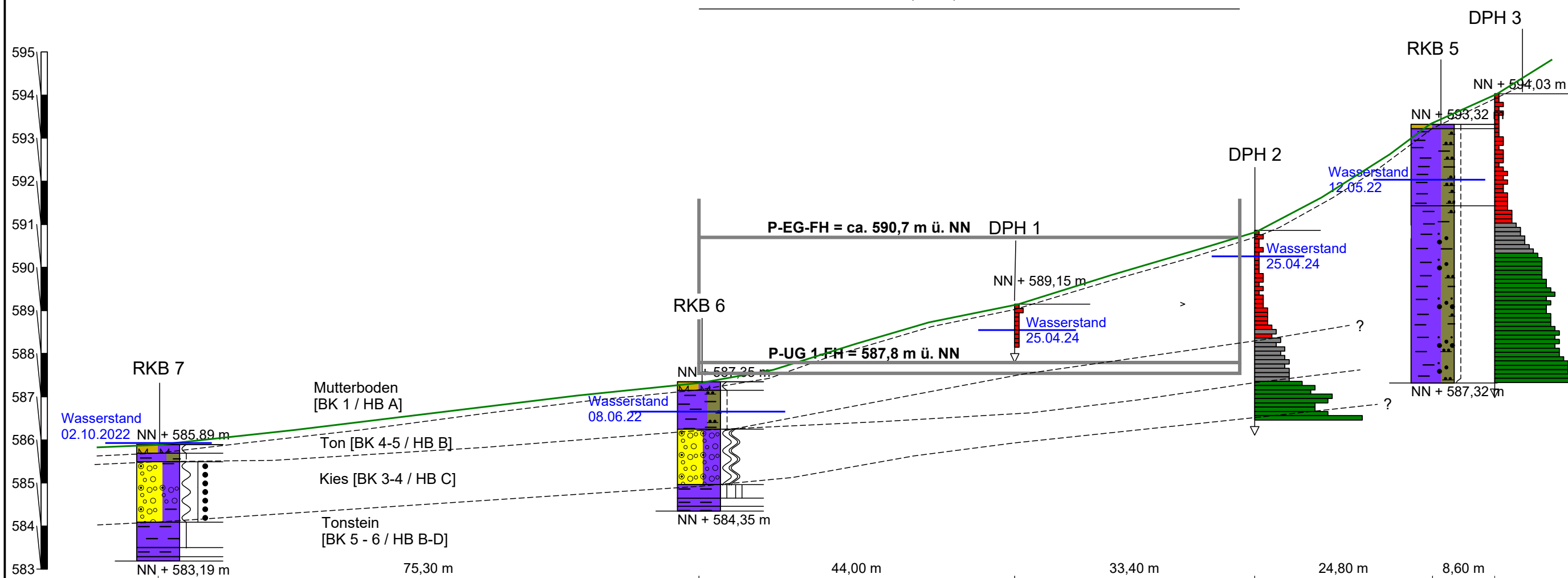
----- interpolierte Schichtflächen

--- Böschungswinkel

Südwesten

Nordosten

Gebäudeschnitt, schematisch (E - E') - Parkhaus



Anl. 5: LBRG-Bohrdatenbank

Landesamt für Geologie,
Rohstoffe und Bergbau
Baden-Württemberg
Archiv

7/19/263

LORS

TK 25: 7719 Balingen

R ≈ 34 92 181,12 / H ≈ 53 44 045,74

Lage s.a. Anlage 1.2

Ansatzhöhe: 586.54 mNN (= GOK)

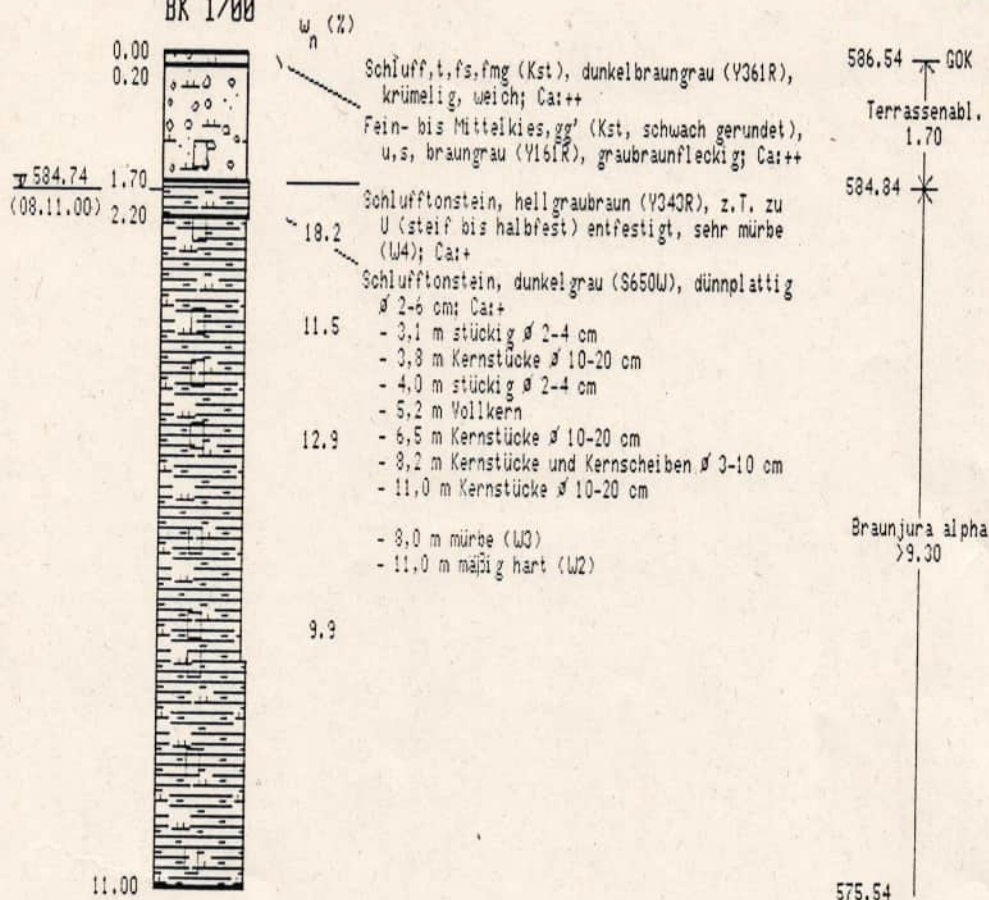
gebohrt von: Baustoff- und Bodenprüfstelle Tübingen

am: 06.-07.11.00

aufgenommen: Dipl.-Geol. Peter Brühl/S&P

D: 'S&P'AUFTRO00171'BK01.bpr; ks; 03.04.2001

BK 1/00



Bohrverfahren:

- 2,9 m Rammkernbohrung
- 3,0 m Spiralbohrer
- 11,0 m Rotationskernbohrung mit SK Ø 102 mm

Bodenproben: 1,5 m; 2,5 m; 3,7 m; 4,4 m;
5,2 m; 6,6 m; 7,7 m; 8,2 m; 9,5 m; 10,8 m

Geruch unauffällig

Gw: Leerpumpen des Bohrloches

nach 45 min: 5,5 m u. Gel. (07.11.00)

nach 19 Std.: 1,8 m u. Gel. (08.11.00)

gez.	gepr.	gepr.
Lo	ad	f

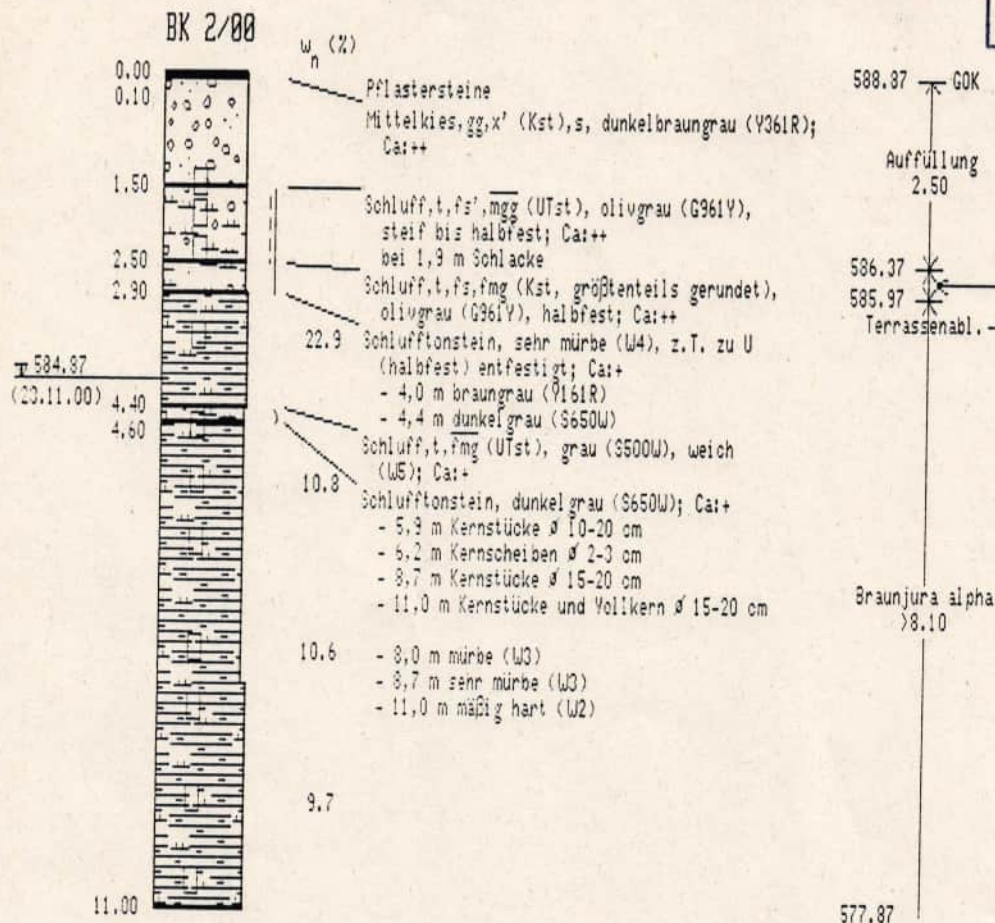
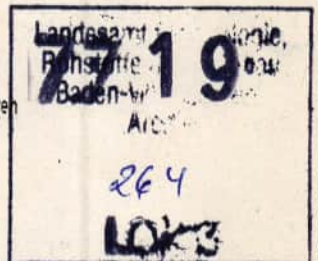
Schichtenfolge der Kernbohrung
BK 1/00

Maßstab
1:100

Anlage
2.1

TK 25: 7719 Balingen
 R ≈ 34 92 207,30 / H ≈ 53 44 029,47
 Lage s.a. Anlage 1.2
 Ansatzhöhe: 588,87 mNN (= GOK)

gebohrt von: Baustoff- und Bodenprüfstelle Tübingen
 am: 20.-21.11.00
 aufgenommen: Dipl.-Geol. Peter Brühl/S&P
 D: S&P AUFTR00'00171' BK02.bpr; ks; 03.04.2001



Bohrverfahren:

- 4,4 m Rammkernbohrung
 - 11,0 m Rotationskernbohrung mit SK Ø 102 mm
- Bodenproben: 1,6 m; 2,5 m; 3,6 m; 4,8 m;
 5,5 m; 6,3 m; 7,7 m; 8,5 m; 9,7 m; 10,8 m;
 2,0 m

Eimerprobe: 1,0 m - 2,0 m

Gw: Leerpumpen des Bohrloches

angestiegen auf 4,0 m u. Gel. (20.11.00)

gez.	gepr.	gepf.
(20)	ad	(W)

Schichtenfolge der Kernbohrung
 BK 2/00

Maßstab
 1:100

Anlage
 2.2

TK 25: 7719 Balingen

R ≈ 34 921 92,88 / H ≈ 53 44 008,98

Lage s.a. Anlage 1.2

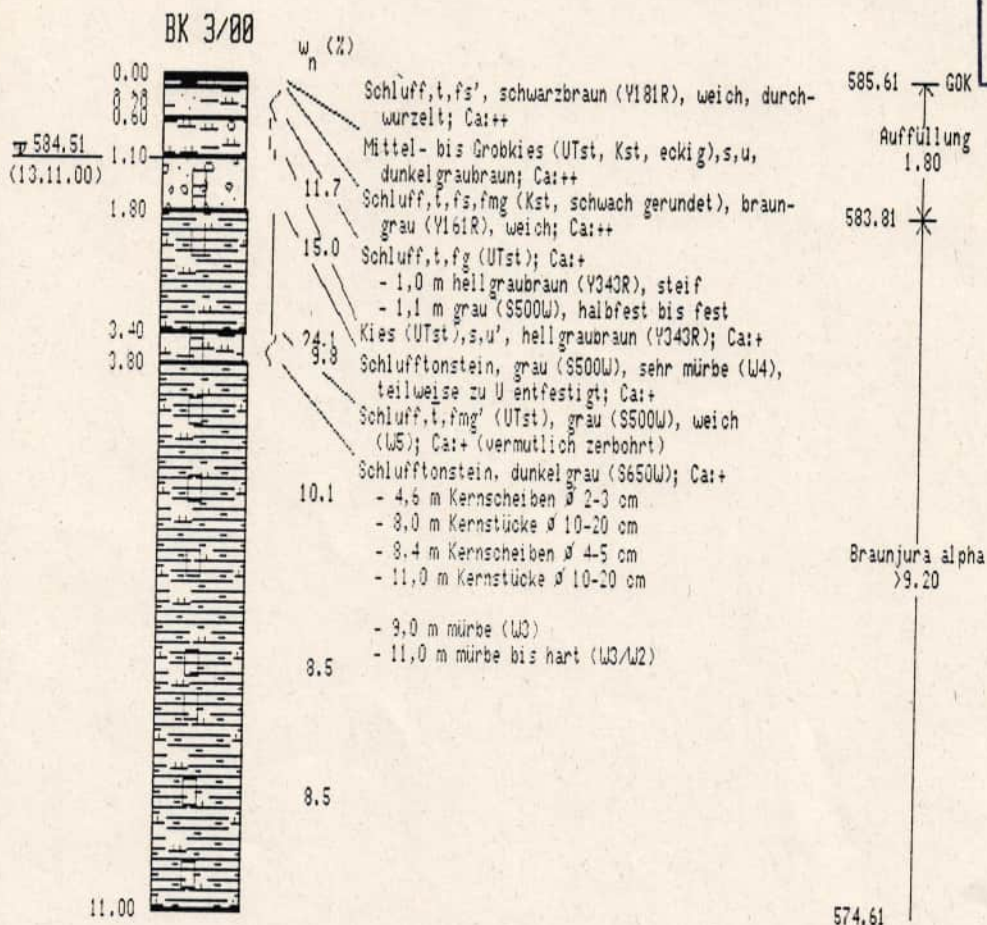
Ansatzhöhe: 585.61 mNN (= GOK)

gebohrt von: Baustoff- und Bodenprüfstelle Tübingen

am: 07.-09.11.00

aufgenommen: Dipl.-Geol. Peter Brühl/S&P

D: 'S&P'AUFTRO00171'BK03.bpr; ks; 04.04.2001

Landesamt für Geologie,
Rohstoffe und Bergbau
Baden-Württemberg
Archiv265
LORB

Bohrverfahren:

- 3,4 m Rammkernbohrung und Spiralbohrer Ø 140 mm
- 11,0 m Rotationskernbohrung mit SK Ø 102 mm

Bodenproben: 1,6 m; 2,4 m; 3,6 m; 3,8 m;
4,6 m; 5,6 m; 6,6 m; 7,9 m; 8,5 m; 9,6 m;
10,7 m; 1,8 m

Eimerprobe: 0,3 m - 1,3 m

Geruch unauffällig

Gw: Leerpumpen des Bohrloches

nach 1 Std.: 2,5 m u. Gel. (12.11.00)

nach 19 Std.: 1,1 m u. Gel. (13.11.00)

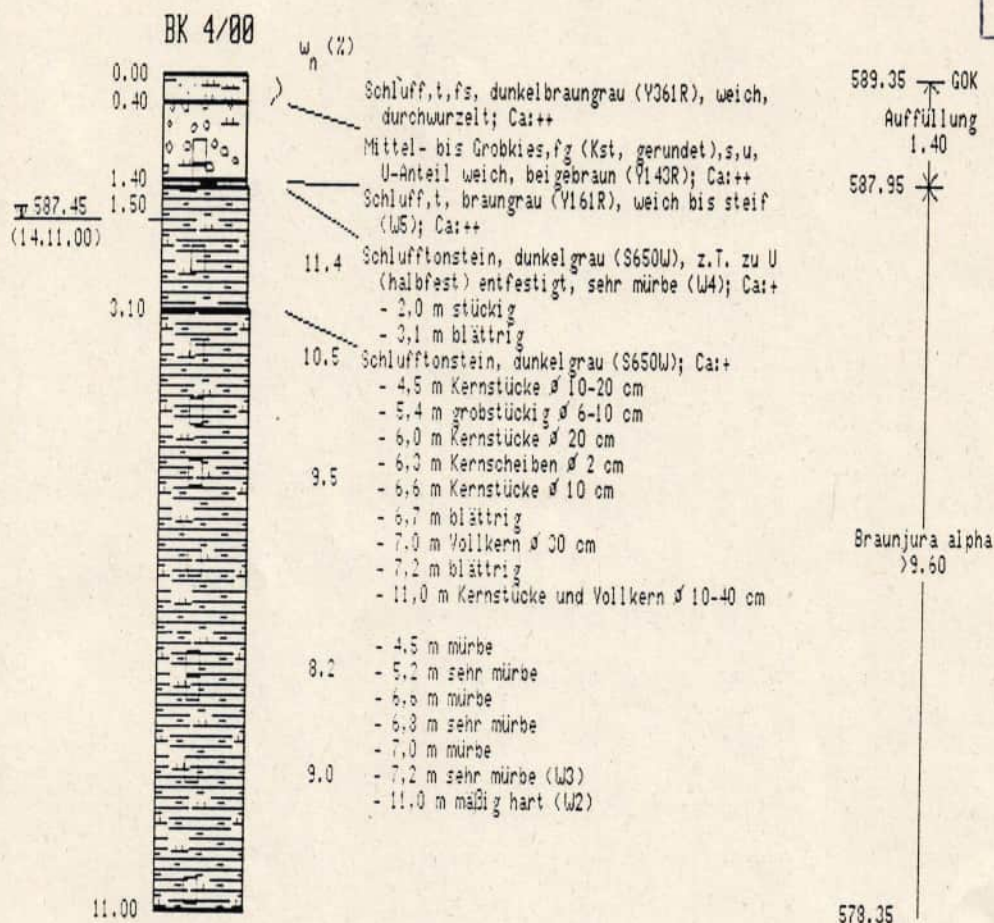
gez.	gepr.	gepr.
Wö	ad	P

Schichtenfolge der Kernbohrung
BK 3/00Maßstab
1:100Anlage
2.3

7719
 Landesamt für Geologie,
 Rohstoffe und Bergbau
 Baden-Württemberg
 Archiv
 266
 LOK3

TK 25: 7719 Balingen
 R ≈ 34 92 346,28 / H ≈ 53 43 917,41
 Lage s.a. Anlage 1.2
 Ansatzhöhe: 589.35 mNN (= GOK)

gebohrt von: Baustoff- und Bodenprüfstelle Tübingen
 am: 09. und 13.11.00
 aufgenommen: Dipl.-Geol. Peter Brühl/S&P
 D: 'S&P'AUFTR00'00171'8K04.bpr; ks; 03.04.2001



Bohrverfahren:

- 3.2 m Rammkernbohrung und Spiralbohrer ø 140 mm
- 11.0 m Rotationskernbohrung mit SK ø 102 mm

Bodenproben: 1.5 m; 2.6 m; 3.8 m; 4.6 m;
 5.4 m; 6.6 m; 7.9 m; 8.2 m; 9.3 m; 10.9 m;
 1.2 m

Eimerprobe: 1.0 m - 1.2 m

Geruch unauffällig

Gw: angebohrt bei 3.0 m u. Gel. (13.11.00)
 nach Leerpumpen des Bohrloches angestiegen auf
 1.9 m u. Gel. (14.11.00, 8:00 h)

gez. gepr. gepr.
 No ad

Schichtenfolge der Kernbohrung
 BK 4/00

Maßstab
 1:100

Anlage
 2.4

TK 25: 7719 Balingen

R ≈ 34 92 352,36 / H ≈ 53 40 935,53

Lage s.a. Anlage 1.2

Ansatzhöhe: 589.65 mNN (= GOK)

gebohrt von: Baustoff- und Bodenprüfstelle Tübingen

am: 16. und 20.11.00

aufgenommen: Dipl.-Geol. Peter Brühl/S&P

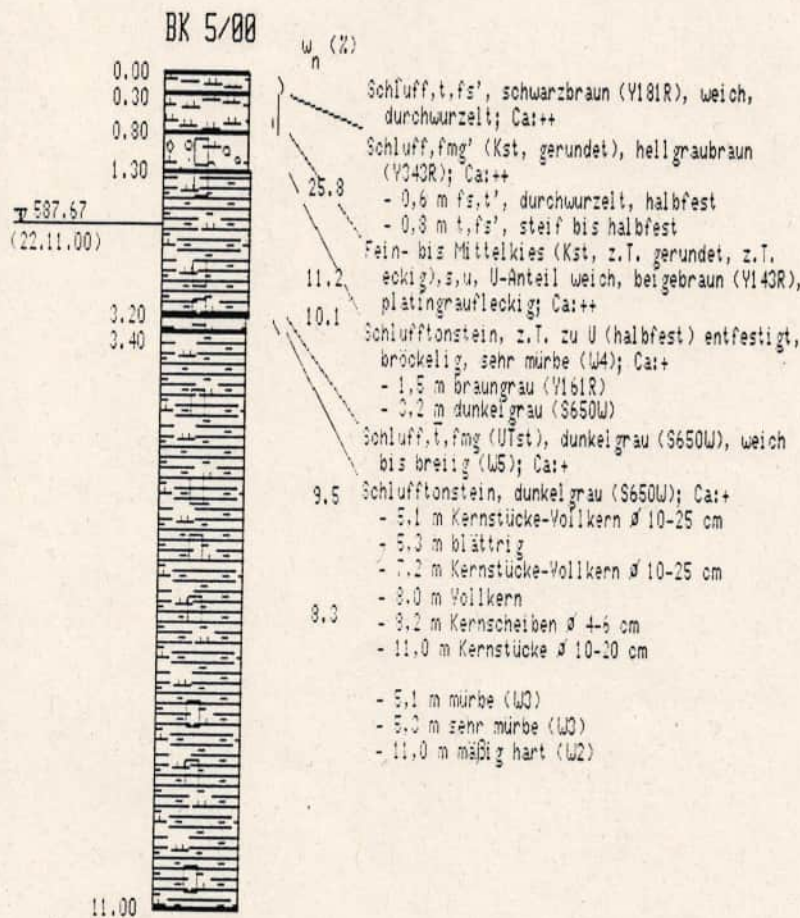
D: S&P/AUFTR00'00171'BK05.bpr; ks; 03.04.2001

Ausschnitt

PVC-DN 75 mm

Filter-SW 1,5 mm

ROK ≈ 590.22



589.65 GOK

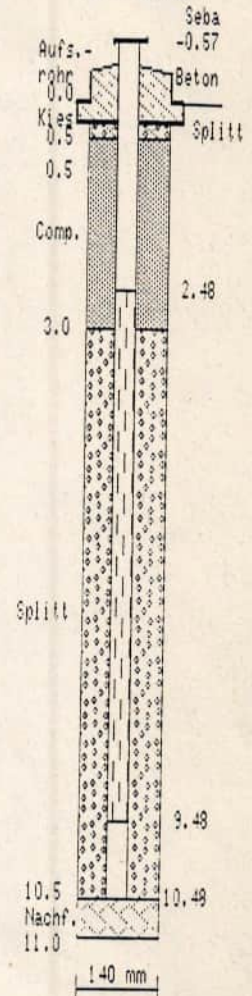
Auffüllung 1.30

588.35

Braunjura alpha

> 9.70

578.65



Bohrverfahren:

- 0,0 m Rammkernbohrung und Spiralbohrer Ø 140 mm

- 11,0 m Rotationskernbohrung mit SK Ø 102 mm

Bodenproben: 1,6 m; 2,8 m; 3,3 m; 4,5 m; 5,65 m;

6,4 m; 7,2 m; 8,6 m; 9,35 m; 10,75 m

Eimerprobe: 1,0 m - 1,2 m

Geruch unauffällig

Gw: angebohrt bei 3,3 m u. Gel. (20.11.00); Leerpumpen

nach 1 Std.: 4,3 m u. Gel.

angestiegen auf 1,38 m u. Gel. (22.11.00)

Tiefenbezug: GOK

ROK aus Abstand zur GOK

Comp. = Compactionit

Betonsockel schematisch,
Ø nicht maßstäblich

gez. gepr. gepr.

No cd

Schichtenfolge und Ausbau der Kernbohrung
BK 5/00Maßstab
1:100Anlage
2.5

Landesamt für Geologie,
Konstruktive und Bergbau
Baden-Württemberg
Archiv

268

LGR

TK 25: 7719 Balingen

R ≈ 34 92 209,69 / H ≈ 53 43 949,23

Lage s.a. Anlage 1.2

Ansatzhöhe: 577.56 mNN (= GOK)

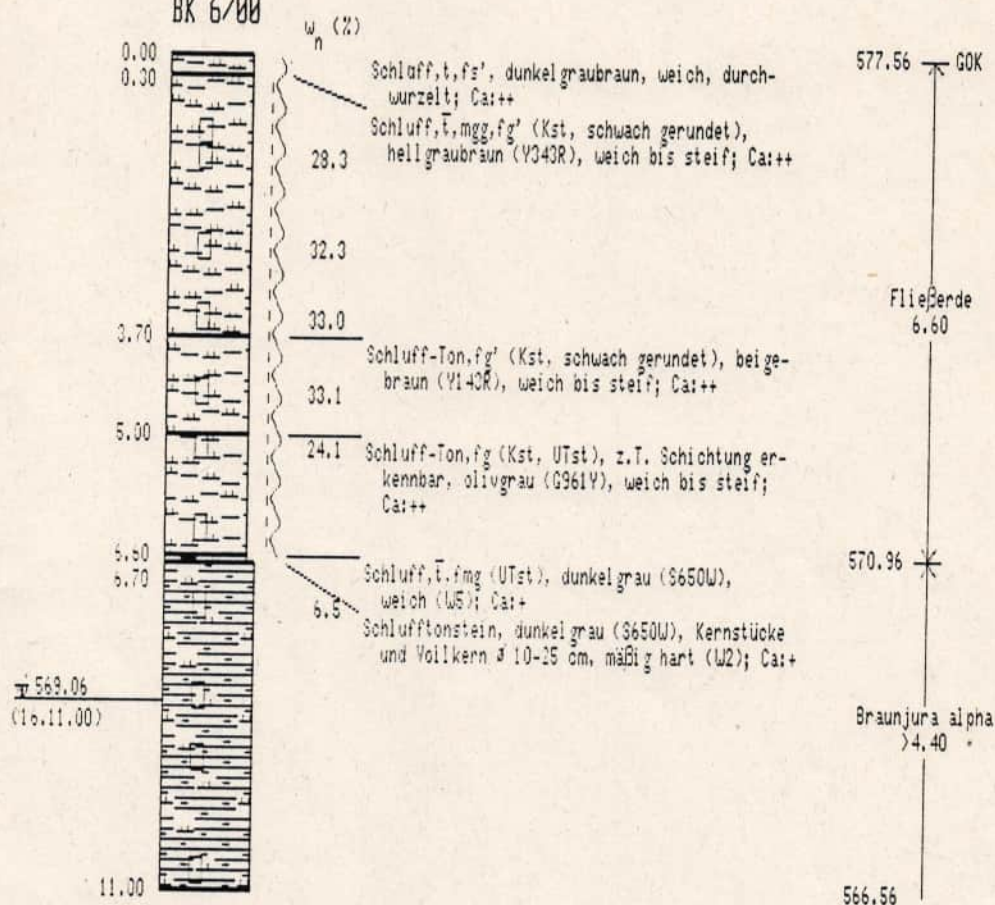
gebohrt von: Baustoff- und Bodenprüfstelle Tübingen

am: 14.-15.11.00

aufgenommen: Dipl.-Geol. Peter Brühl/S&P

D: 'S&P'AUFTROU'00171'BK06.bpr; ks; 03.04.2001

BK 6/00



Bohrverfahren:

- 6,5 m Rammkernbohrung und Spiralbohrer d 140 mm

- 11,0 m Rotationskernbohrung mit SK d 102 mm

Bodenproben: 1,5 m; 2,7 m; 3,6 m; 4,6 m;

5,3 m; 6,4 m; 7,4 m; 8,6 m; 9,4 m; 10,9 m;

1,2 m

Eimerprobe: 1,0 m - 1,2 m

Geruch unauffällig

Gw: Leerpumpen des Bohrloches (15.11.00, 12:15 h)

nach 45 min: 10,0 m u. Gel.

nach 24 Std.: 8,5 m u. Gel.

gez. gepr. gepr.

R ad B

Schichtenfolge der Kernbohrung
BK 6/00Maßstab
1:100Anlage
2.6

Anl. 6: Laborprüfberichte

Tab. 19: Ergebnisse aus den Laboruntersuchungen

Probe			Bodengruppe DIN 18196	
Korngrößenverteilung DIN 17892-4				
RKB 18 / P 1 / 1,2 - 3,2 m			TA (stark kiesig)	
RKB 20 / P 1 / 0,9 - 3,2 m			UA (stark kiesig)	
RKB 20 / P 3 / 3,6 - 5,7 m			GU*/GT*	
B 4 / P 4 / 3,2 - 3,8 m			UA-UM (stark kiesig)	
Probe	Wassergehalt [%]	Konsistenz ermittelt	Konsistenz abgeleitet	Bodengruppe DIN 18196
Konsistenzgrenzenbestimmung nach DIN 17892-12				
RKB 16 / P 1 / 0,1 - 1,8 m	29,4	steif	-	TA
RKB 20 / P 2 / 2,1 - 3,3 m	21,8	halbfest	-	TM
B 1 / P 2 / 1,3 - 1,9 m	24,5	steif	-	TM
B 4 / P 1 / 1,0 - 1,3 m	28,1	steif	-	TA
Wassergehaltsbestimmungen nach DIN 17892-1				
RKB 19 / P 1 / 0,2 - 1,7 m	26,6	-	steif	-
B 1 / P 1 / 1,0 - 1,3 m	30,8	-	weich	-
B 1 / P 4 / 2,7 - 3,45 m	23	-	halbfest	-
B 2 / P 2 / 2,2 - 2,5 m	15,8	-	halbfest bis fest	-
B 2 / P 3 / 2,5 - 4,0 m	11,46	-	halbfest bis fest	-
B 2 / P 5 / 4,5 - 8,5 m	12,1	-	halbfest bis fest	-
B 2 / P 7 / 10,4 - 11,5 m	7,97	-	halbfest bis fest	-
B 3 / P 1 / 0,2 - 1,8 m	22,6	-	steif	-
B 4 / P 2 / 1,5 - 2,6 m	27,7	-	steif	-
B 4 / P 3 / 2,6 - 3,2 m	21,3	-	steif	-
B 4 / P 5 / 3,8 - 4,5 m	21,4	-	halbfest	-
B 4 / P 6 / 4,5 - 5,5 m	20,3	-	halbfest	-
Probe		abgeleitete einaxiale Druckfestigkeit s *u [MN/m²]		
Punktlastversuche an Gesteinsproben, nach Empfehlung Nr. 5 des Arbeitskreises 3.3 "Versuchstechnik Fels"				
Opalinustonstein		14,4		

Erklärung zur Bodengruppe: GU* / GT* Kies, stark schluffig / stark tonig; TA = Ton, ausgeprägt plastisch; TM: Ton, mittelpastisch; UA = Schluff, ausgeprägt plastisch; UM = Schluff, mittelpastisch

Körnungslinie Nr. 1

durch Siebanalyse
nach DIN 17892-4

Projekt-Nr.:

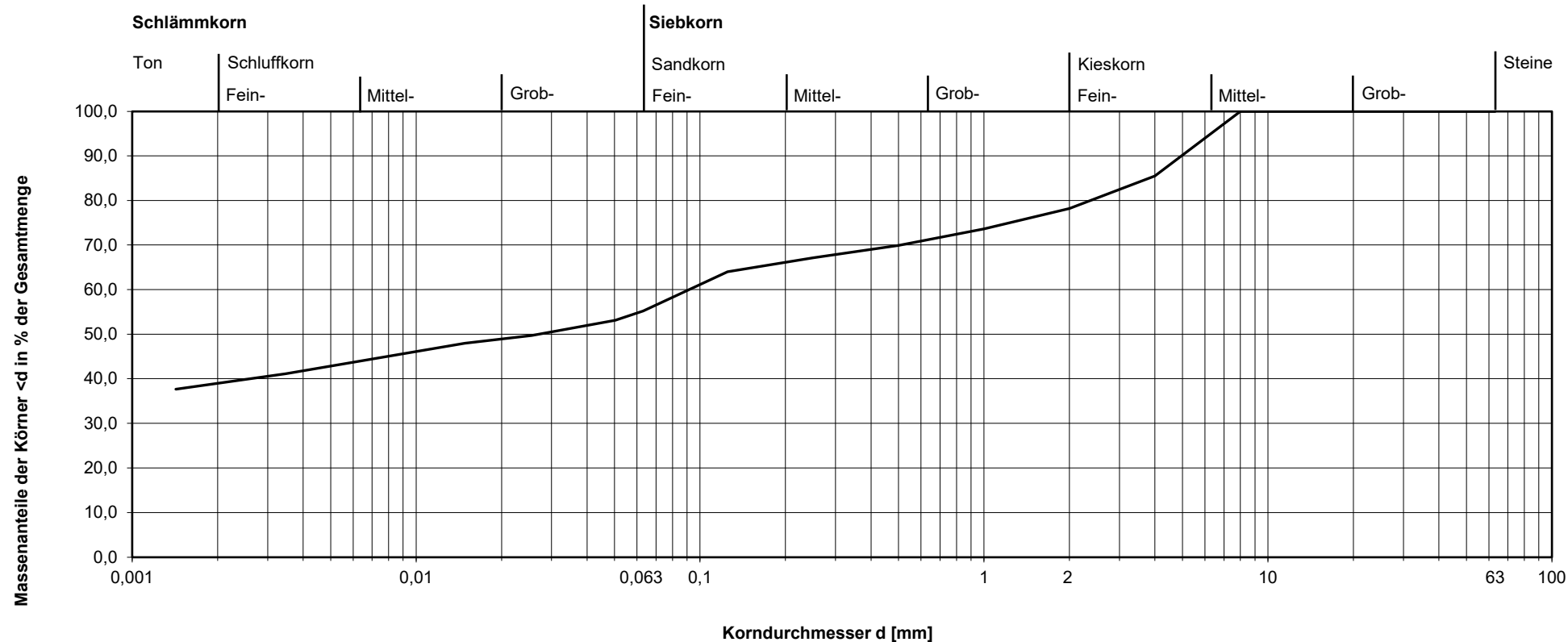
B 24 05 03

Bauvorhaben:

BV Zollernalb-Klinikum

Ort:

Balingen-Dürrwangen



Entnahmestelle: RKB 18 / P 1

Tiefe: 1,2 - 3,2 m

Art der Entnahme: gestört

Entnahmedatum: 24.04.2024

Kornanteile:

Steine	> 63 mm	0,0%
Kies	> 2 mm	21,8%
Sand	0,063 - 2 mm	23,0%
Schluff	< 0,063 mm	16,6%
Ton	< 0,002 mm	38,6%

d₁₀:

d₁₅:

d₃₀:

d₆₀: 0,092

d₈₅: 3,815

U:

Cc:

Datum: 24.05.2024

Bearbeiter: MN

Körnungslinie Nr. 2

durch Siebanalyse
nach DIN 17892-4

Projekt-Nr.:

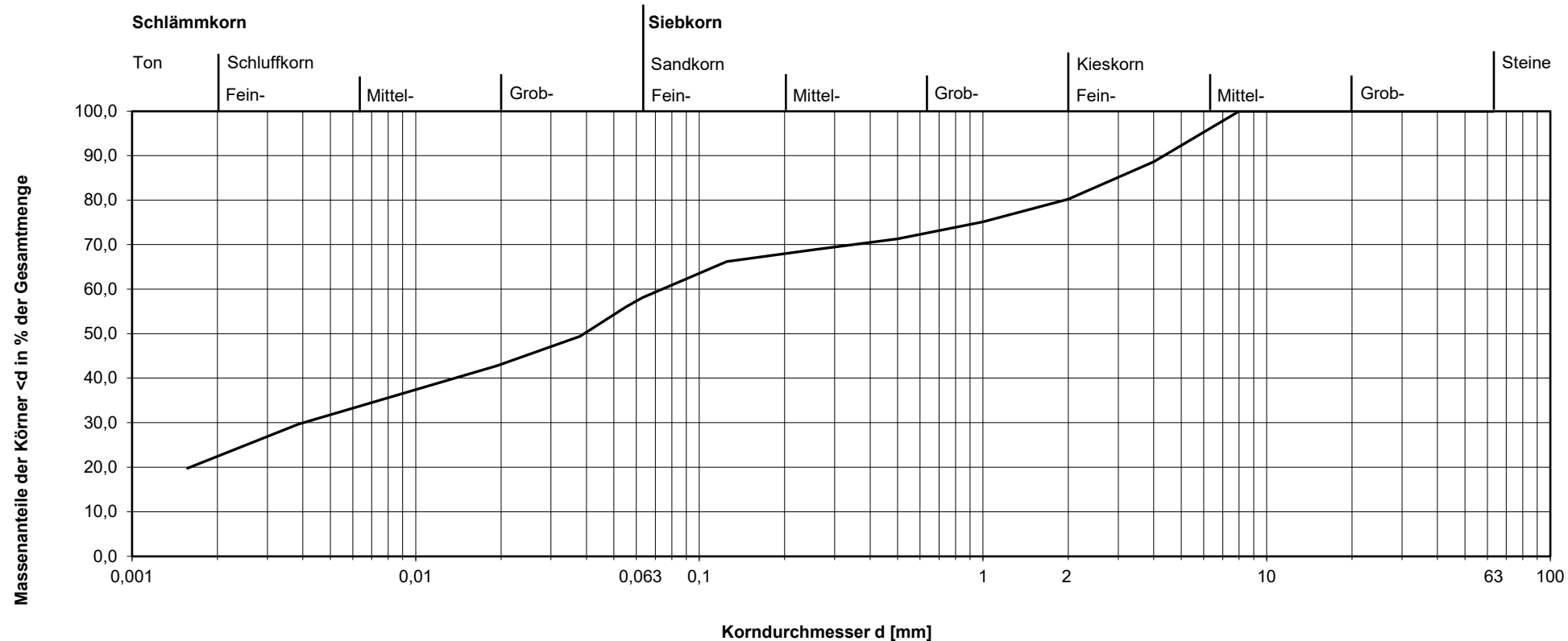
B 24 05 03

Bauvorhaben:

BV Zollernalb-Klinikum

Ort:

Balingen-Dürrwangen



Entnahmestelle: RKB 20 / P 1

Tiefe: 0,9 - 3,2 m

Art der Entnahme: gestört

Entnahmedatum: 24.04.2024

Kornanteile:

Steine	> 63 mm	0,0%
Kies	> 2 mm	19,8%
Sand	0,063 - 2 mm	22,1%
Schluff	< 0,063 mm	36,8%
Ton	< 0,002 mm	21,3%

d₁₀:

d₁₅:

d₃₀: 0,004

d₆₀: 0,074

d₈₅: 2,972

U:

Cc:

Datum: 24.05.2024

Bearbeiter: MN

Körnungslinie Nr. 3

durch Siebanalyse
nach DIN 17892-4

Projekt-Nr.:

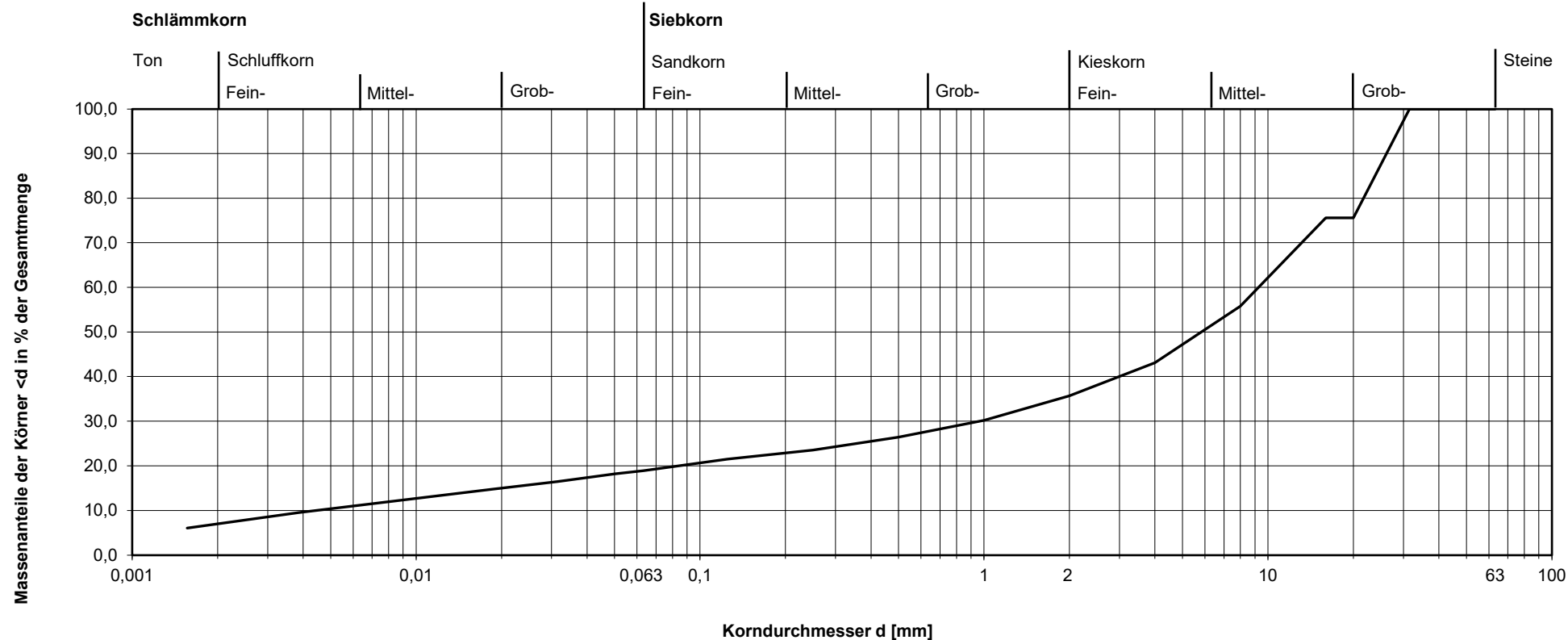
B 24 05 03

Bauvorhaben:

BV Zollernalb-Klinikum

Ort:

Balingen-Dürrwangen



Entnahmestelle: RKB 20 / P 3

Tiefe: 3,6 - 5,7 m

Art der Entnahme: gestört

Entnahmedatum: 24.04.2024

Kornanteile:

Steine	> 63 mm	0,0%
Kies	> 2 mm	64,3%
Sand	0,063 - 2 mm	16,8%
Schluff	< 0,063 mm	12,3%
Ton	< 0,002 mm	6,6%

d₁₀: 0,0045

d₁₅: 0,0201

d₃₀: 0,964

d₆₀: 9,267

d₈₅: 20,771

U: 2077,5

Cc: 22,5

Datum: 24.05.2024

Bearbeiter: MN

Körnungslinie Nr. 4

durch Siebanalyse
nach DIN 17892-4

Projekt-Nr.:

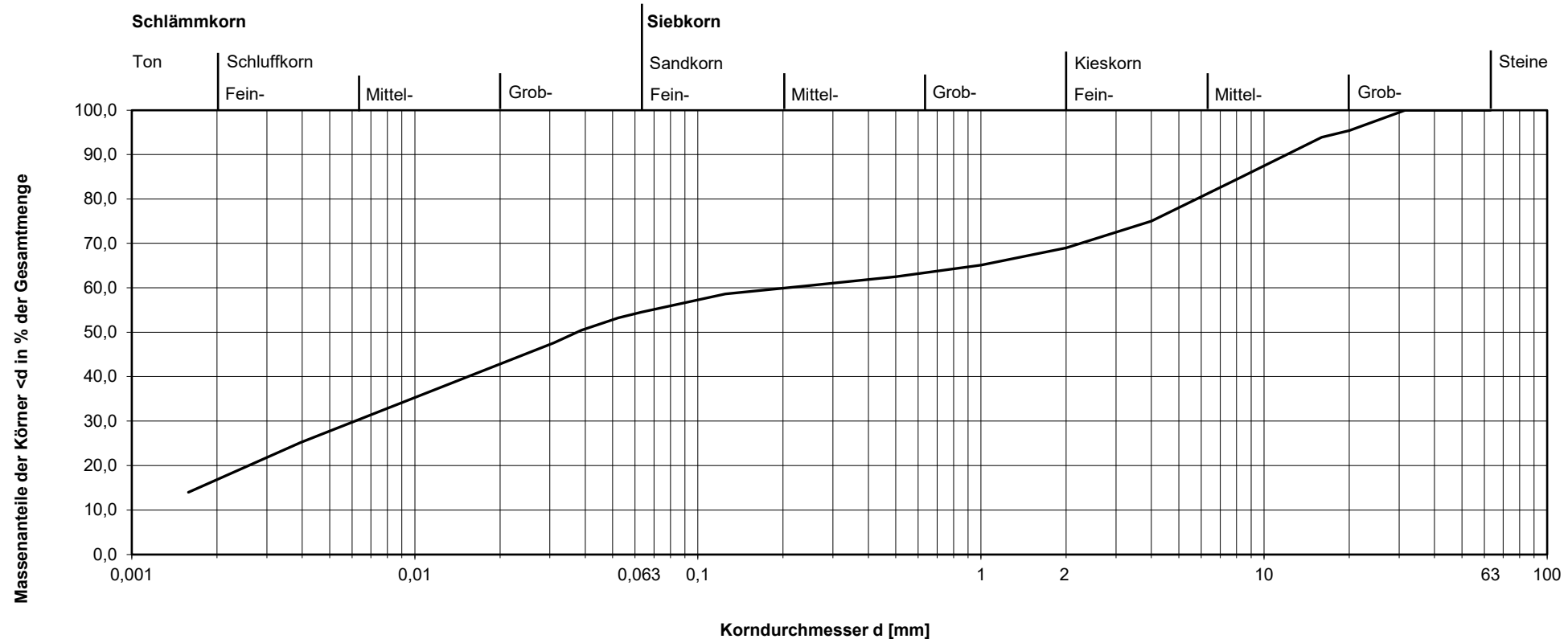
B 24 05 03

Bauvorhaben:

BV Zollernalb-Klinikum

Ort:

Balingen-Dürrwangen



Entnahmestelle: B 4 / P 4

Tiefe: 3,2 - 3,8 m

Art der Entnahme: gestört

Entnahmedatum: 30.04.2024

Kornanteile:

Steine	> 63 mm	0,0%
Kies	> 2 mm	31,0%
Sand	0,063 - 2 mm	14,5%
Schluff	< 0,063 mm	39,0%
Ton	< 0,002 mm	15,5%

d₁₀:
d₁₅: 0,0017
d₃₀: 0,006
d₆₀: 0,208
d₈₅: 8,358
U:
Cc:

Datum: 24.05.2024

Bearbeiter: MN

Zustandsgrenzen nach DIN 17892 - 12

BV Zollernalb-Klinikum

Balingen-Dürrwangen

Bearbeiter: MN

Datum: 24.05.2024

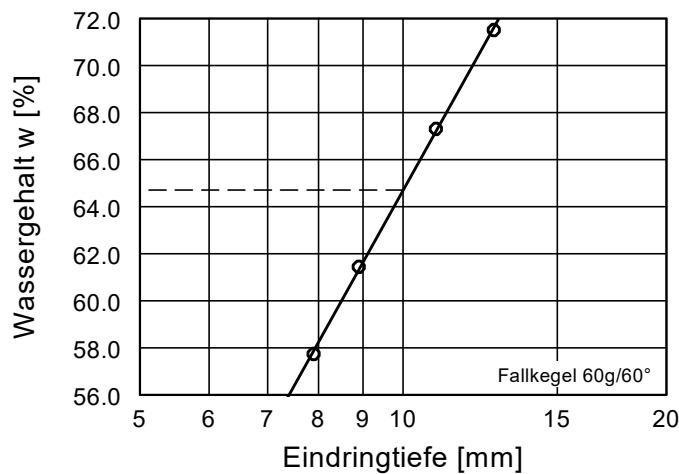
Entnahmestelle: RKB 16 / P 1

Tiefe: 0,1 - 1,8 m

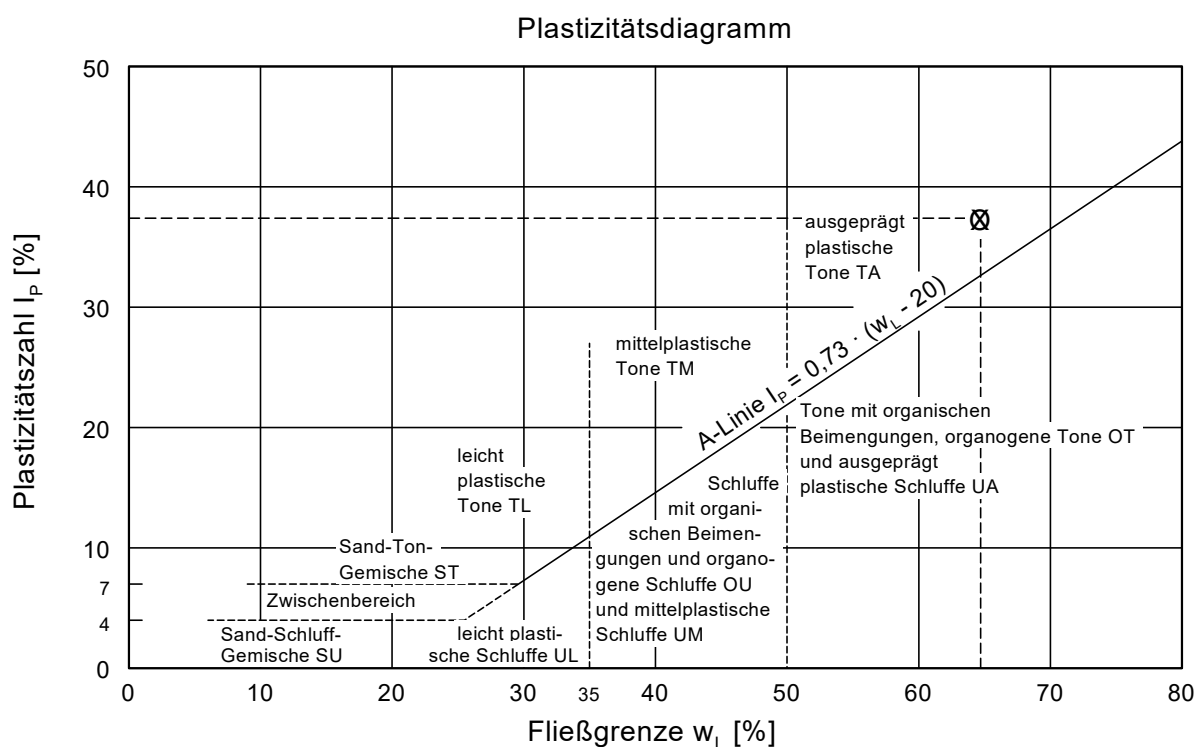
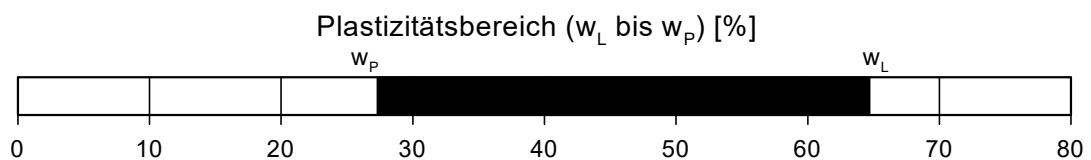
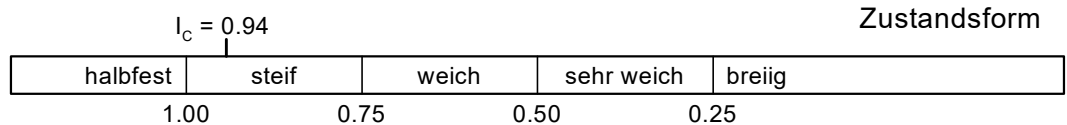
Art der Entnahme: gestört

Bodenart: TA

Probe entnommen am: 24.04.2024



Wassergehalt $w = 29.4 \%$
 Fließgrenze $w_L = 64.7 \%$
 Ausrollgrenze $w_p = 27.3 \%$
 Plastizitätszahl $I_p = 37.4$
 Konsistenzzahl $I_c = 0.94$



Zustandsgrenzen nach DIN 17892 - 12

BV Zollernalb-Klinikum

Balingen-Dürrwangen

Bearbeiter: MN

Datum: 24.05.2024

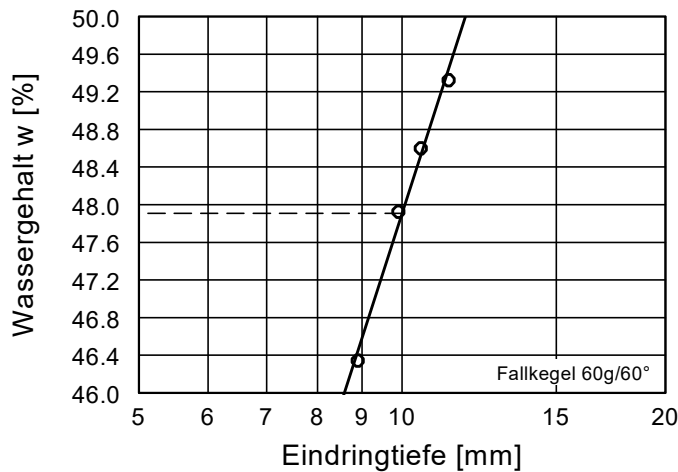
Entnahmestelle: RKB 22 / P 2

Tiefe: 2,1 - 3,3 m

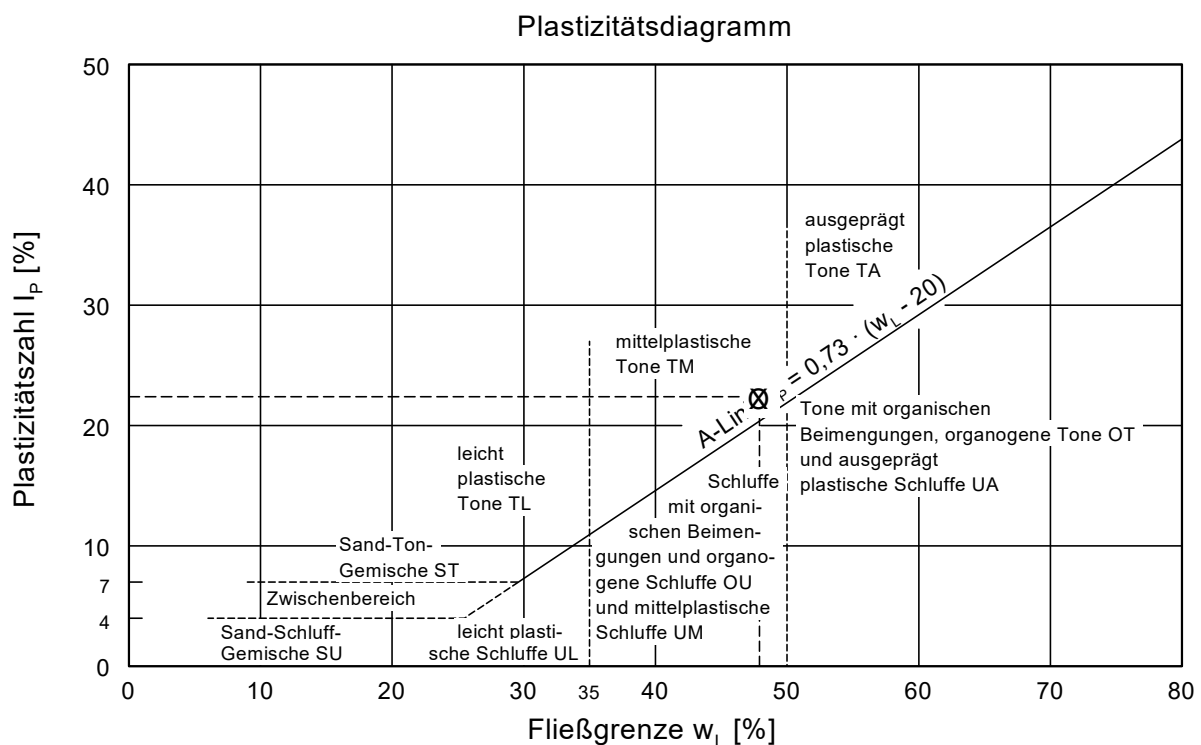
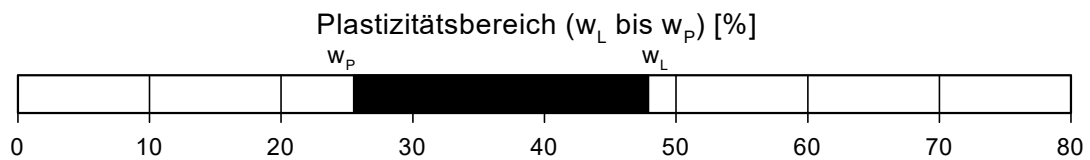
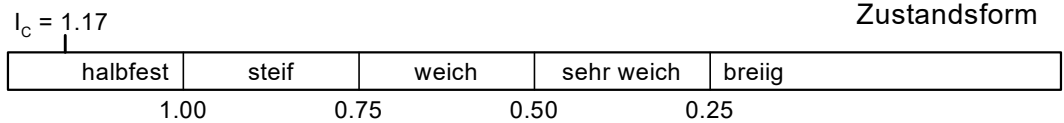
Art der Entnahme: gestört

Bodenart: TM

Probe entnommen am: 24.04.2024



Wassergehalt $w = 21.8 \%$
 Fließgrenze $w_L = 47.9 \%$
 Ausrollgrenze $w_p = 25.5 \%$
 Plastizitätszahl $I_p = 22.4 \%$
 Konsistenzzahl $I_c = 1.17$



Zustandsgrenzen nach DIN 17892 - 12

BV Zollernalb-Klinikum

Balingen-Dürrwangen

Bearbeiter: MN

Datum: 24.05.2024

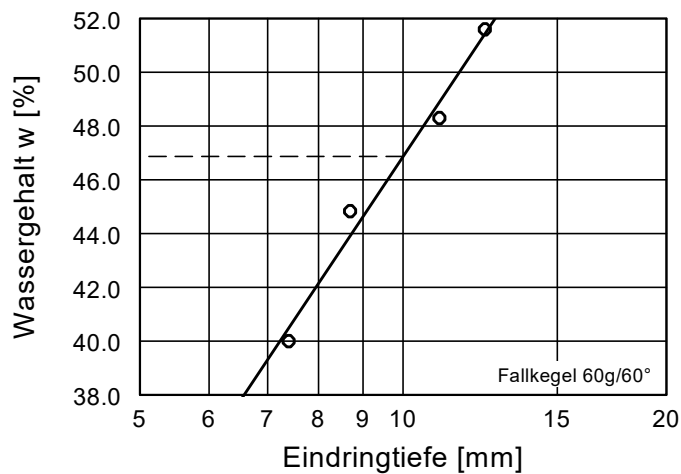
Entnahmestelle: B 1 / P 2

Tiefe: 1,3 - 1,9 m

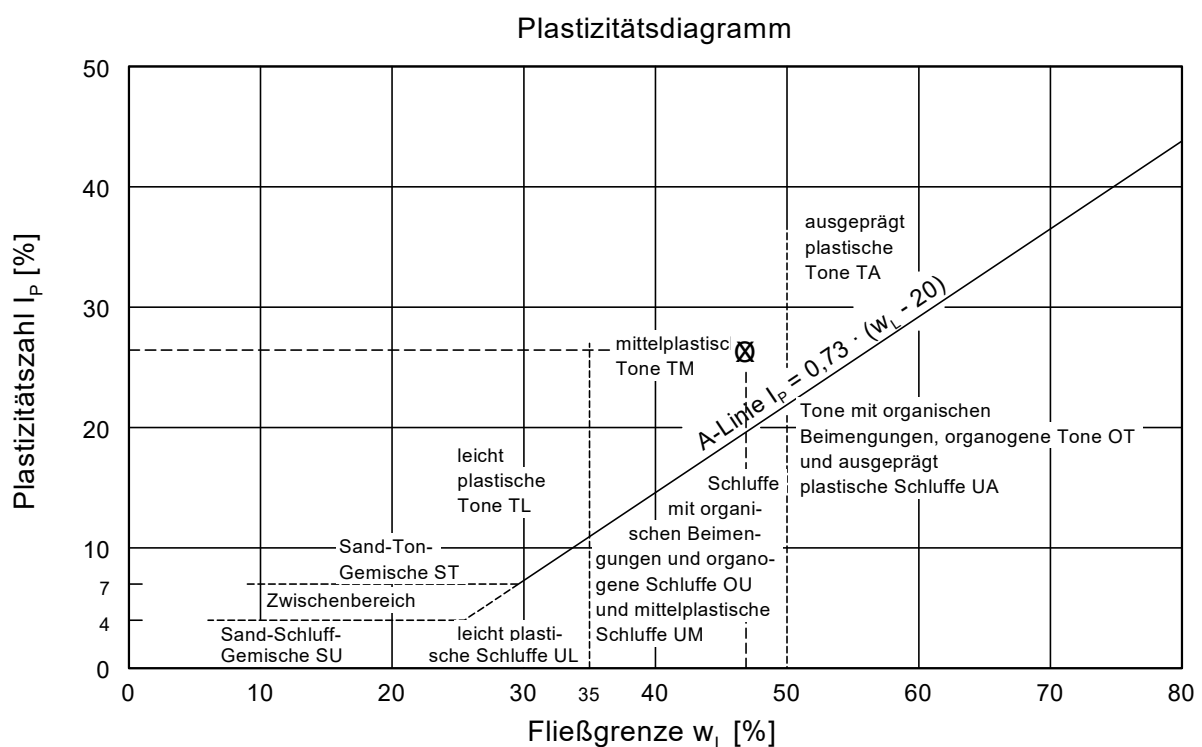
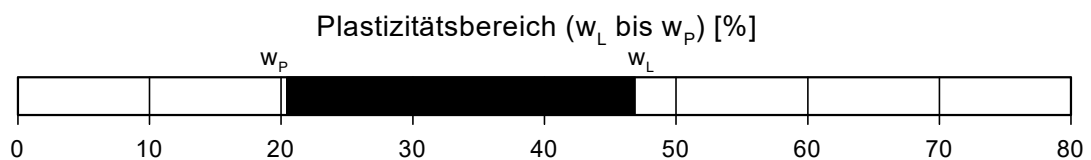
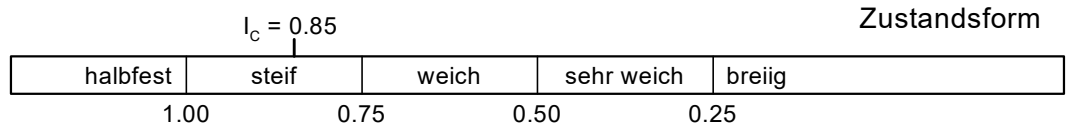
Art der Entnahme: gestört

Bodenart: TM

Probe entnommen am: 22.04.2024



Wassergehalt $w = 24.5 \%$
 Fließgrenze $w_L = 46.9 \%$
 Ausrollgrenze $w_P = 20.4 \%$
 Plastizitätszahl $I_p = 26.5$
 Konsistenzzahl $I_C = 0.85$



Zustandsgrenzen nach DIN 17892 - 12

BV Zollernalb-Klinikum

Balingen-Dürrwangen

Bearbeiter: MN

Datum: 24.05.2024

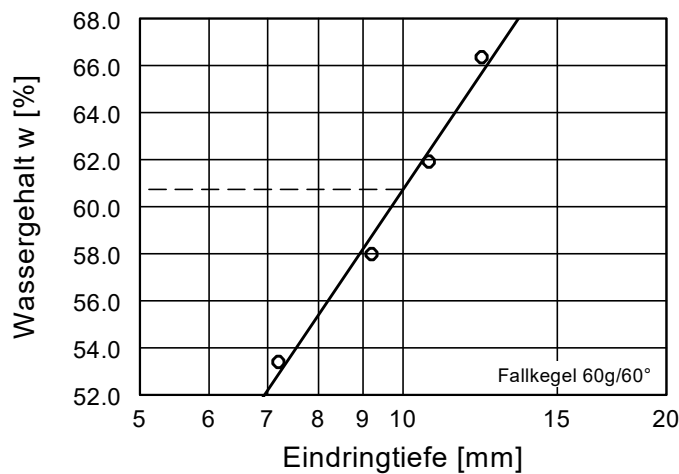
Entnahmestelle: B 4 / P 1

Tiefe: 1,0 - 1,3 m

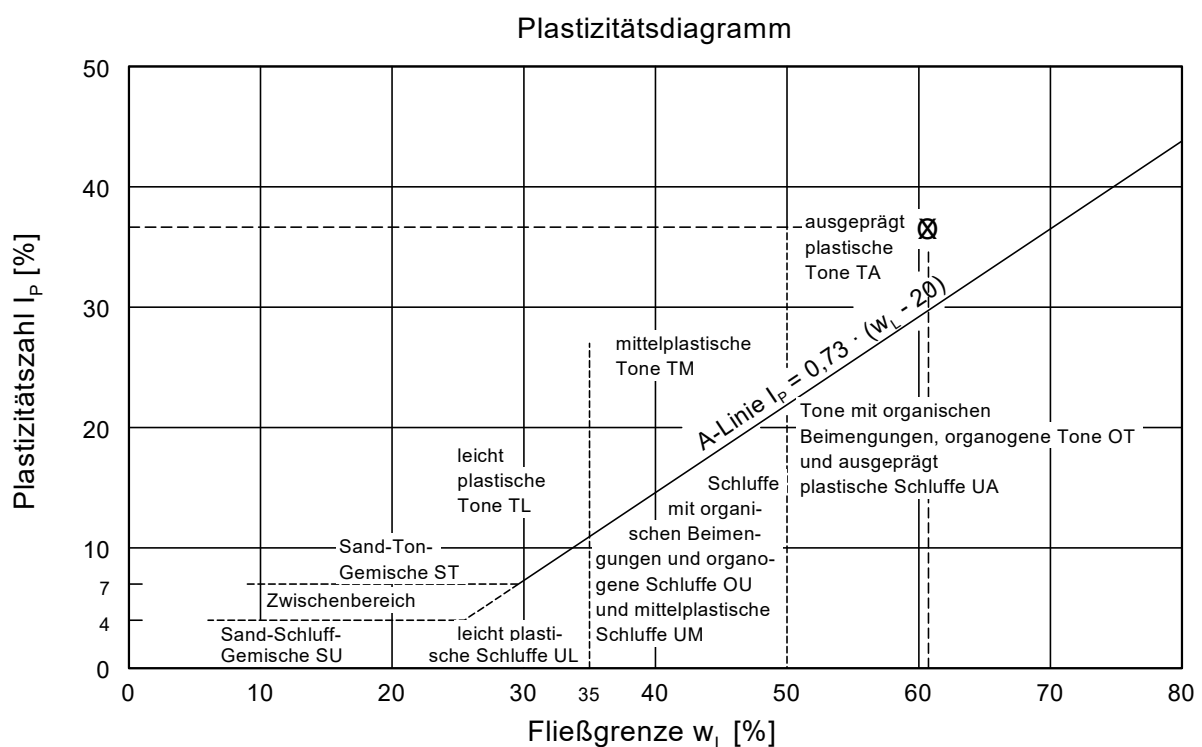
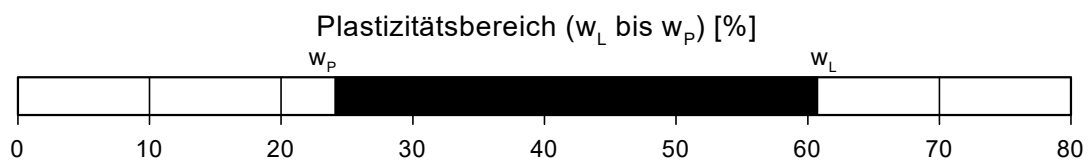
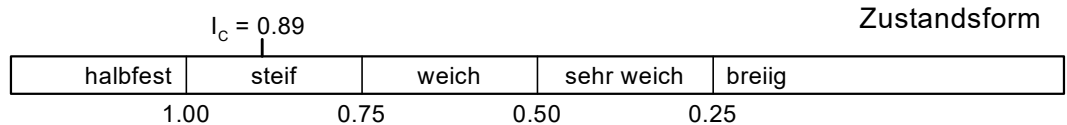
Art der Entnahme: gestört

Bodenart: TA

Probe entnommen am: 30.04.2024



Wassergehalt $w = 28.1 \%$
 Fließgrenze $w_L = 60.7 \%$
 Ausrollgrenze $w_P = 24.1 \%$
 Plastizitätszahl $I_P = 36.6 \%$
 Konsistenzzahl $I_C = 0.89$



Wassergehaltsbestimmung

nach DIN ISO EN 17892-1

Projekt: BV Zollernalb-Klinikum

Ort: Balingen-Dürrwangen

Bearbeiter: MN

Datum: 16.07.2024

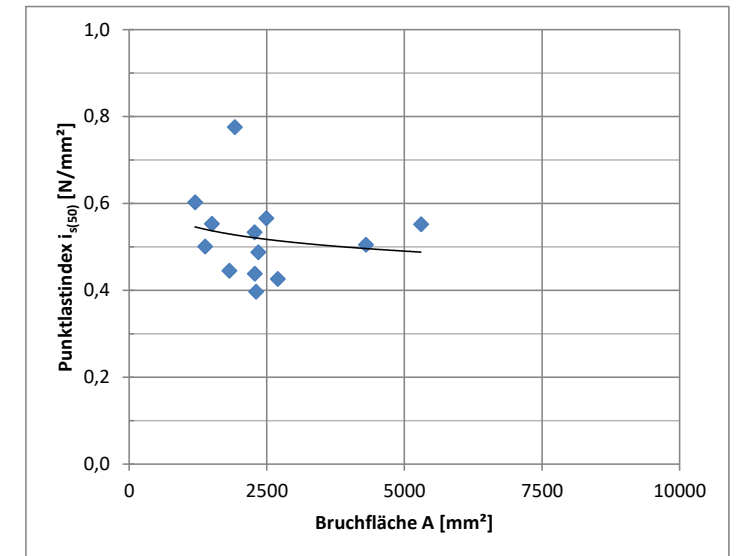
m1: Masse Feuchtprobe mit Behälter [g]; **m2:** Masse Trockenprobe mit Behälter [g]; **mc:** Masse Behälter [g];
mw: Masse Wasser [g]; **md:** Masse Trockenprobe [g]; **w:** Wassergehalt [%]; **(w):** Mittelwert Wassergehalt [%]

Probe	m1	m2	mc	mw	md	w	(w)
RKB 19 / P 1 / 0,2 - 1,7 m	64,18	51,54	3,04	12,64	48,5	26,06	26,62
	60,53	48,37	3,04	12,16	45,33	26,83	
	59,17	47,25	3,04	11,92	44,21	26,96	
B 1 / P 1 / 1,0 - 1,3 m	70,79	54,55	3,04	16,24	51,51	31,53	30,78
	59,23	46,03	3,04	13,2	42,99	30,70	
	75,83	58,98	3,04	16,85	55,94	30,12	
B 1 / P 4 / 2,7 - 3,45 m	70,12	57,64	3,04	12,48	54,6	22,86	22,95
	57,39	47,28	3,04	10,11	44,24	22,85	
	58	47,67	3,04	10,33	44,63	23,15	
B 2 / P 2 / 2,2 - 2,5 m	104,25	89,94	3,04	14,31	86,9	16,47	15,82
	95,58	83,08	3,04	12,5	80,04	15,62	
	119,97	104,39	3,04	15,58	101,35	15,37	
B 2 / P 3 / 2,5 - 4,0 m	103,6	93,19	3,04	10,41	90,15	11,55	11,46
	103,34	93,33	3,04	10,01	90,29	11,09	
	109,74	98,53	3,04	11,21	95,49	11,74	
B 2 / P 5 / 4,5 - 8,5 m	129,83	116,64	3,04	13,19	113,6	11,61	12,05
	124,17	110,92	3,04	13,25	107,88	12,28	
	119,36	106,67	3,04	12,69	103,63	12,25	
B 2 / P 6 / 10,4 - 11,5 m	91,44	84,88	3,04	6,56	81,84	8,02	7,97
	127,01	117,92	3,04	9,09	114,88	7,91	
	132,96	123,34	3,04	9,62	120,3	8,00	
B 3 / P 1 / 0,2 - 1,8 m	78,91	64,9	3,04	14,01	61,86	22,65	22,55
	91,39	74,9	3,04	16,49	71,86	22,95	
	113,82	93,81	3,04	20,01	90,77	22,04	
B 4 / P 2 / 1,5 - 2,6 m	64,02	50,77	3,04	13,25	47,73	27,76	27,73
	83,88	66,29	3,04	17,59	63,25	27,81	
	70,29	55,73	3,04	14,56	52,69	27,63	
B 4 / P 3 / 2,6 - 3,2 m	38,12	31,94	3,04	6,18	28,9	21,38	21,25
	41,62	34,95	3,04	6,67	31,91	20,90	
	43,9	36,68	3,04	7,22	33,64	21,46	
B 4 / P 5 / 3,8 - 4,5 m	75,33	62,62	3,04	12,71	59,58	21,33	21,39
	67,13	55,88	3,04	11,25	52,84	21,29	
	70,6	58,63	3,04	11,97	55,59	21,53	
B 4 / P 6 / 4,5 - 5,5 m	60,08	50,48	3,04	9,6	47,44	20,24	20,33
	61,26	51,39	3,04	9,87	48,35	20,41	
	63,53	53,31	3,04	10,22	50,27	20,33	

Bemerkungen: RKB 19 / P 1 : inhomogene Probe, steife und halbsteife Bereiche
B 4 / P 3 : Probe enthält viel Grobanteil (Tst und Kies), Labor nur an Matrix

Projekt:	BV Zentralklinikum im Campus-Charakter	PN-Datum:	30.04.2024	Datum Punktlastversuch:	06.05.2024
Projekt-Nr.:	B 22 07 02	Lithologie:	Tonstein	Bearbeiter:	CWe
Ort:	Balingen-Dürrwangen	Stratigraphie:	Opalinuston-Formation	Prüfgerät:	Wille Geotechnik 00302-A6-001

Versuchs-Nr.	F_B [kN]	l [mm]	b bzw. d [mm]	A [mm ²]	i_s [N/mm ²]	$i_{s(50)}$ [N/mm ²]
1	1,24	23	99	2277	0,5	0,5
2	0,85	23	52	1196	0,7	0,6
3	1,13	27	100	2700	0,4	0,4
4	0,87	35	52	1820	0,5	0,4
5	0,93	30	50	1500	0,6	0,6
6	0,79	30	46	1380	0,6	0,5
7	1,16	23	102	2346	0,5	0,5
8	1,41	28	89	2492	0,6	0,6
9	1,02	40	57	2280	0,4	0,4
10	2,47	53	100	5300	0,5	0,6
11	1,92	43	100	4300	0,4	0,5
12	1,58	40	48	1920	0,8	0,8
13	0,93	48	48	2304	0,4	0,4
		Punktlast-index $i_{s(50)}$	Standart-abweichung	Umrechnungs-faktor	Abgeleitete einaxiale Druckfestigkeit σ_u^* [MN/m²]	
vereinfachtes Verfahren		0,52	0,09	28,3	14,8	
logarithmisches Verfahren		0,49		28,3	13,9	



Anzahl gültiger Versuche:

Bemerkungen:

14 ungültige Versuche wegen abgescherter Proben, Versuche 1, 7, 10, 11 vor dem Brechen um ca. 20 % eingedrückt

Einaxiale Druckfestigkeit: $\sigma_{u2} = 6,5$ bis $21,8$ MN/m² (Blum et al. (2013) Bestimmung geotechnischer Parameter von Tonstein mit dem Nadelpenetrometertest)



AGROLAB Labor GmbH, Dr.-Pauling-Str.3, 84079 Bruckberg

Geo Terton
Siemensstraße 13
72116 Mössingen

Datum 10.05.2024

Kundennr. 27066766

PRÜFBERICHT

Auftrag **3549963** BV Zollernalb-Klinikum, Balingen-Dürrwangen
Analysenr. **476682** Wasser
Probeneingang **08.05.2024**
Probenahme **30.04.2024 08:30 - 30.04.2024 08:35**
Probenehmer **Auftraggeber**
Kunden-Probenbezeichnung **B 2 / P-H2O**

Einheit	Ergebnis	Best.-Gr.	Grenzwert	Methode
---------	----------	-----------	-----------	---------

Vor-Ort-Untersuchungen

Ruhewasserspiegel (POK) (vor Ort)	*)	m	0,80	0		Kundeninformation
Förderstrom (vor Ort)	*)	l/sec	0,50			Kundeninformation
Färbung (vor Ort)	*)		farblos			Kundeninformation
Trübung (vor Ort)	*)		schwach getrübt			Kundeninformation
Geruch (vor Ort)	*)		ohne			Kundeninformation

Physikalisch-chemische Parameter

Trübung (Labor)	*)		klar mit Bodensatz			visuell
pH-Wert (Labor)			7,4	0		DIN EN ISO 10523 : 2012-04
Temperatur bei pH-Messung	°C		20,6	0		DIN EN ISO 10523 : 2012-04
Leitfähigkeit bei 20 °C (Labor)	µS/cm		786	10		Berechnung aus dem Messwert
Leitfähigkeit bei 25 °C (Labor)	µS/cm		877	10		DIN EN 27888 : 1993-11

Summarische Parameter

Säurekapazität bis pH 4,3	mmol/l		7,7	0,1		DIN 38409-7-2 : 2005-12
Säurekapazität bis pH 4,3 nach Marmorlöse-V.	mmol/l		7,32	0,1		DIN 38409-7-1 : 2004-03
Oxidierbarkeit (KMnO4-Verbrauch)	mg/l		2,5	0,5		DIN EN ISO 8467 : 1995-05
KMnO4-Index (als O2)	mg/l		0,63	0,13		DIN EN ISO 8467 : 1995-05

Kationen

Ammonium (NH4)	mg/l		0,27	0,03		DIN ISO 15923-1 : 2014-07
Calcium (Ca)	mg/l		110	1		DIN EN ISO 17294-2 : 2017-01
Magnesium (Mg)	mg/l		20	1		DIN EN ISO 17294-2 : 2017-01

Anionen

Chlorid (Cl)	mg/l		21	1		DIN ISO 15923-1 : 2014-07
Nitrat (NO3)	mg/l		2	1		DIN ISO 15923-1 : 2014-07
Sulfat (SO4)	mg/l		70	2		DIN ISO 15923-1 : 2014-07
Sulfid leicht freisetzbar	mg/l		<0,05	0,05		DIN 38405-27 : 2017-10

Berechnete Werte

Carbonathärte	°dH		20,0			Berechnung aus Messwerten der Einzelparameter
Carbonathärte	mg/l CaO		200			Berechnung aus Messwerten der Einzelparameter
Nichtcarbonathärte	°dH		<0,0	0		Berechnung aus Messwerten der Einzelparameter

Datum 10.05.2024
Kundennr. 27066766

PRÜFBERICHT

Auftrag **3549963** BV Zollernalb-Klinikum, Balingen-Dürrwangen
Analysennr. **476682** Wasser

	Einheit	Ergebnis	Best.-Gr.	Grenzwert	Methode
Nichtcarbonathärte	mg/l CaO	<0,00	0		Berechnung aus Messwerten der Einzelparameter
Gesamthärte	°dH	20,0	1		Berechnung aus Messwerten der Einzelparameter
Gesamthärte	mg/l CaO	200			Berechnung aus Messwerten der Einzelparameter
Kalkl. Kohlensäure *)	mg/l	<1	1		DIN 4030-2 : 2008-06
Gesamthärte (Summe Erdalkalien)	mmol/l	3,57	0,18		Berechnung aus Messwerten der Einzelparameter
Betonaggressivität (Angriffsgrad DIN 4030)		nicht angreifend			DIN 4030-1 : 2008-06

Sensorische Prüfungen

Färbung (Labor)		farblos			DIN EN ISO 7887 : 1994-12
Geruch (Labor)		nein			DIN EN 1622 : 2006-10 (Anhang C)
Geruchsart (Labor)		ohne			DEV B 1/2 : 1971
Geruchsstärke (Labor)		ohne			DEV B 1/2 : 1971

Erläuterung: Das Zeichen "<" oder n.b. in der Spalte Ergebnis bedeutet, der betreffende Parameter ist bei nebenstehender Bestimmungsgrenze nicht quantifizierbar.
Die parameterspezifischen analytischen Messunsicherheiten sowie Informationen zum Berechnungsverfahren sind auf Anfrage verfügbar, sofern die berichteten Ergebnisse oberhalb der parameterspezifischen Bestimmungsgrenze liegen. Die Mindestleistungskriterien der angewandten Verfahren beruhen bezüglich der Messunsicherheit in der Regel auf der Richtlinie 2009/90/EG der Europäischen Kommission.

Beginn der Prüfungen: 08.05.2024
Ende der Prüfungen: 10.05.2024

Die Ergebnisse beziehen sich ausschließlich auf die geprüften Gegenstände. In Fällen, wo das Prüflabor nicht für die Probenahme verantwortlich war, gelten die berichteten Ergebnisse für die Proben wie erhalten. Das Laboratorium ist nicht für die vom Kunden bereitgestellten Informationen verantwortlich. Die ggf. im vorliegenden Prüfbericht dargestellten Kundeninformationen unterliegen nicht der Akkreditierung des Laboratoriums und können sich auf die Validität der Prüfergebnisse auswirken. Die auszugsweise Vervielfältigung des Berichts ohne unsere schriftliche Genehmigung ist nicht zulässig. Die Ergebnisse in diesem Prüfbericht werden gemäß der mit Ihnen schriftlich gemäß Auftragsbestätigung getroffenen Vereinbarung in vereinfachter Weise i.S. der DIN EN ISO/IEC 17025:2018, Abs. 7.8.1.3 berichtet.

AGROLAB Labor GmbH, Philipp Schaffler, Tel. 08765/93996-600
serviceteam3.bruckberg@agrolab.de
Kundenbetreuung

Dieser elektronisch übermittelte Ergebnisbericht wurde geprüft und freigegeben. Er entspricht den Anforderungen der EN ISO/IEC 17025:2017 an vereinfachte Ergebnisberichte und ist ohne Unterschrift gültig.

Anl. 7: Grundwasserganglinien aus Datenloggeraufzeichnungen

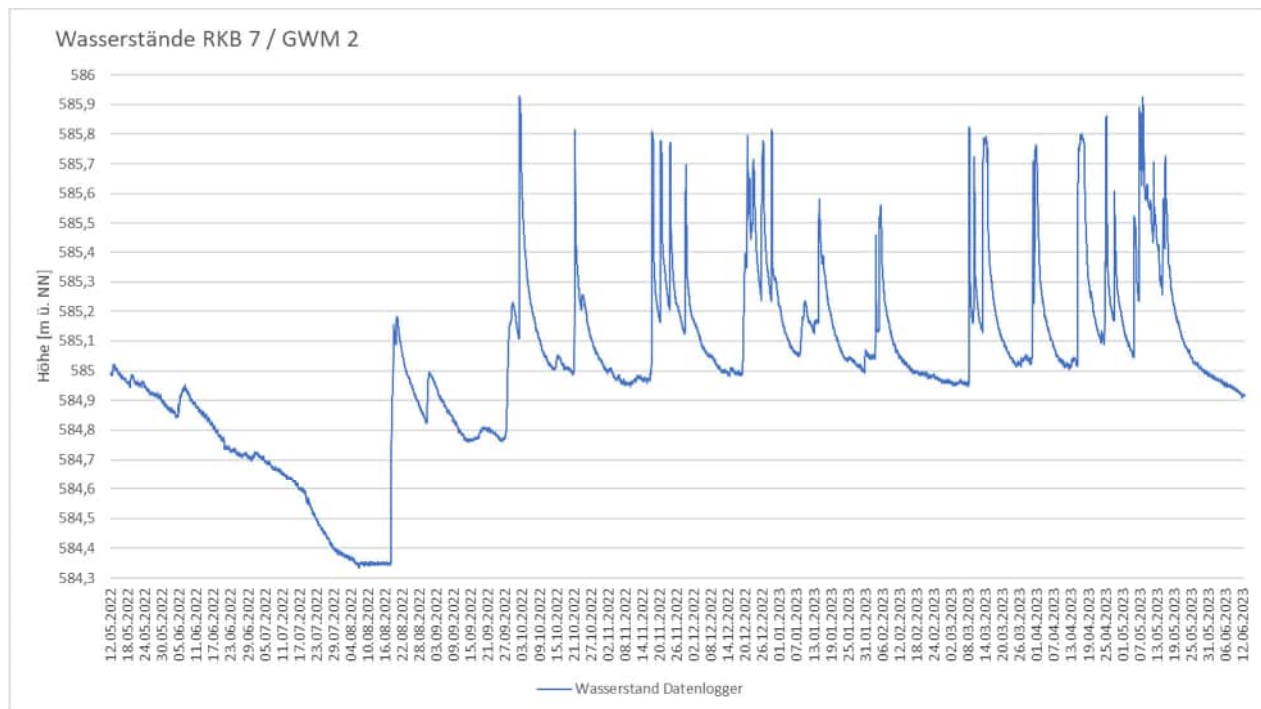


Abbildung 5: Grundwasserganglinie in der Messstelle RKB 7 / GWM 2

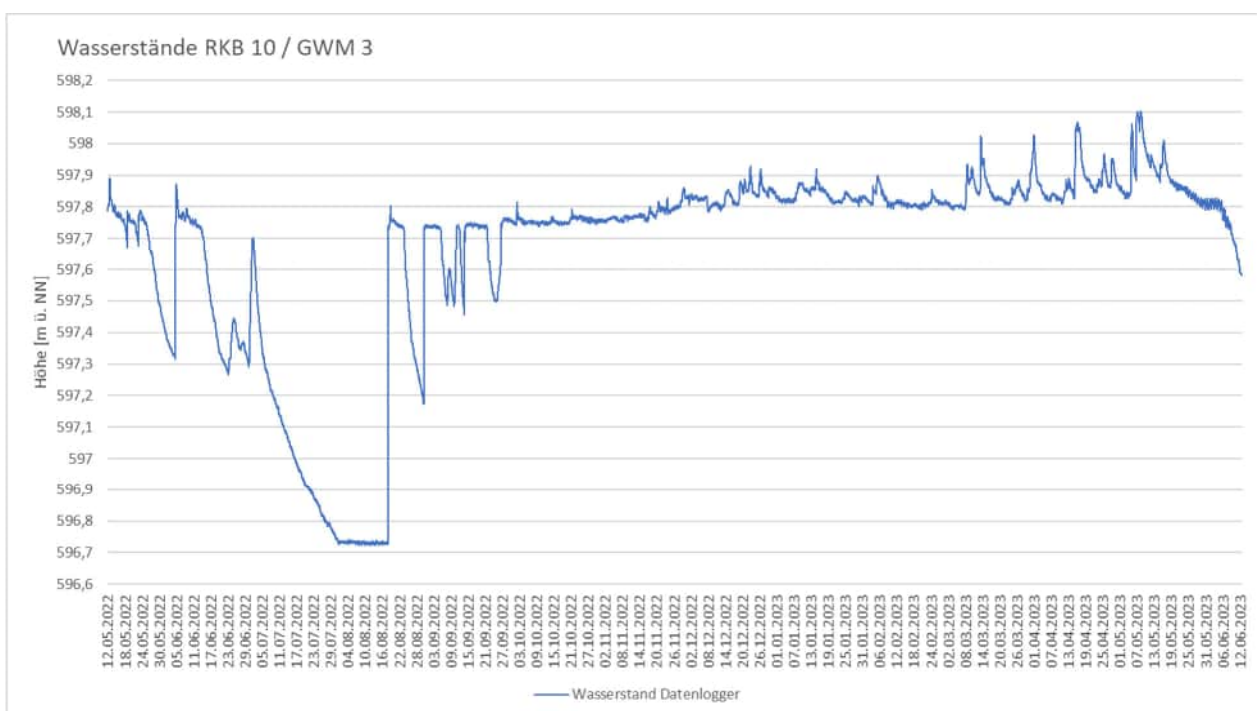


Abbildung 6: Grundwasserganglinie in der Messstelle RKB 10 / GWM 3

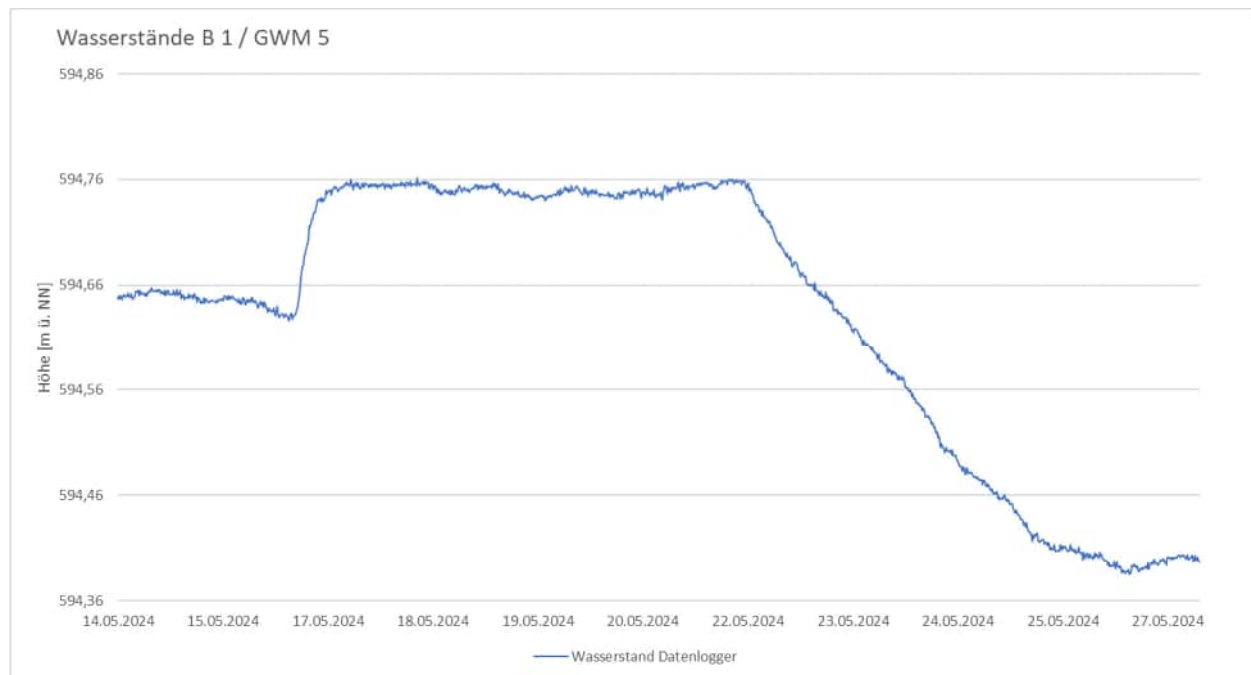


Abbildung 7: Grundwasserganglinie in der Messstelle B 1 / GWM 5

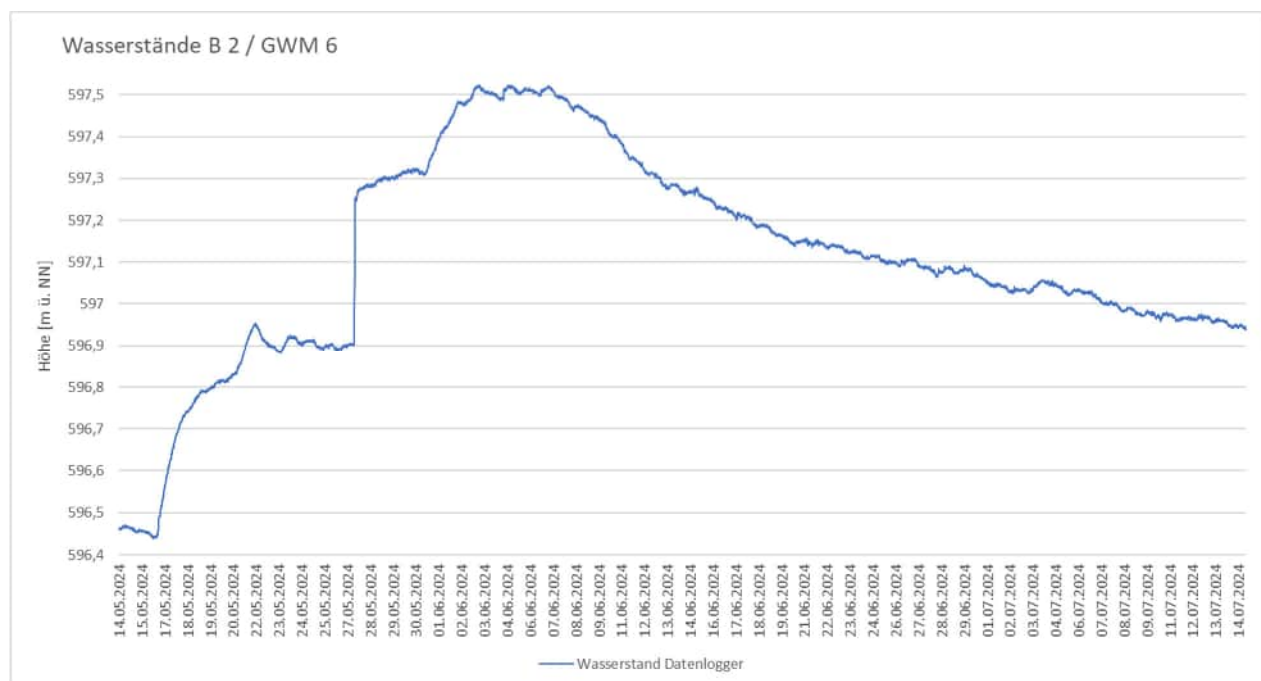


Abbildung 8: Grundwasserganglinie in der Messstelle B 2 / GWM 6

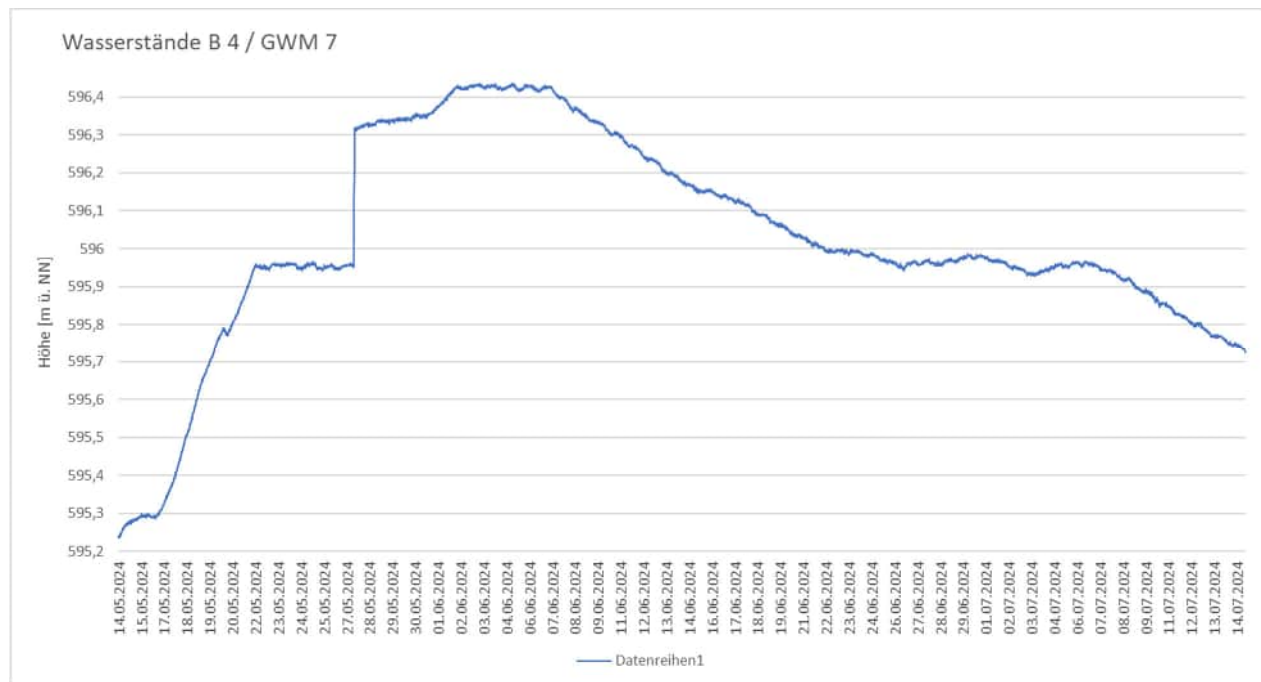


Abbildung 9: Grundwasserganglinie in der Messstelle B 4 / GWM 7

Anl. 8: Grundwasserstichtagsmessungen

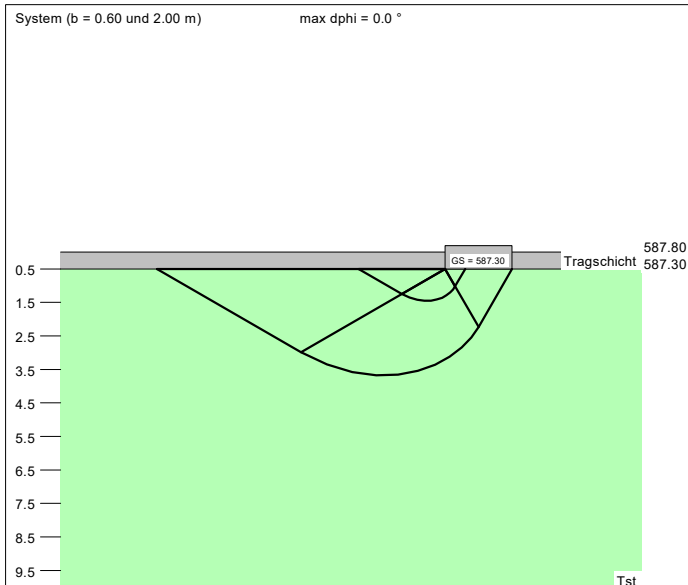
Tab. 20: Höchstwasserstände in den Aufschlüssen

Aufschluss / Messzeitpunkt	Wasserstand [m u. GOK] / [m ü. NN]
RKB 1 / 08.06.2022	1,35 / 582,34
RKB 2 / 09.05.2022	1,05 / 584,53
RKB 3 / 09.05.2022	0,85 / 586,35
RKB 4 / 09.05.2022	0,45 / 590,49
RKB 5 / 12.05.2022	1,28 / 592,04
RKB 6 / 08.06.2022	0,69 / 586,66
RKB 7 / 02.10.2022	+ 0,04 / 585,93
RKB 8 / 08.06.2022	0,71 / 586,90
RKB 9 / 12.05.2022	1,21 / 588,21
RKB 10 / 09.05.2023	0,19 / 598,10
RKB 11 / 08.12.2022	0,82 / 589,64
RKB 12 / 11.05.2022	1,10 / 590,48
RKB 13 / 08.06.2022	0,82 / 596,28
RKB 14 / 08.06.2022	1,24 / 597,73
RKB 15 / 08.06.2022	0,71 / 592,76
RKB 16 / 24.04.2024	0,90 / 587,14
RKB 17 / 24.04.2024	1,20 / 589,17
RKB 18 / 24.04.2024	1,00 / 591,59
RKB 19 / 24.04.2024	0,91 / 588,06
RKB 20 / 24.04.2024	0,85 / 590,63
RKB 21 / 24.04.2024	1,60 / 588,46
RKB 22	trocken
B 1 / 18.05.2024	+ 0,98 / 594,76
B 2 / 03.06.2024	1,97 / 597,52
B 3 / 29.04.2024	0,90 / 590,13
B4 / 05.06.2024	+ 0,64 / 596,44
DPH 1 / 25.04.2024	0,60 / 588,55
DPH 2 / 25.04.2024	0,60 / 590,26
DPH 3	verstürzt
DPH 4 / 25.04.2024	0,93 / 591,77

Aufschluss / Messzeitpunkt	Wasserstand [m u. GOK] / [m ü. NN]
DPH 5 / 25.04.2024	2,85 / 591,57
DPH 6 / 25.04.2024	1,10 / 593,40
DPH 7 / 25.04.2024	4,45 / 593,99
DPH 8 / 25.04.2024	0,40 / 593,64
DPH 9 / 25.04.2024	0,95 / 589,25
DPH 10 / 25.04.2024	1,85 / 588,64
DPH 11 / 25.04.2024	1,05 / 594,94
BK 1/00 (LGRB) / 08.11.2000	1,80 / 584,74
BK 2/00 (LGRB) / 23.11.2000	4,0 / 584,87
BK 3/00 (LGRB) / 13.11.2000	1,1 / 584,51
BK 4/00 (LGRB) / 14.11.2000	1,9 / 587,45
BK 5/00 (LGRB) / 22.11.2000	1,98 / 587,67
BK 6/00 (LGRB) / 16.11.2000	8,5 / 569,06

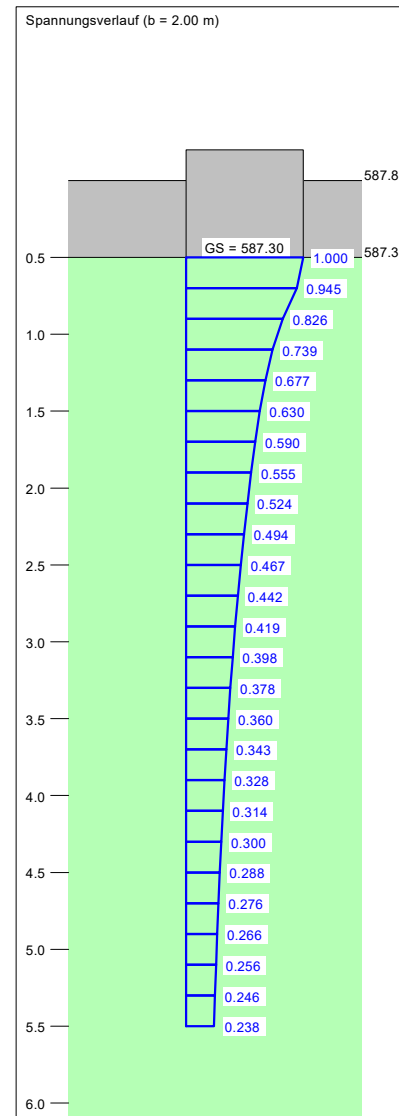
Anl. 9: Erdstatische Berechnungen

Boden	γ/γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	v [-]	E _s [MN/m ²]	Bezeichnung
	20.0/12.0	35.0	0.0	0.00	100.0	Tragschicht
	23.0/13.0	30.0	25.0	0.00	40.0	Tst



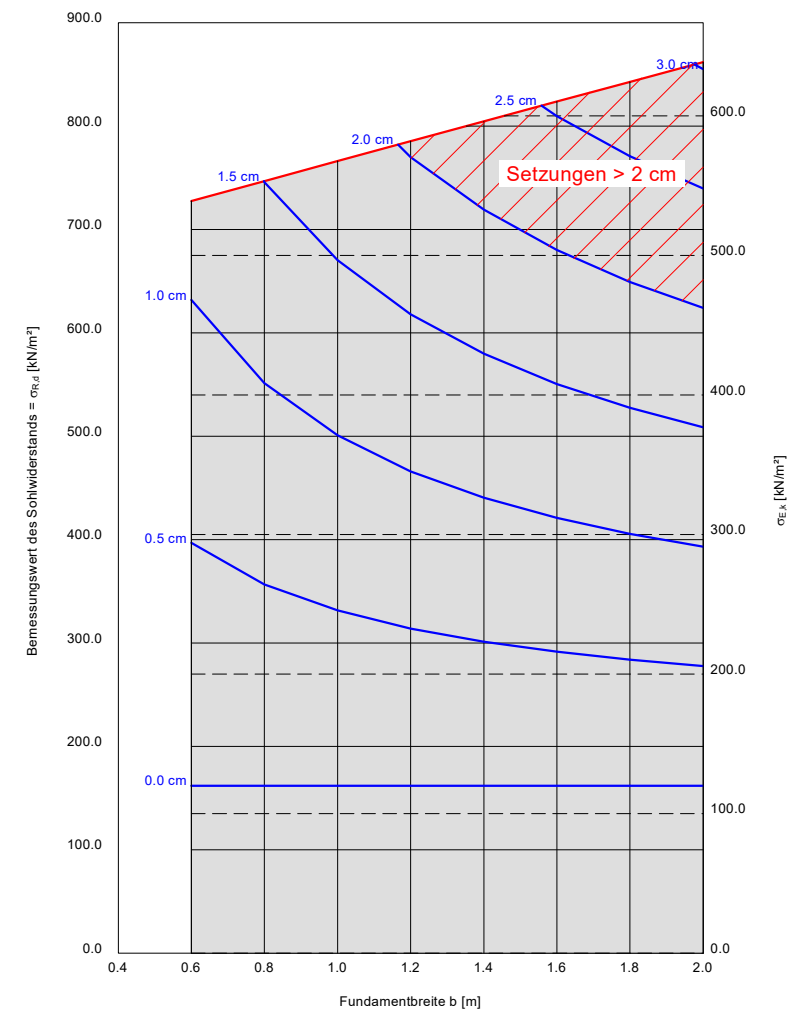
a [m]	b [m]	$\sigma_{R,d}$ [kN/m ²]	$R_{n,d}$ [kN/m]	$\sigma_{E,k}$ [kN/m ²]	s [cm]	cal φ [°]	cal c [kN/m ²]	γ_2 [kN/m ³]	σ_0 [kN/m ²]	t _g [m]	UK LS [m]	k _s [MN/m ²]
101.40	0.60	727.6	436.6	539.0	1.20 *	30.0	25.00	13.00	10.00	5.50	1.45	44.8
101.40	0.80	746.9	597.5	553.2	1.50 *	30.0	25.00	13.00	10.00	5.50	1.77	36.8
101.40	1.00	766.1	766.1	567.5	1.78 *	30.0	25.00	13.00	10.00	5.50	2.09	31.8
101.40	1.20	785.3	942.4	581.7	2.05 *	30.0	25.00	13.00	10.00	5.50	2.40	28.4
101.40	1.40	804.5	1126.4	596.0	2.31 *	30.0	25.00	13.00	10.00	5.50	2.72	25.8
101.40	1.60	823.7	1318.0	610.2	2.55 *	30.0	25.00	13.00	10.00	5.50	3.04	23.9
101.40	1.80	842.9	1517.2	624.4	2.80 *	30.0	25.00	13.00	10.00	5.50	3.35	22.3
101.40	2.00	862.0	1724.1	638.5	3.03 *	30.0	25.00	13.00	10.00	5.50	3.67	21.1

* Vorbelastung = 120.0 kN/m²
 $\sigma_{E,k} = \sigma_{R,k} / (\gamma_{R,v} \cdot \gamma_{(G,Q)}) = \sigma_{R,k} / (1.40 \cdot 1.35) = \sigma_{R,k} / 1.89$ (für Setzungen)
 Verhältnis Veränderliche(Q)/Gesamtlasten(G+Q) [-] = 0.00

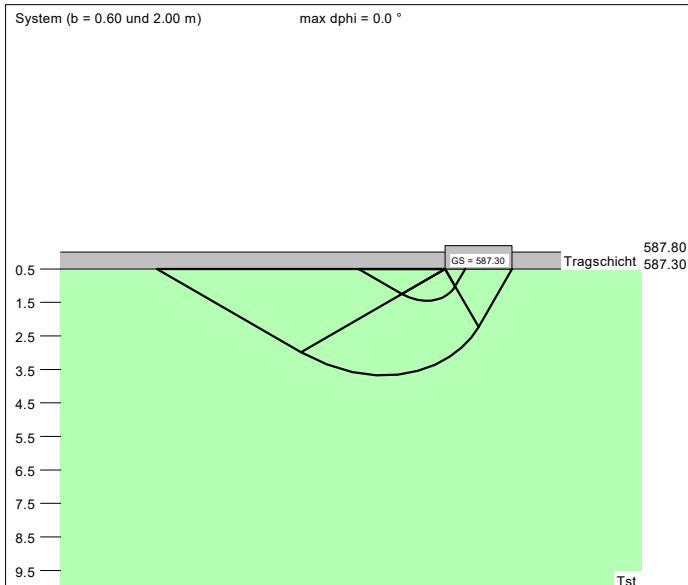


Berechnungsgrundlagen:
 Anl. 9.1.1: Kli / Sf hs / Tst
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 Streifenfundament (a = 101.40 m)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 Anteil Veränderliche Lasten = 0.000
 $\gamma_{(G,Q)} = 0.000 \cdot \gamma_Q + (1 - 0.000) \cdot \gamma_G$

$\gamma_{(G,Q)} = 1.350$
 Oberkante Gelände = 587.80 m
 Gründungssohle = 587.30 m
 Grundwasser = 587.30 m
 Vorbelastung = 120.0 kN/m²
 Grenztiefe mit festem Wert von 5.00 m u. GS
 — Sohldruck
 — Setzungen

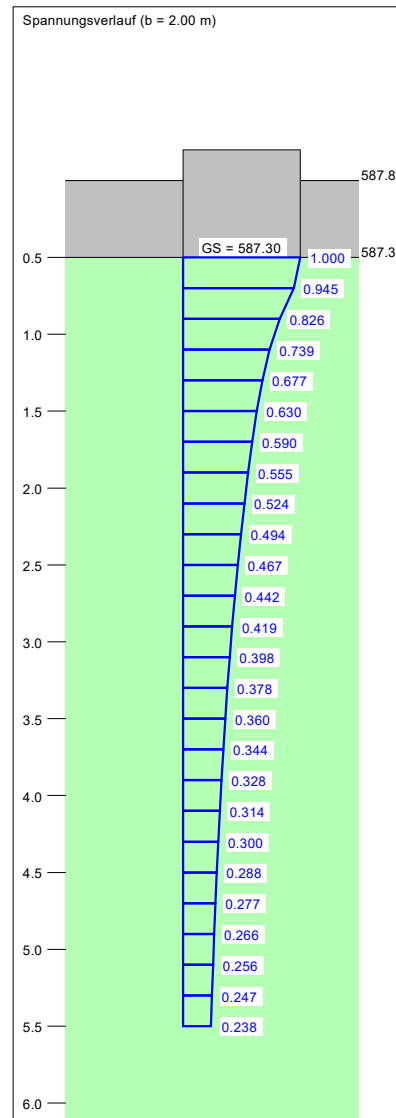


Boden	γ/γ' [kN/m³]	φ [°]	c [kN/m²]	v [-]	E_s [MN/m²]	Bezeichnung
	20.0/12.0	35.0	0.0	0.00	100.0	Tragschicht
	23.0/13.0	30.0	25.0	0.00	40.0	Tst



a [m]	b [m]	$\sigma_{R,d}$ [kN/m²]	$R_{n,d}$ [kN/m]	$\sigma_{E,k}$ [kN/m²]	s [cm]	cal φ [°]	cal c [kN/m²]	γ_2 [kN/m³]	σ_0 [kN/m²]	t_g [m]	UK LS [m]	k_s [MN/m²]
132.60	0.60	727.1	436.3	538.6	1.43 *	30.0	25.00	13.00	10.00	5.50	1.45	37.6
132.60	0.80	746.3	597.0	552.8	1.78 *	30.0	25.00	13.00	10.00	5.50	1.77	31.1
132.60	1.00	765.4	765.4	566.9	2.10 *	30.0	25.00	13.00	10.00	5.50	2.09	27.0
132.60	1.20	784.5	941.3	581.1	2.40 *	30.0	25.00	13.00	10.00	5.50	2.40	24.2
132.60	1.40	803.5	1124.9	595.2	2.69 *	30.0	25.00	13.00	10.00	5.50	2.72	22.1
132.60	1.60	822.6	1316.1	609.3	2.97 *	30.0	25.00	13.00	10.00	5.50	3.04	20.5
132.60	1.80	841.6	1514.9	623.4	3.23 *	30.0	25.00	13.00	10.00	5.50	3.35	19.3
132.60	2.00	860.7	1721.3	637.5	3.49 *	30.0	25.00	13.00	10.00	5.50	3.67	18.3

* Vorbelastung = 40.0 kN/m²
 $\sigma_{E,k} = \sigma_{R,k} / (\gamma_{R,v} \cdot \gamma_{(G,Q)}) = \sigma_{R,k} / (1.40 \cdot 1.35) = \sigma_{R,k} / 1.89$ (für Setzungen)
 Verhältnis Veränderliche(Q)/Gesamtlasten(G+Q) [-] = 0.00



GeoTerton / Dipl. Geol. H. Terton

Ingenieurbüro für Angewandte Geologie

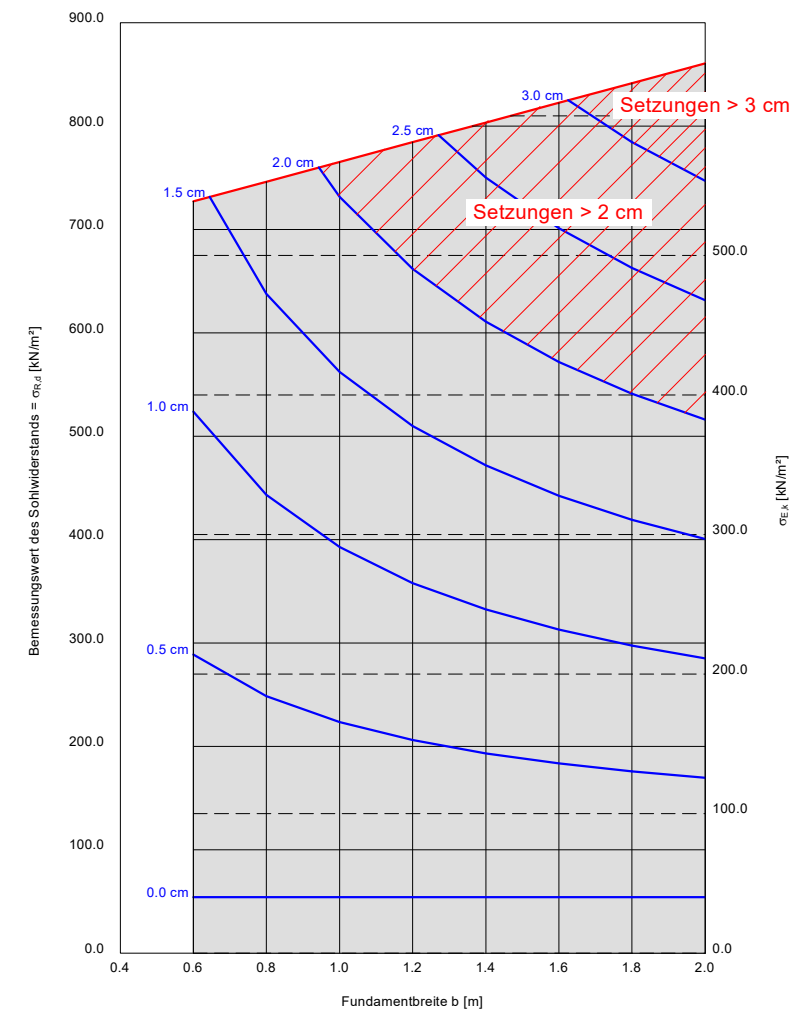
72116 Mössingen, Tel. 07473/240909-0 Fax 240909-9

Projekt: BV Neubau Zollernklinikum, Balingen

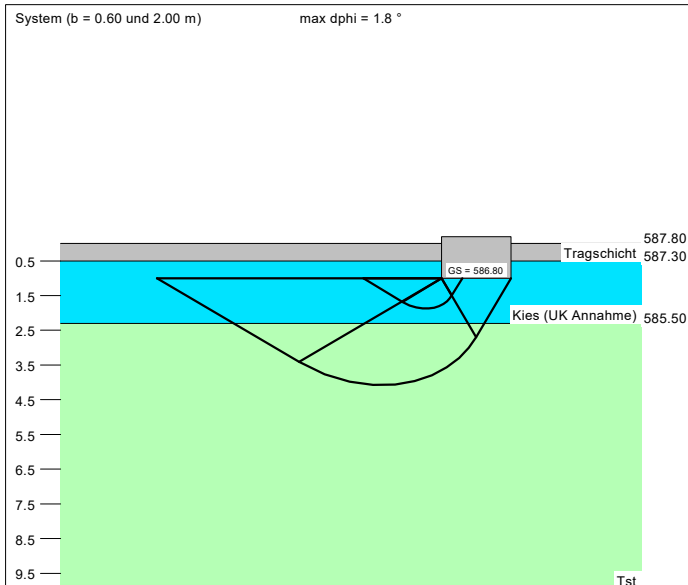
Anl. 9.1.2: Klinikum, Streifenfundament, talseitig (Achse 13 / A-R), Tonstein

Berechnungsgrundlagen:
 Anl. 9.1.2: Kli / SF ts / Tst
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 Streifenfundament (a = 132.60 m)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 Anteil Veränderliche Lasten = 0.000
 $\gamma_{(G,Q)} = 0.000 \cdot \gamma_Q + (1 - 0.000) \cdot \gamma_G$

$\gamma_{(G,Q)} = 1.350$
 Oberkante Gelände = 587.80 m
 Gründungssohle = 587.30 m
 Grundwasser = 587.30 m
 Vorbelastung = 40.0 kN/m²
 Grenztiefe mit festem Wert von 5.00 m u. GS
 — Sohldruck
 — Setzungen



Boden	γ/γ' [kN/m³]	φ [°]	c [kN/m²]	v [-]	E _s [MN/m²]	Bezeichnung
	20.0/12.0	35.0	0.0	0.00	100.0	Tragschicht
	20.5/10.5	27.5	0.0	0.00	30.0	Kies (UK Annahme)
	23.0/13.0	30.0	25.0	0.00	40.0	Tst

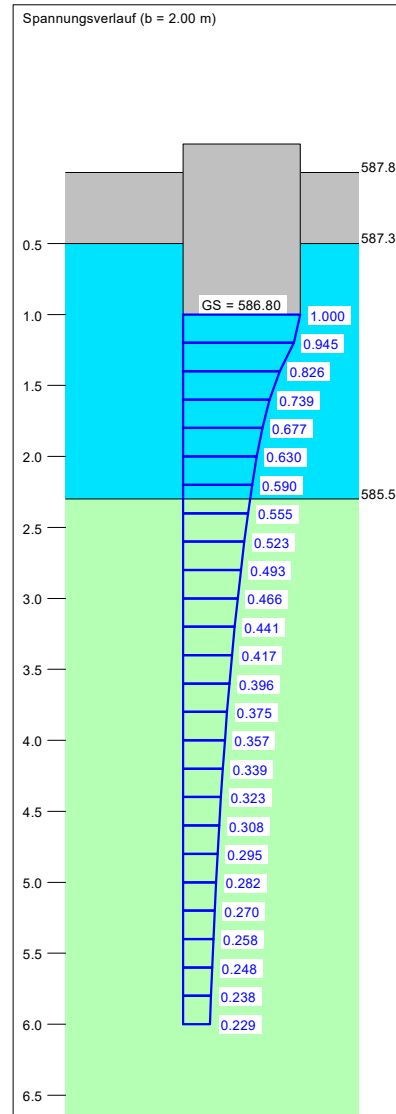


a [m]	b [m]	$\sigma_{R,d}$ [kN/m²]	$R_{n,d}$ [kN/m]	$\sigma_{E,k}$ [kN/m²]	s [cm]	cal φ [°]	cal c [kN/m²]	γ_2 [kN/m³]	σ_0 [kN/m²]	t _g [m]	UK LS [m]	k _s [MN/m²]
45.00	0.60	182.9	109.8	135.5	0.24 *	27.5	0.00	10.50	15.25	6.00	1.87	56.5
45.00	0.80	193.2	154.6	143.1	0.32 *	27.5	0.00	10.50	15.25	6.00	2.16	45.1
45.00	1.00	359.7	359.7	266.5	0.93 *	28.2	7.20	10.61	15.25	6.00	2.49	28.6
45.00	1.20	461.4	553.6	341.8	1.42 *	28.6	10.91	10.87	15.25	6.00	2.81	24.1
45.00	1.40	531.1	743.6	393.4	1.83 *	28.8	13.10	11.10	15.25	6.00	3.13	21.5
45.00	1.60	587.5	939.9	435.1	2.20 *	29.0	14.66	11.29	15.25	6.00	3.44	19.7
45.00	1.80	635.5	1143.9	470.7	2.56 *	29.1	15.85	11.44	15.25	6.00	3.76	18.4
45.00	2.00	678.1	1356.2	502.3	2.90 *	29.2	16.79	11.58	15.25	6.00	4.08	17.3

* Vorbelastung = 65.0 kN/m²

$\sigma_{E,k} = \sigma_{R,k} / (\gamma_{R,v} \cdot \gamma_{(G,Q)}) = \sigma_{R,k} / (1.40 \cdot 1.35) = \sigma_{R,k} / 1.89$ (für Setzungen)

Verhältnis Veränderliche(Q)/Gesamtlasten(G+Q) [-] = 0.00



Berechnungsgrundlagen:

Anl. 9.1.3: Kli / Sf z / G

Grundbruchformel nach DIN 4017:2006

Teilsicherheitskonzept (EC 7)

Streifenfundament (a = 45.00 m)

$\gamma_{R,v} = 1.40$

$\gamma_G = 1.35$

$\gamma_Q = 1.50$

Anteil Veränderliche Lasten = 0.000

$\gamma_{(G,Q)} = 0.000 \cdot \gamma_Q + (1 - 0.000) \cdot \gamma_G$

$\gamma_{(G,Q)} = 1.350$

Oberkante Gelände = 587.80 m

Gründungssohle = 586.80 m

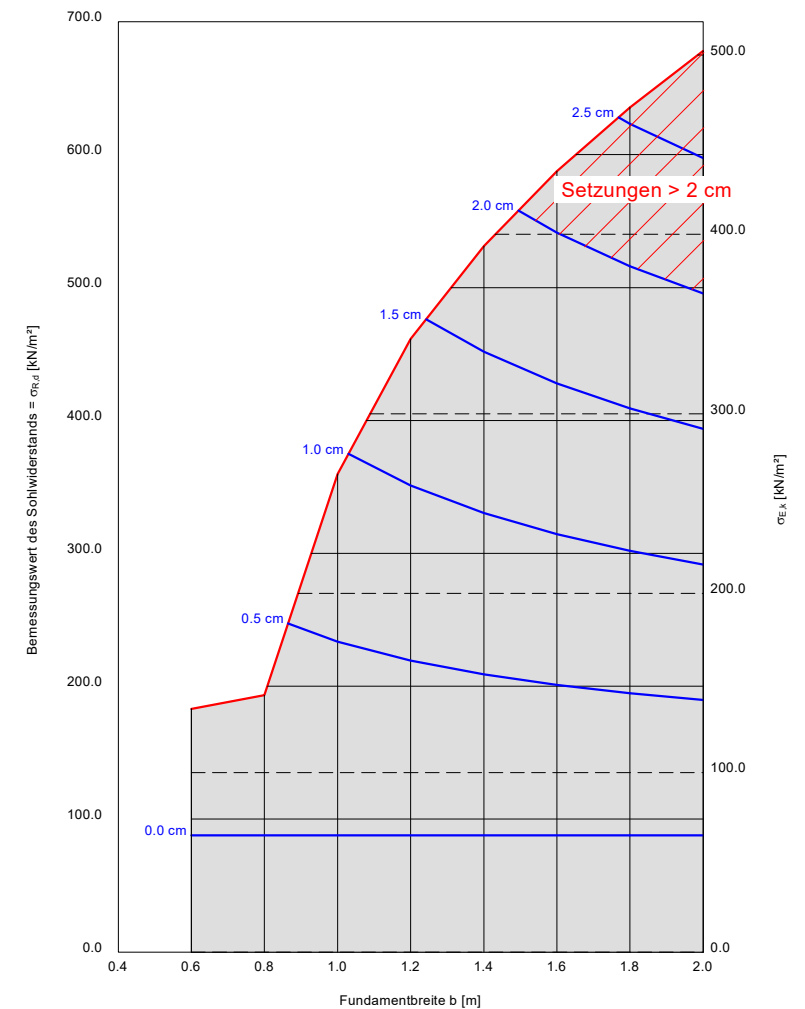
Grundwasser = 587.30 m

Vorbelastung = 65.0 kN/m²

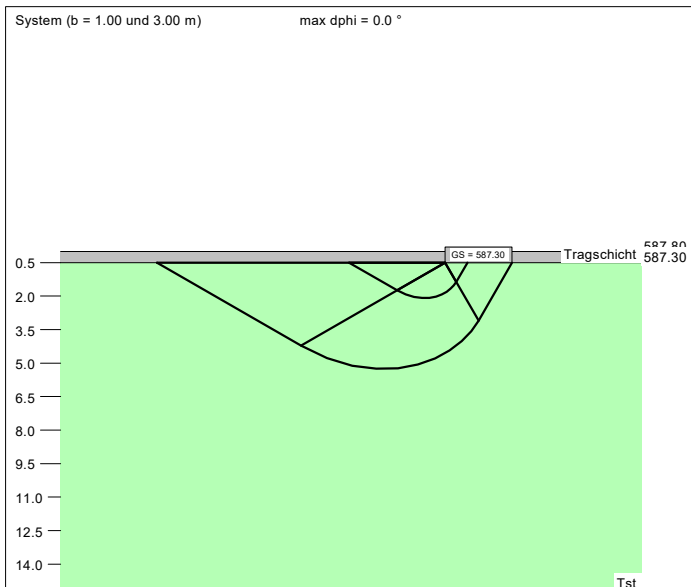
Grenztiefe mit festem Wert von 5.00 m u. GS

— Sohldruck

— Setzungen

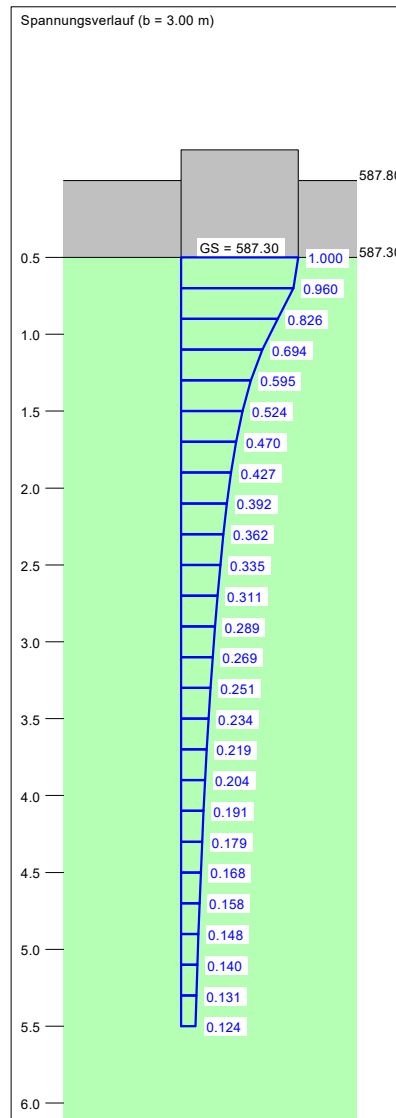


Boden	γ/γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	v [-]	E _s [MN/m ²]	Bezeichnung
	20.0/12.0	35.0	0.0	0.00	100.0	Tragschicht
	23.0/13.0	30.0	25.0	0.00	40.0	Tst



a [m]	b [m]	$\sigma_{R,d}$ [kN/m ²]	$R_{n,d}$ [kN]	$\sigma_{E,k}$ [kN/m ²]	s [cm]	cal φ [°]	cal c [kN/m ²]	γ_2 [kN/m ³]	σ_0 [kN/m ²]	t _g [m]	UK LS [m]	k _s [MN/m ²]
1.00	1.00	1085.2	1085.2	803.9	1.46 *	30.0	25.00	13.00	10.00	5.50	2.09	55.1
1.40	1.40	1111.4	2178.3	823.2	2.00 *	30.0	25.00	13.00	10.00	5.50	2.72	41.2
1.80	1.80	1137.5	3685.4	842.6	2.51 *	30.0	25.00	13.00	10.00	5.50	3.35	33.6
2.20	2.20	1163.6	5631.8	861.9	2.99 *	30.0	25.00	13.00	10.00	5.50	3.99	28.8
2.60	2.60	1189.7	8042.5	881.3	3.45 *	30.0	25.00	13.00	10.00	5.50	4.62	25.5
3.00	3.00	1215.8	10942.5	900.6	3.89 *	30.0	25.00	13.00	10.00	5.50	5.26	23.2

* Vorbelastung = 40.0 kN/m²
 $\sigma_{E,k} = \sigma_{R,k} / (\gamma_{R,v} \cdot \gamma_{(G,Q)}) = \sigma_{R,k} / (1.40 \cdot 1.35) = \sigma_{R,k} / 1.89$ (für Setzungen)
 Verhältnis Veränderliche(Q)/Gesamtlasten(G+Q) [-] = 0.00



GeoTerton / Dipl. Geol. H. Terton

Ingenieurbüro für Angewandte Geologie

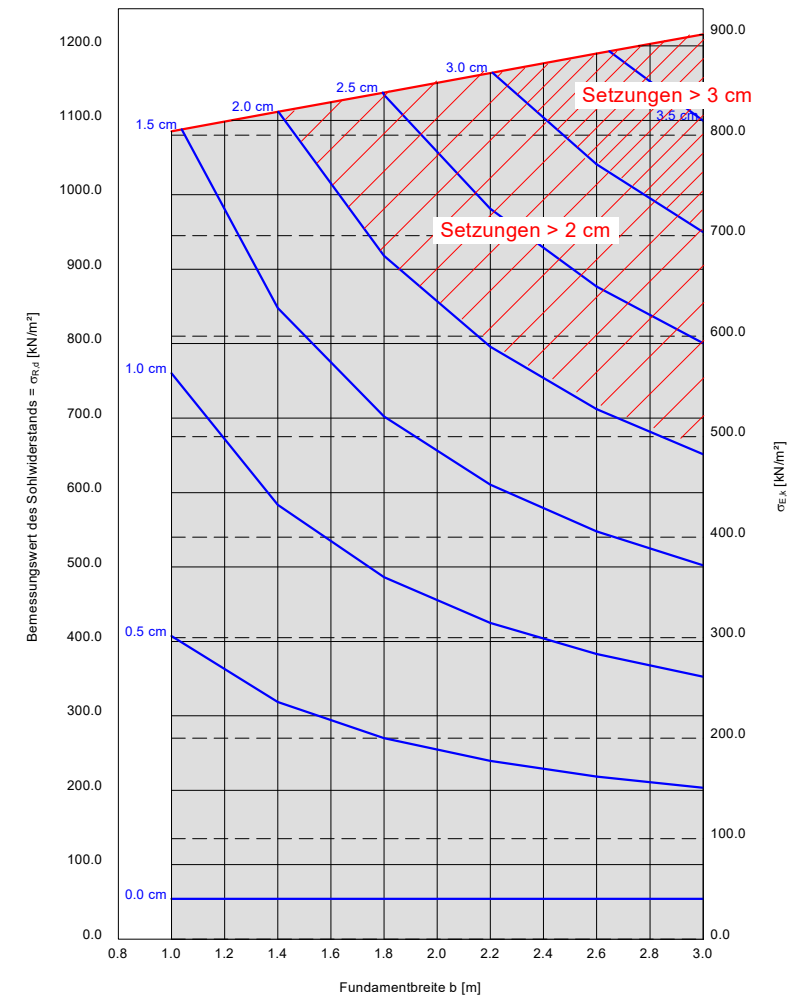
72116 Mössingen, Tel. 07473/240909-0 Fax 240909-9

Projekt: BV Neubau Zollernklinikum, Balingen

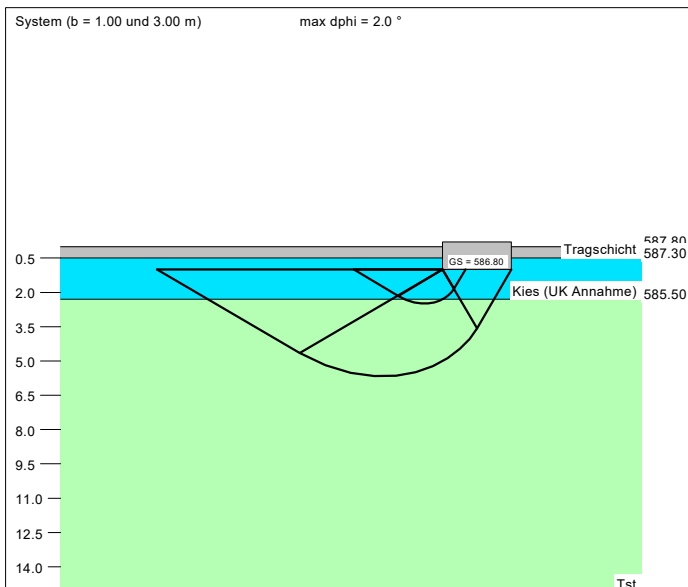
Anl. 9.1.4: Klinikum, Einzelfundament, talseitig (Achse 13 / A-R), Tonstein

Berechnungsgrundlagen:
 Anl. 9.1.4: Kli / EF ts / Tst
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 Einzelfundament (a/b = 1.00)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 Anteil Veränderliche Lasten = 0.000
 $\gamma_{(G,Q)} = 0.000 \cdot \gamma_Q + (1 - 0.000) \cdot \gamma_G$

$\gamma_{(G,Q)} = 1.350$
 Oberkante Gelände = 587.80 m
 Gründungssohle = 587.30 m
 Grundwasser = 587.30 m
 Vorbelastung = 40.0 kN/m²
 Grenztiefe mit festem Wert von 5.00 m u. GS
 — Sohldruck
 — Setzungen



Boden	γ/γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	v [-]	E _s [MN/m ²]	Bezeichnung
	20.0/12.0	35.0	0.0	0.00	100.0	Tragschicht
	20.5/10.5	27.5	0.0	0.00	30.0	Kies (UK Annahme)
	23.0/13.0	30.0	25.0	0.00	40.0	Tst

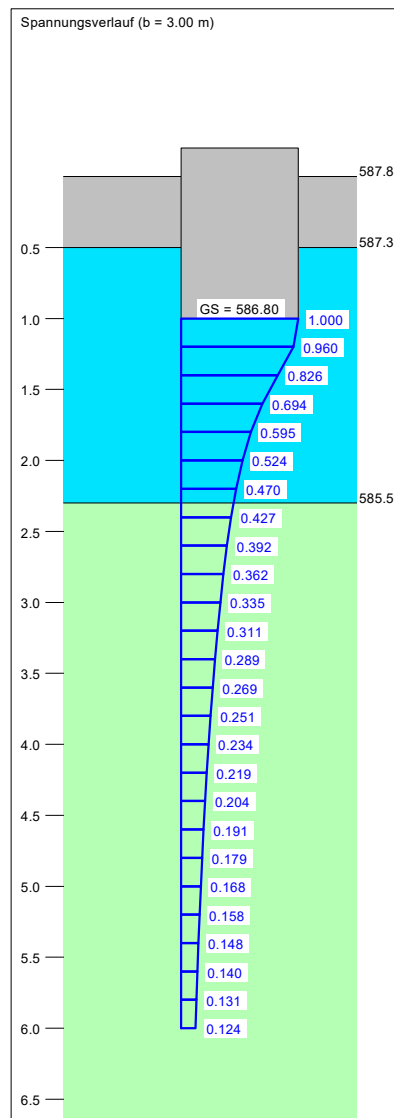


a [m]	b [m]	$\sigma_{R,d}$ [kN/m ²]	$R_{n,d}$ [kN]	$\sigma_{E,k}$ [kN/m ²]	s [cm]	cal φ [°]	cal c [kN/m ²]	γ_2 [kN/m ³]	σ_0 [kN/m ²]	t _g [m]	UK LS [m]	k _s [MN/m ²]
1.00	1.00	485.8	485.8	359.9	0.70 *	28.2	7.20	10.61	15.25	6.00	2.49	51.5
1.40	1.40	714.4	1400.3	529.2	1.44 *	28.8	13.10	11.10	15.25	6.00	3.13	36.8
1.80	1.80	841.1	2725.2	623.0	2.09 *	29.1	15.85	11.44	15.25	6.00	3.76	29.8
2.20	2.20	931.9	4510.6	690.3	2.70 *	29.3	17.56	11.69	15.25	6.00	4.39	25.6
2.60	2.60	1003.4	6783.1	743.3	3.27 *	29.4	18.73	11.87	15.25	6.00	5.03	22.7
3.00	3.00	1063.1	9567.8	787.5	3.82 *	29.5	19.58	12.01	15.25	6.00	5.66	20.6

* Vorbelastung = 65.0 kN/m²

$\sigma_{E,k} = \sigma_{R,k} / (\gamma_{R,v} \cdot \gamma_{(G,Q)}) = \sigma_{R,k} / (1.40 \cdot 1.35) = \sigma_{R,k} / 1.89$ (für Setzungen)

Verhältnis Veränderliche(Q)/Gesamtlasten(G+Q) [-] = 0.00



Berechnungsgrundlagen:

Anl. 9.1.5: Kli / EF z / G

Grundbruchformel nach DIN 4017:2006

Teilsicherheitskonzept (EC 7)

Einzelfundament (a/b = 1.00)

$\gamma_{R,v} = 1.40$

$\gamma_G = 1.35$

$\gamma_Q = 1.50$

Anteil Veränderliche Lasten = 0.000

$\gamma_{(G,Q)} = 0.000 \cdot \gamma_Q + (1 - 0.000) \cdot \gamma_G$

$\gamma_{(G,Q)} = 1.350$

Oberkante Gelände = 587.80 m

Gründungssohle = 586.80 m

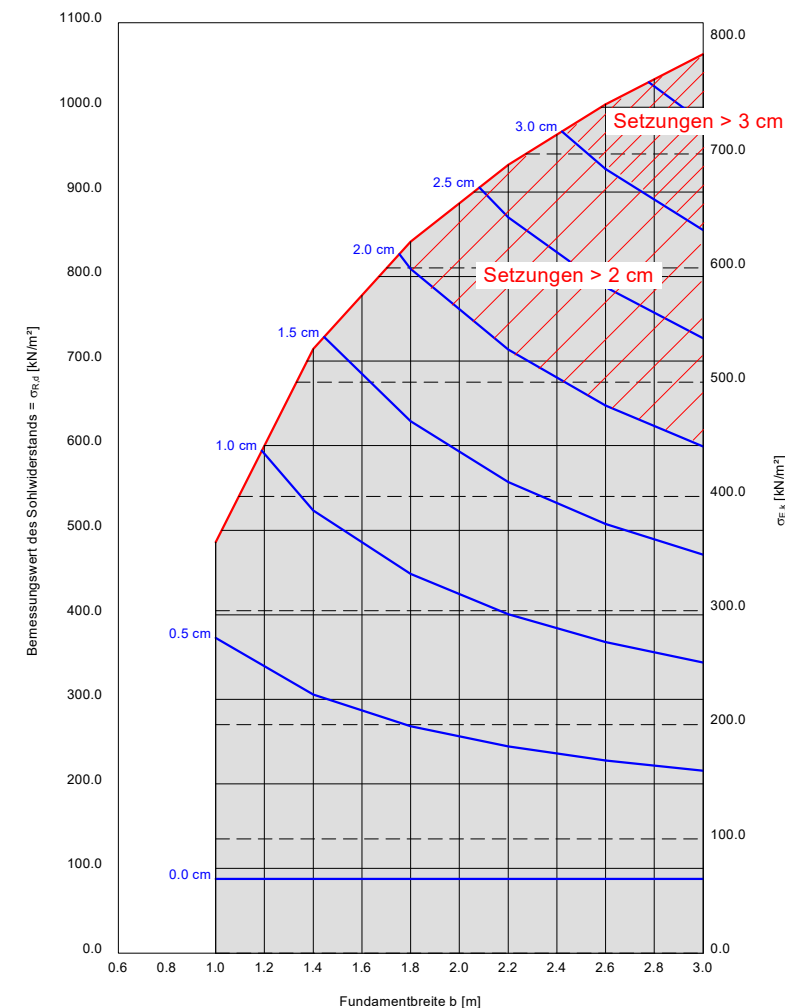
Grundwasser = 587.30 m

Vorbelastung = 65.0 kN/m²

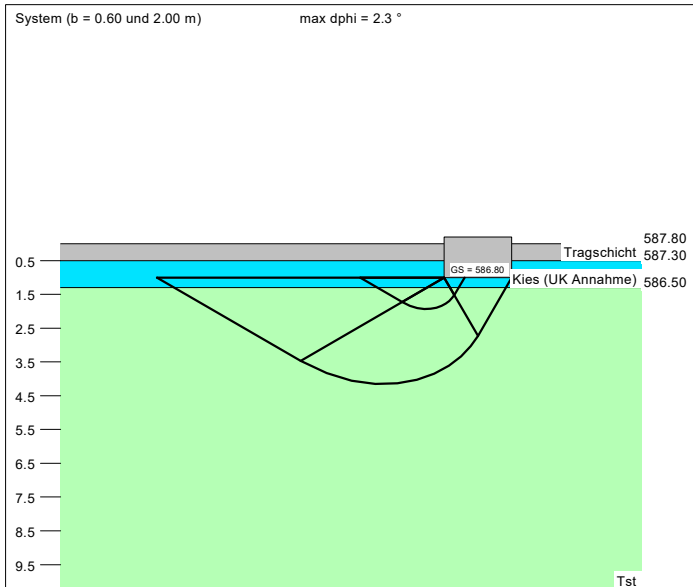
Grenztiefe mit festem Wert von 5.00 m u. ES

— Sohldruck

— Setzungen



Boden	γ/γ' [kN/m³]	φ [°]	c [kN/m²]	v [-]	E_s [MN/m²]	Bezeichnung
	20.0/12.0	35.0	0.0	0.00	100.0	Tragschicht
	20.5/10.5	27.5	0.0	0.00	30.0	Kies (UK Annahme)
	23.0/13.0	30.0	25.0	0.00	40.0	Tst

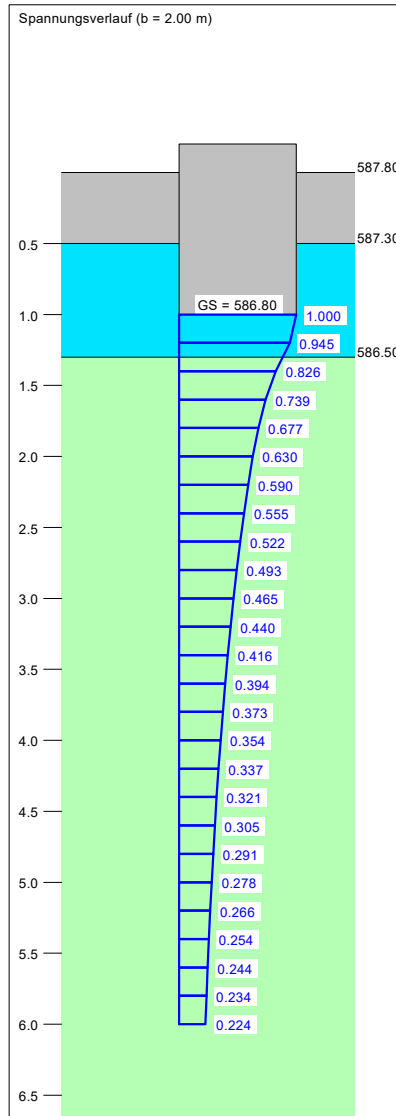


a [m]	b [m]	$\sigma_{R,d}$ [kN/m²]	$R_{n,d}$ [kN/m]	$\sigma_{E,k}$ [kN/m²]	s [cm]	cal φ [°]	cal c [kN/m²]	γ_2 [kN/m³]	σ_0 [kN/m²]	t_g [m]	UK LS [m]	k_s [MN/m³]
38.60	0.60	621.7	373.0	460.5	1.25 *	29.4	18.73	11.87	15.25	6.00	1.93	36.7
38.60	0.80	683.1	546.5	506.0	1.67 *	29.5	20.33	12.13	15.25	6.00	2.25	30.4
38.60	1.00	728.3	728.3	539.5	2.04 *	29.6	21.27	12.29	15.25	6.00	2.56	26.4
38.60	1.20	765.3	918.3	566.9	2.39 *	29.7	21.90	12.40	15.25	6.00	2.88	23.7
38.60	1.40	797.5	1116.5	590.7	2.72 *	29.7	22.35	12.49	15.25	6.00	3.20	21.7
38.60	1.60	826.7	1322.7	612.4	3.04 *	29.8	22.68	12.55	15.25	6.00	3.51	20.2
38.60	1.80	853.8	1536.9	632.5	3.33 *	29.8	22.94	12.60	15.25	6.00	3.83	19.0
38.60	2.00	879.5	1759.1	651.5	3.62 *	29.8	23.15	12.64	15.25	6.00	4.15	18.0

* Vorbelastung = 50.0 kN/m²

$$\sigma_{E,k} = \sigma_{R,k} / (\gamma_{R,v} \cdot \gamma_{(G,Q)}) = \sigma_{R,k} / (1.40 \cdot 1.35) = \sigma_{R,k} / 1.89 \text{ (für Setzungen)}$$

$$\text{Verhältnis Veränderliche(Q)/Gesamtlasten(G+Q)} [-] = 0.00$$



GeoTerton / Dipl. Geol. H. Terton

Ingenieurbüro für Angewandte Geologie

72116 Mössingen, Tel. 07473/240909-0 Fax 240909-9

Projekt: BV Neubau Zollernklinikum, Balingen

Anl. 9.2.1: Parkhaus, Streifenfundament, hangseitig, Kies

Berechnungsgrundlagen:

Anl. 9.2.1: PH / Sf hs / G

Grundbruchformel nach DIN 4017:2006

Teilsicherheitskonzept (EC 7)

Streifenfundament (a = 38.60 m)

$\gamma_{R,v} = 1.40$

$\gamma_G = 1.35$

$\gamma_Q = 1.50$

Anteil Veränderliche Lasten = 0.000

$$\gamma_{(G,Q)} = 0.000 \cdot \gamma_Q + (1 - 0.000) \cdot \gamma_G$$

$\gamma_{(G,Q)} = 1.350$

Oberkante Gelände = 587.80 m

Gründungssohle = 586.80 m

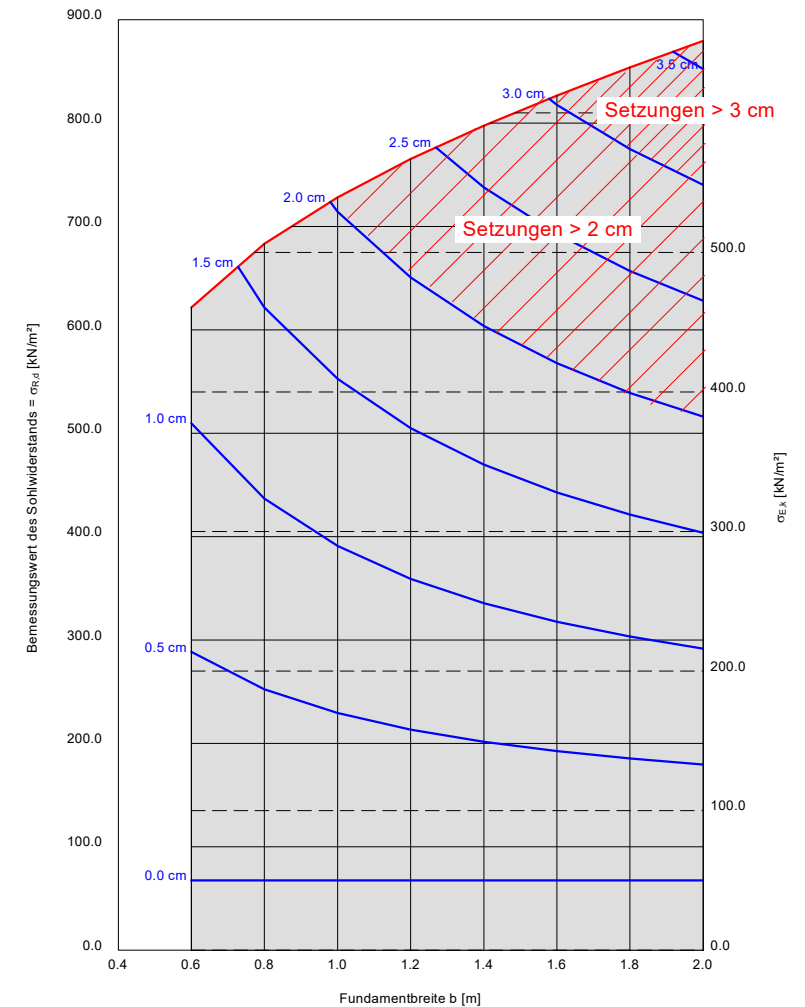
Grundwasser = 587.30 m

Vorbelastung = 50.0 kN/m²

Grenztiefe mit festem Wert von 5.00 m u. GS

— Sohldruck

— Setzungen



Berechnungsgrundlagen:

Anl. 9.2.2: PH / Sf ts / G

Grundbruchformel nach DIN 4017:2006

Teilsicherheitskonzept (EC 7)

Streifenfundament (a = 38.60 m)

$\gamma_{R,v} = 1.40$

$\gamma_G = 1.35$

$\gamma_Q = 1.50$

Anteil Veränderliche Lasten = 0.000

$\gamma_{(G,Q)} = 0.000 \cdot \gamma_Q + (1 - 0.000) \cdot \gamma_G$

$\gamma_{(G,Q)} = 1.350$

Oberkante Gelände = 587.80 m

Gründungssohle = 586.80 m

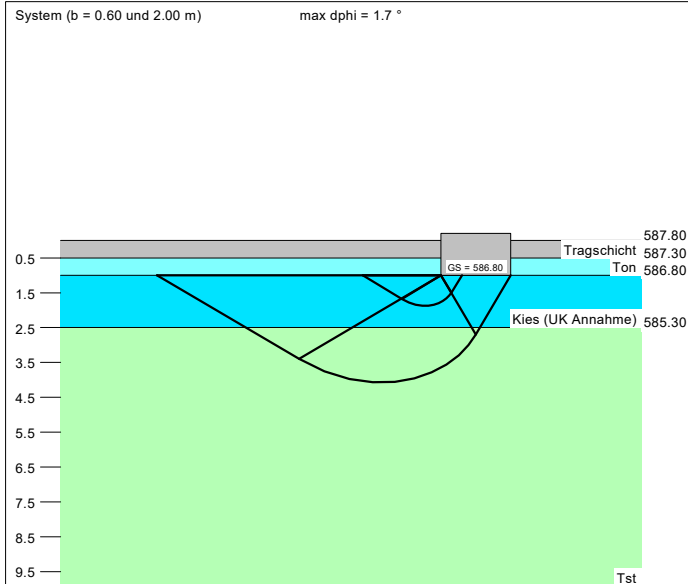
Grundwasser = 587.30 m

Grenztiefe mit festem Wert von 5.00 m u. GS

— Sohldruck

— Setzungen

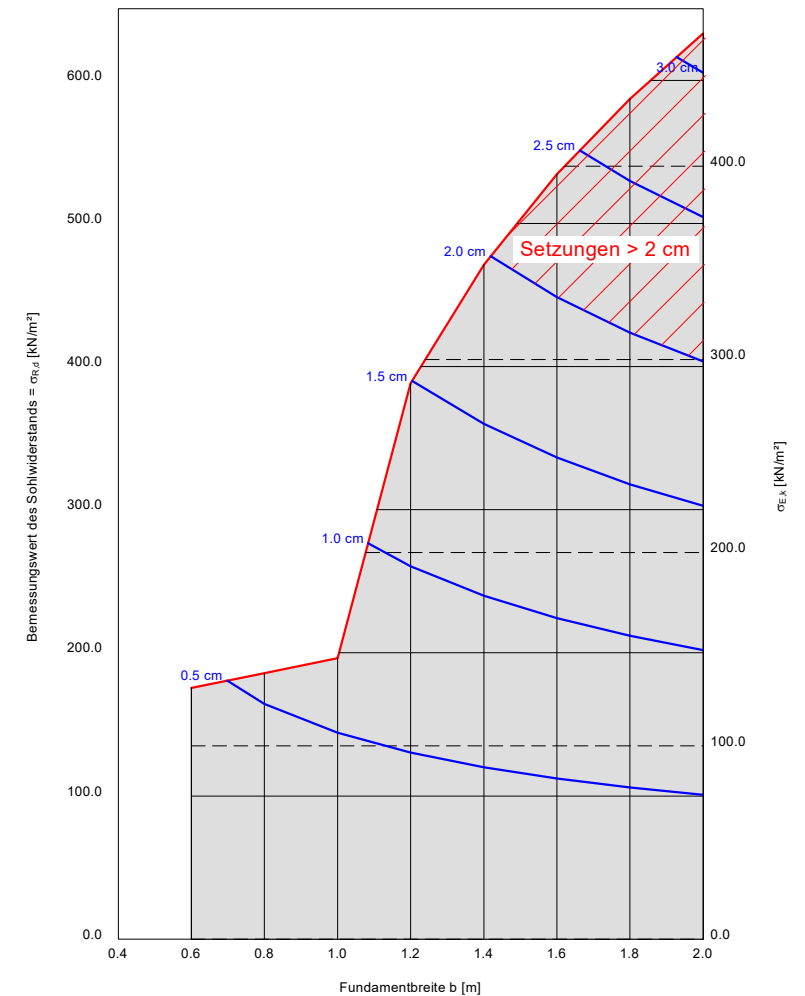
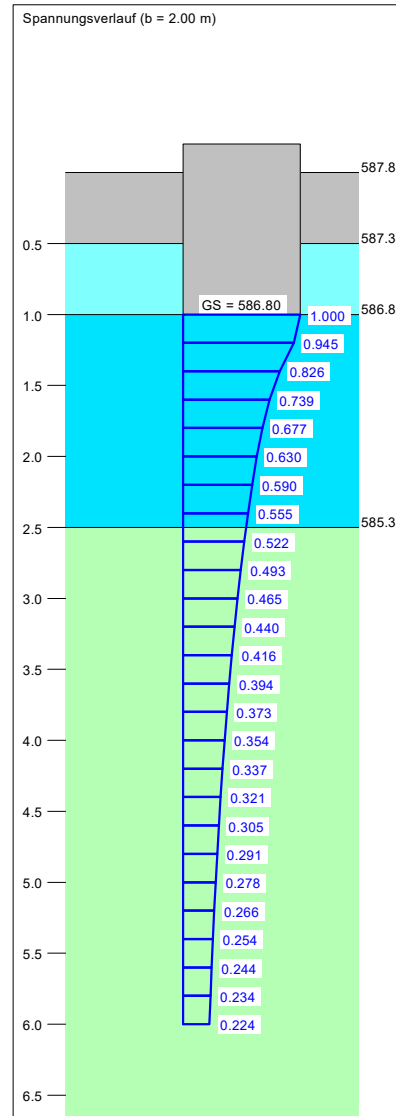
Boden	γ/γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	v [-]	E _s [MN/m ²]	Bezeichnung
	20.0/12.0	35.0	0.0	0.00	100.0	Tragschicht
	19.0/9.0	15.0	10.0	0.00	6.0	Ton
	20.5/10.5	27.5	0.0	0.00	30.0	Kies (UK Annahme)
	23.0/13.0	30.0	25.0	0.00	40.0	Tst



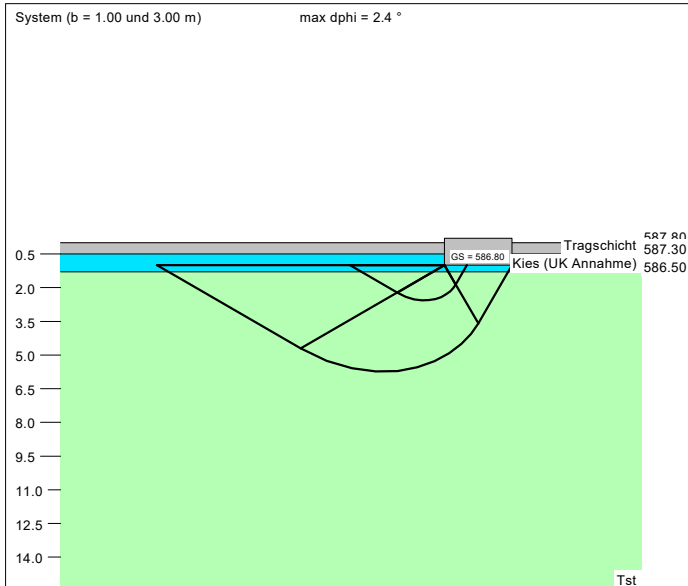
a [m]	b [m]	$\sigma_{R,d}$ [kN/m ²]	$R_{n,d}$ [kN/m]	$\sigma_{E,k}$ [kN/m ²]	s [cm]	cal φ [°]	cal c [kN/m ²]	γ_2 [kN/m ³]	σ_0 [kN/m ²]	t _g [m]	UK LS [m]	k _s [MN/m ²]
38.60	0.60	175.5	105.3	130.0	0.45	27.5	0.00	10.50	14.50	6.00	1.87	29.1
38.60	0.80	185.9	148.7	137.7	0.57	27.5	0.00	10.50	14.50	6.00	2.16	24.3
38.60	1.00	196.2	196.2	145.3	0.68	27.5	0.00	10.50	14.50	6.00	2.45	21.3
38.60	1.20	388.3	465.9	287.6	1.49	28.3	8.23	10.67	14.50	6.00	2.80	19.3
38.60	1.40	471.1	659.6	349.0	1.96	28.6	11.08	10.89	14.50	6.00	3.11	17.8
38.60	1.60	534.3	854.9	395.8	2.38	28.8	12.99	11.09	14.50	6.00	3.43	16.6
38.60	1.80	586.9	1056.5	434.8	2.77	29.0	14.40	11.25	14.50	6.00	3.75	15.7
38.60	2.00	632.7	1265.4	468.7	3.14	29.1	15.50	11.40	14.50	6.00	4.07	14.9

$\sigma_{E,k} = \sigma_{R,k} / (\gamma_{R,k} \cdot \gamma_{(G,Q)}) = \sigma_{R,k} / (1.40 \cdot 1.35) = \sigma_{R,k} / 1.89$ (für Setzungen)

Verhältnis Veränderliche(Q)/Gesamtlasten(G+Q) [-] = 0.00

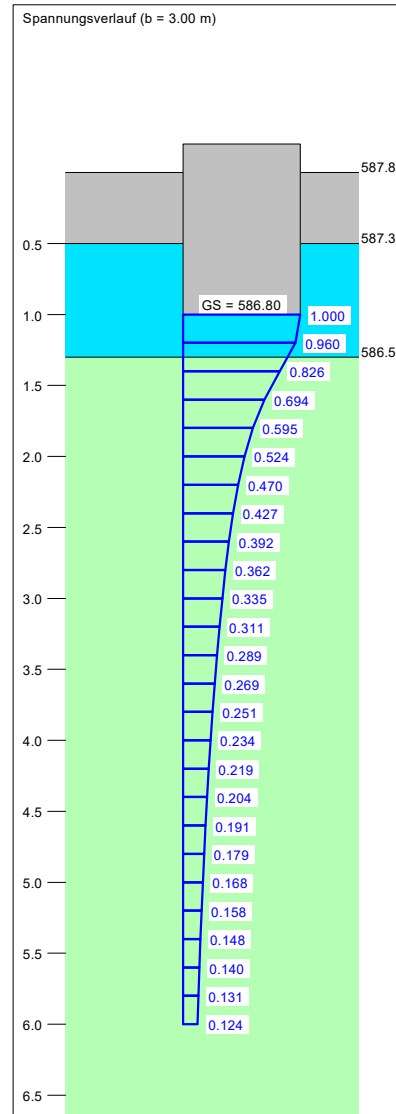


Boden	γ/γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	v [-]	E _s [MN/m ²]	Bezeichnung
	20.0/12.0	35.0	0.0	0.00	100.0	Tragschicht
	20.5/10.5	27.5	0.0	0.00	30.0	Kies (UK Annahme)
	23.0/13.0	30.0	25.0	0.00	40.0	Tst



a [m]	b [m]	$\sigma_{R,d}$ [kN/m ²]	$R_{n,d}$ [kN]	$\sigma_{E,k}$ [kN/m ²]	s [cm]	cal φ [°]	cal c [kN/m ²]	γ_2 [kN/m ³]	σ_0 [kN/m ²]	t _g [m]	UK LS [m]	k _s [MN/m ²]
1.00	1.00	1023.8	1023.8	758.4	1.49 *	29.6	21.27	12.29	15.25	6.00	2.56	50.7
1.40	1.40	1094.4	2145.1	810.7	2.10 *	29.7	22.35	12.49	15.25	6.00	3.20	38.5
1.80	1.80	1145.4	3711.3	848.5	2.68 *	29.8	22.94	12.60	15.25	6.00	3.83	31.7
2.20	2.20	1187.5	5747.4	879.6	3.21 *	29.8	23.32	12.67	15.25	6.00	4.47	27.4
2.60	2.60	1224.6	8278.5	907.1	3.72 *	29.9	23.58	12.72	15.25	6.00	5.10	24.4
3.00	3.00	1258.9	11329.7	932.5	4.20 *	29.9	23.77	12.76	15.25	6.00	5.73	22.2

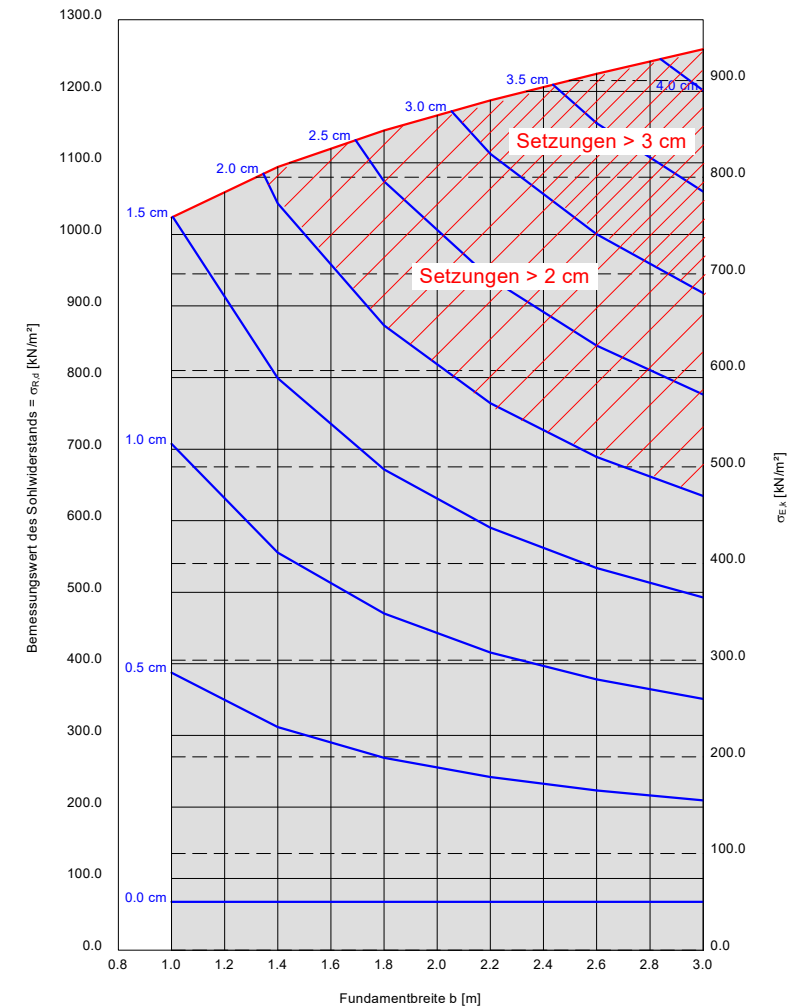
* Vorbelastung = 50.0 kN/m²
 $\sigma_{E,k} = \sigma_{R,k} / (\gamma_{R,v} \cdot \gamma_{(G,Q)}) = \sigma_{R,k} / (1.40 \cdot 1.35) = \sigma_{R,k} / 1.89$ (für Setzungen)
 Verhältnis Veränderliche(Q)/Gesamtlasten(G+Q) [-] = 0.00



Berechnungsgrundlagen:

Anl. 9.2.3: PH / Ef hs / G
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 Einzelfundament (a/b = 1.00)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 Anteil Veränderliche Lasten = 0.000
 $\gamma_{(G,Q)} = 0.000 \cdot \gamma_Q + (1 - 0.000) \cdot \gamma_G$

$\gamma_{(G,Q)} = 1.350$
 Oberkante Gelände = 587.80 m
 Gründungssohle = 586.80 m
 Grundwasser = 587.30 m
 Vorbelastung = 50.0 kN/m²
 Grenztiefe mit festem Wert von 5.00 m u. GS
 — Sohlruck
 — Setzungen



GeoTerton / Dipl. Geol. H. Terton

Ingenieurbüro für Angewandte Geologie

72116 Mössingen, Tel. 07473/240909-0 Fax 240909-9

Projekt: BV Neubau Zollernklinikum, Balingen

Anl. 9.2.4: Parkhaus, Einzelfundament, taleitig, Kies

Berechnungsgrundlagen:

Anl. 9.2.4: PH / EF ts / G
Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
Teilsicherheitskonzept (EC 7)
Einzelfundament (a/b = 1.00)

$\gamma_{R,v} = 1.40$

$\gamma_G = 1.35$

$\gamma_Q = 1.50$

Anteil Veränderliche Lasten = 0.000

$\gamma_{(G,Q)} = 0.000 \cdot \gamma_Q + (1 - 0.000) \cdot \gamma_G$

$\gamma_{(G,Q)} = 1.350$

Oberkante Gelände = 587.80 m

Gründungssohle = 586.80 m

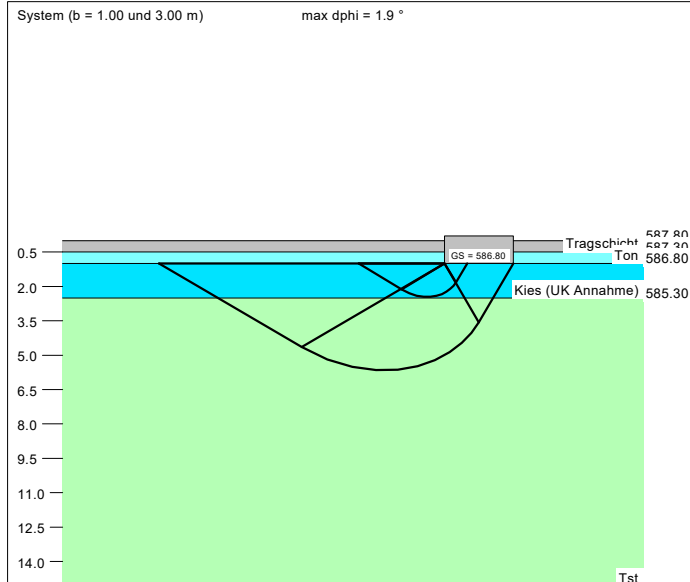
Grundwasser = 587.30 m

Grenztiefe mit festem Wert von 5.00 m u. GS

— Sohldruck

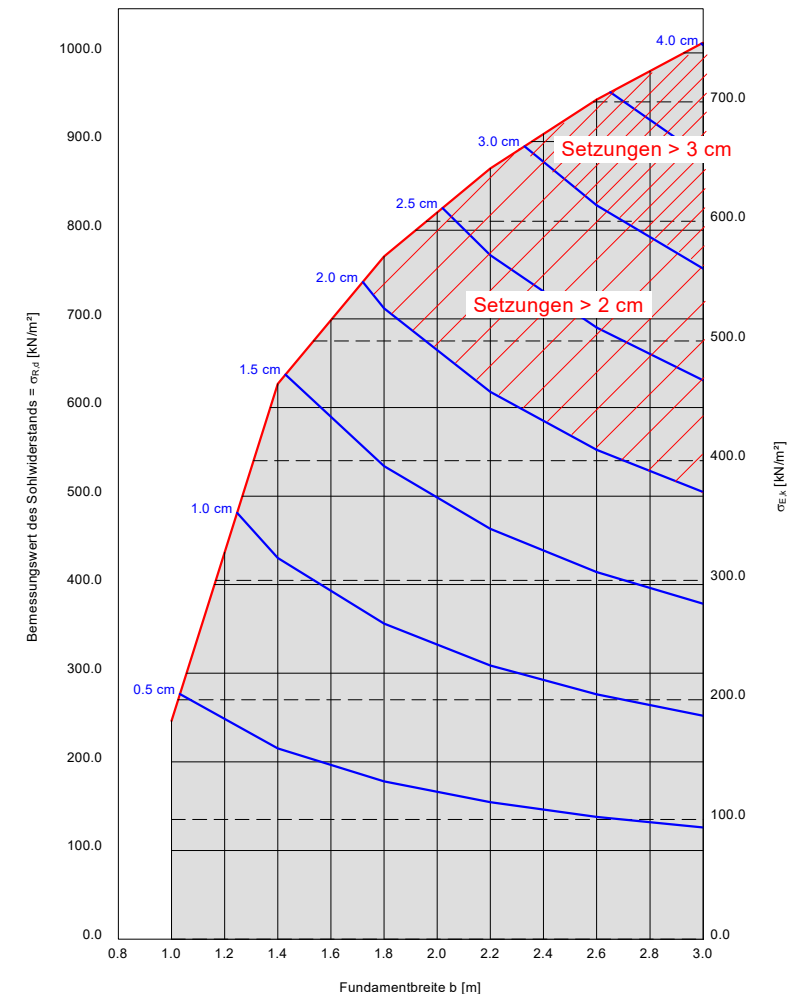
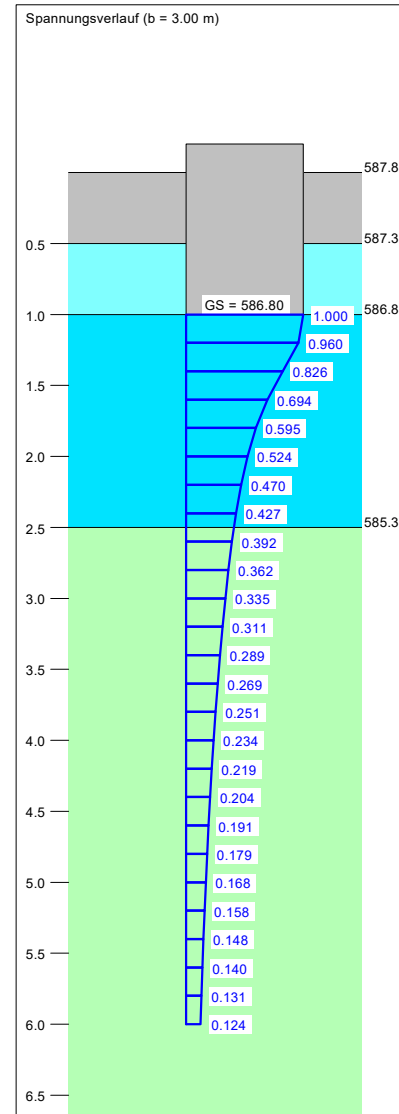
— Setzungen

Boden	γ/γ' [kN/m³]	φ [°]	c [kN/m²]	v [-]	E_s [MN/m²]	Bezeichnung
	20.0/12.0	35.0	0.0	0.00	100.0	Tragschicht
	19.0/9.0	15.0	10.0	0.00	6.0	Ton
	20.5/10.5	27.5	0.0	0.00	30.0	Kies (UK Annahme)
	23.0/13.0	30.0	25.0	0.00	40.0	Tst

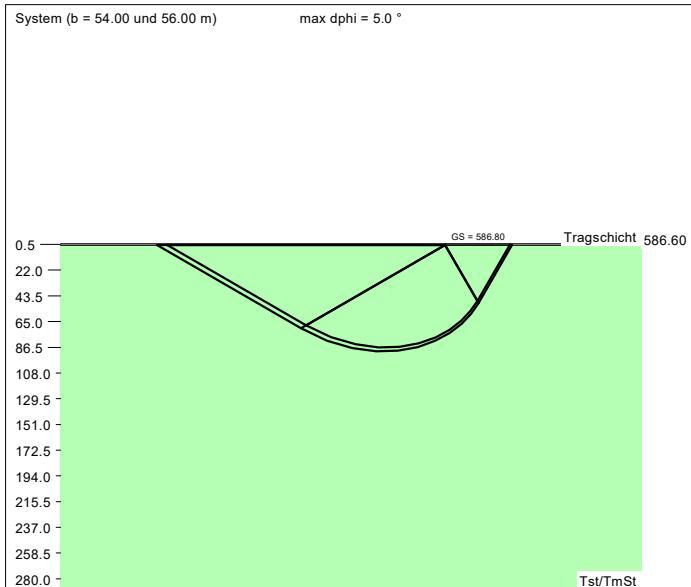


a [m]	b [m]	$\sigma_{R,d}$ [kN/m²]	$R_{n,d}$ [kN]	$\sigma_{E,k}$ [kN/m²]	s [cm]	cal φ [°]	cal c [kN/m²]	γ_2 [kN/m³]	σ_0 [kN/m²]	t_g [m]	UK LS [m]	k_s [MN/m³]
1.00	1.00	246.3	246.3	182.5	0.44	27.5	0.00	10.50	14.50	6.00	2.45	41.8
1.40	1.40	626.8	1228.5	464.3	1.46	28.6	11.08	10.89	14.50	6.00	3.11	31.9
1.80	1.80	770.4	2496.0	570.6	2.16	29.0	14.40	11.25	14.50	6.00	3.75	26.4
2.20	2.20	869.8	4210.0	644.3	2.82	29.2	16.39	11.52	14.50	6.00	4.38	22.9
2.60	2.60	947.4	6404.6	701.8	3.43	29.3	17.75	11.72	14.50	6.00	5.02	20.5
3.00	3.00	1011.7	9104.9	749.4	4.01	29.4	18.74	11.87	14.50	6.00	5.65	18.7

$\sigma_{E,k} = \sigma_{R,k} / (\gamma_{R,k} \cdot \gamma_{(G,Q)}) = \sigma_{R,k} / (1.40 \cdot 1.35) = \sigma_{R,k} / 1.89$ (für Setzungen)
Verhältnis Veränderliche(Q)/Gesamtlasten(G+Q) [-] = 0.00

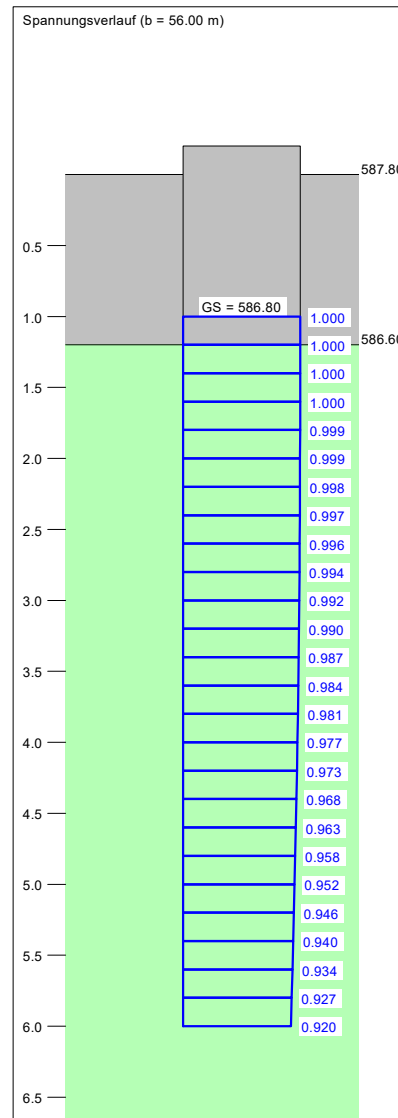


Boden	γ/γ' [kN/m³]	φ [°]	c [kN/m²]	v [-]	E_s [MN/m²]	Bezeichnung
	20.0/12.0	35.0	0.0	0.00	100.0	Tragschicht
	23.0/13.0	30.0	25.0	0.00	40.0	Tst/TmSt



a [m]	b [m]	zul σ [kN/m²]	zul R [kN]	s [cm]	cal φ [°]	cal c [kN/m²]	γ_2 [kN/m³]	σ_0 [kN/m²]	t_g [m]	UK LS [m]	k_s [MN/m²]
54.00	54.00	135.0	393660.0	0.89 *	30.0	24.95	13.00	12.00	6.00	86.61	15.1
55.00	55.00	135.0	408375.0	0.89 *	30.0	24.96	13.00	12.00	6.00	88.20	15.1
56.00	56.00	135.0	423360.0	0.89 *	30.0	24.96	13.00	12.00	6.00	89.78	15.1

* Vorbelastung = 60.0 kN/m²
 $zul \sigma = \sigma_{R,k} / (\gamma_{R,v} \cdot \gamma_{(G,Q)}) = \sigma_{R,k} / (1.40 \cdot 1.35) = \sigma_{R,k} / 1.89$
 Verhältnis Veränderliche(Q)/Gesamtlasten(G+Q) [-] = 0.00



GeoTerton / Dipl. Geol. H. Terton

Ingenieurbüro für Angewandte Geologie

72116 Mössingen, Tel. 07473/240909-0 Fax 240909-9

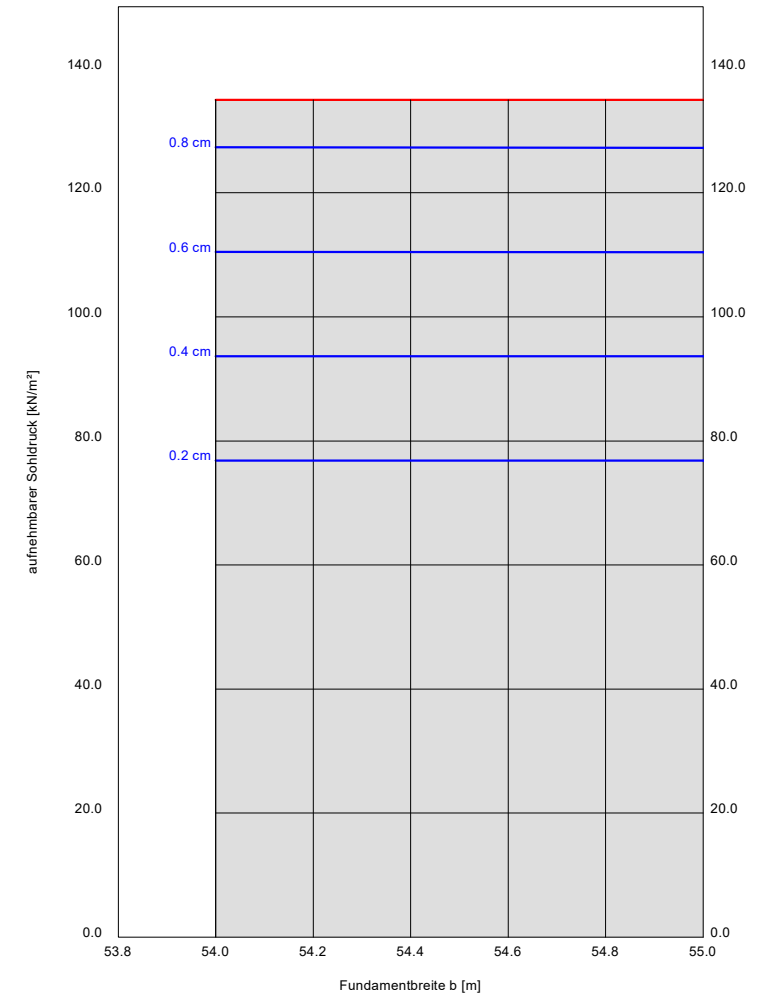
Projekt: BV Neubau Zollernalbklinikum, Balingen

Anl. 9.3.1: Klinikum, Platte, Südwest, Flächenpressung 135kN/m²

Berechnungsgrundlagen:

Anl. 9.3.1: PG / SW / Tst / 135 kN/m²
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 Einzelfundament (a/b = 1.00)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 Anteil Veränderliche Lasten = 0.000
 $\gamma_{(G,Q)} = 0.000 \cdot \gamma_Q + (1 - 0.000) \cdot \gamma_G$

$\gamma_{(G,Q)} = 1.350$
 zul sigma auf 135.00 kN/m² begrenzt
 Oberkante Gelände = 587.80 m
 Gründungssohle = 586.80 m
 Grundwasser = 587.80 m
 Vorbelastung = 60.0 kN/m²
 Grenztiefe mit festem Wert von 5.00 m u. GS
 — aufnehmbarer Sohldruck
 — Setzungen

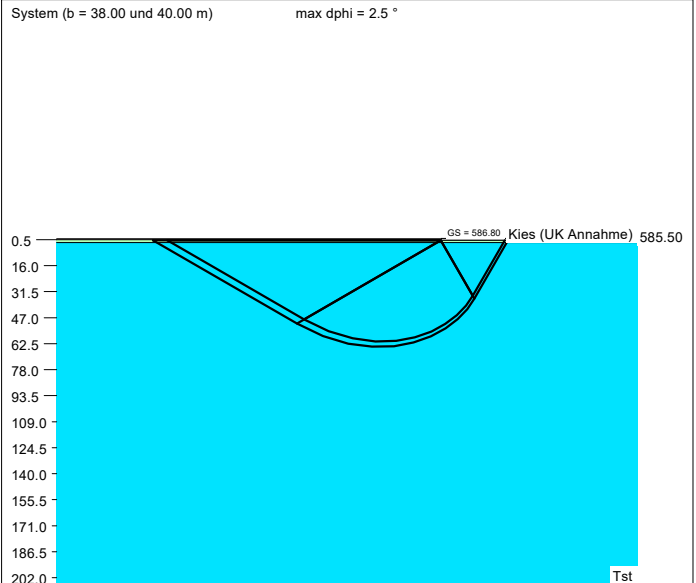


Berechnungsgrundlagen:

Anl. 9.3.2: PG / nW / G-Tst / 100 kN/m²
Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
Teilsicherheitskonzept (EC 7)
Streifenfundament (a = 54.00 m)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
Anteil Veränderliche Lasten = 0.000
 $\gamma_{(G,Q)} = 0.000 \cdot \gamma_Q + (1 - 0.000) \cdot \gamma_G$

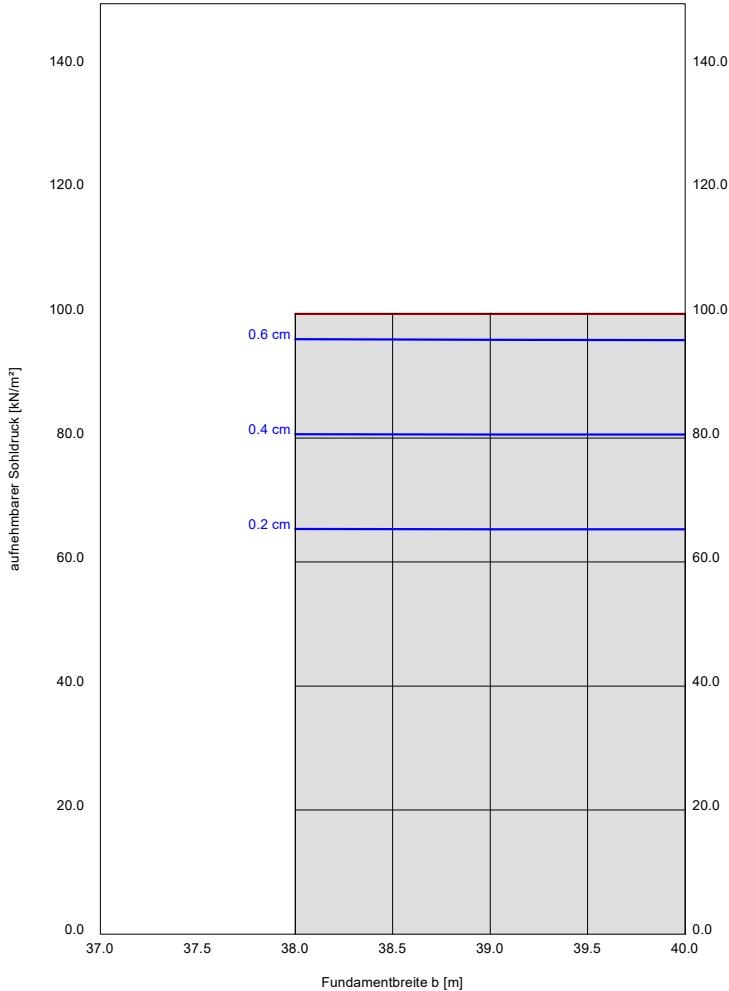
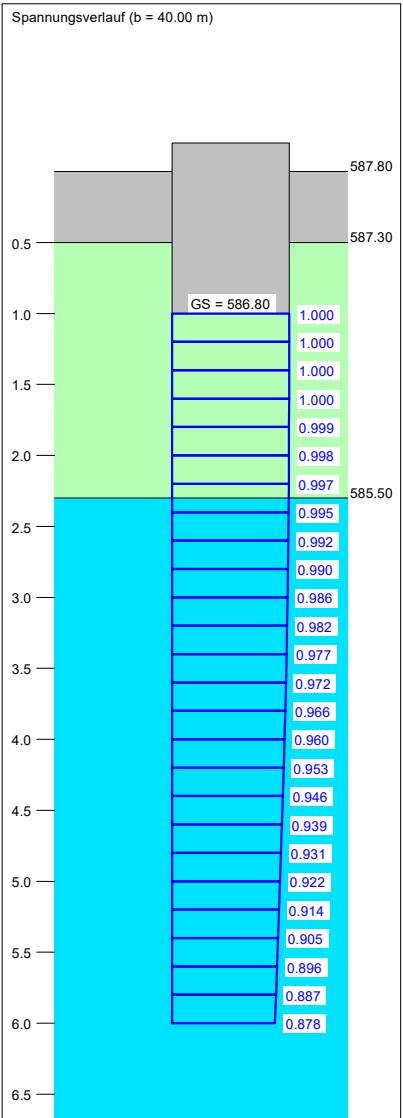
$\gamma_{(G,Q)} = 1.350$
zul sigma auf 100.00 kN/m² begrenzt
Oberkante Gelände = 587.80 m
Gründungssohle = 586.80 m
Grundwasser = 587.80 m
Vorbelastung = 50.0 kN/m²
Grenztiefe mit festem Wert von 5.00 m u. GS
— aufnehmbarer Sohldruck
— Setzungen

Boden	γ/γ' [kN/m³]	φ [°]	c [kN/m²]	v [-]	E_s [MN/m²]	Bezeichnung
	20.0/12.0	35.0	0.0	0.00	100.0	Tragschicht
	20.5/10.5	27.5	0.0	0.00	30.0	Kies (UK Annahme)
	23.0/13.0	30.0	25.0	0.00	40.0	Tst



a [m]	b [m]	zul σ [kN/m²]	zul R [kN/m]	s [cm]	cal φ [°]	cal c [kN/m²]	γ_2 [kN/m³]	σ_0 [kN/m²]	t_g [m]	UK LS [m]	k_s [MN/m³]
54.00	38.00	100.0	3800.0	0.65 *	30.0	24.58	12.92	11.25	6.00	61.14	15.3
54.00	39.00	100.0	3900.0	0.65 *	30.0	24.59	12.92	11.25	6.00	62.72	15.3
54.00	40.00	100.0	4000.0	0.66 *	30.0	24.60	12.92	11.25	6.00	64.31	15.3

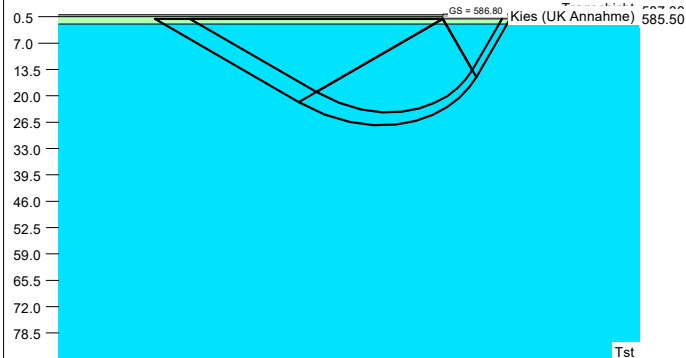
* Vorbelastung = 50.0 kN/m²
 $zul \sigma = \sigma_{R,k} / (\gamma_{R,v} \cdot \gamma_{(G,Q)}) = \sigma_{R,k} / (1.40 \cdot 1.35) = \sigma_{R,k} / 1.89$
Verhältnis Veränderliche(Q)/Gesamtlasten(G+Q) [-] = 0.00



Boden	γ/γ' [kN/m³]	φ [°]	c [kN/m²]	v [-]	E_s [MN/m²]	Bezeichnung
	20.0/12.0	35.0	0.0	0.00	100.0	Tragschicht
	20.5/10.5	27.5	0.0	0.00	30.0	Kies (UK Annahme)
	23.0/13.0	30.0	25.0	0.00	40.0	Tst

System (b = 14.60 und 16.60 m)

max dphi = 2.4 °



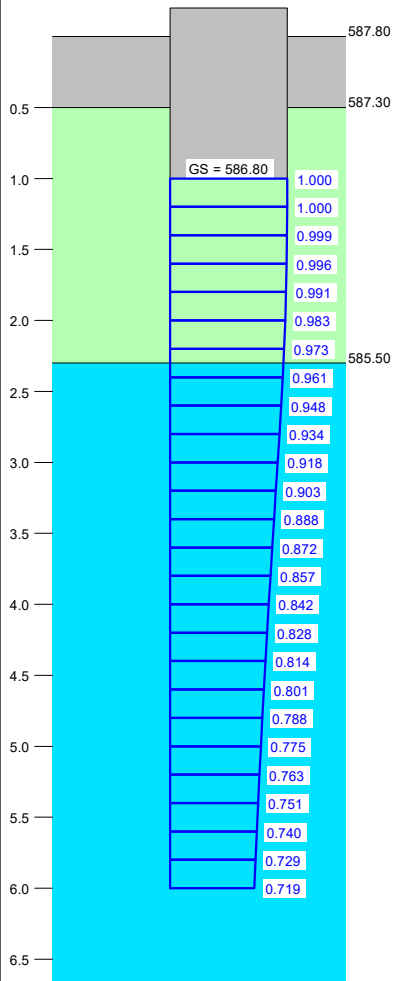
a [m]	b [m]	zul σ [kN/m²]	zul R [kN/m]	s [cm]	cal φ [°]	cal c [kN/m²]	γ_2 [kN/m³]	σ_0 [kN/m²]	t_g [m]	UK LS [m]	k_s [MN/m³]
62.70	14.60	185.0	2701.0	1.00 *	29.9	23.90	12.78	11.25	6.00	24.05	18.5
62.70	15.60	185.0	2886.0	1.01 *	29.9	23.98	12.80	11.25	6.00	25.63	18.3
62.70	16.60	185.0	3071.0	1.02 *	29.9	24.04	12.81	11.25	6.00	27.22	18.1

* Vorbelastung = 100.0 kN/m²

zul $\sigma = \sigma_{R,k} / (\gamma_{R,v} \cdot \gamma_{(G,Q)}) = \sigma_{R,k} / (1.40 \cdot 1.35) = \sigma_{R,k} / 1.89$

Verhältnis Veränderliche(Q)/Gesamtlasten(G+Q) [-] = 0.00

Spannungsverlauf (b = 16.60 m)



Berechnungsgrundlagen:

Anl. 9.3.3: PG / Zentr. / G-Tst / 185 kN/m²

Grundbruchformel nach DIN 4017:2006

Teilsicherheitskonzept (EC 7)

Streifenfundament (a = 62.70 m)

$\gamma_{R,v} = 1.40$

$\gamma_G = 1.35$

$\gamma_Q = 1.50$

Anteil Veränderliche Lasten = 0.000

$\gamma_{(G,Q)} = 0.000 \cdot \gamma_Q + (1 - 0.000) \cdot \gamma_G$

$\gamma_{(G,Q)} = 1.350$

zul sigma auf 185.00 kN/m² begrenzt

Oberkante Gelände = 587.80 m

Gründungssohle = 586.80 m

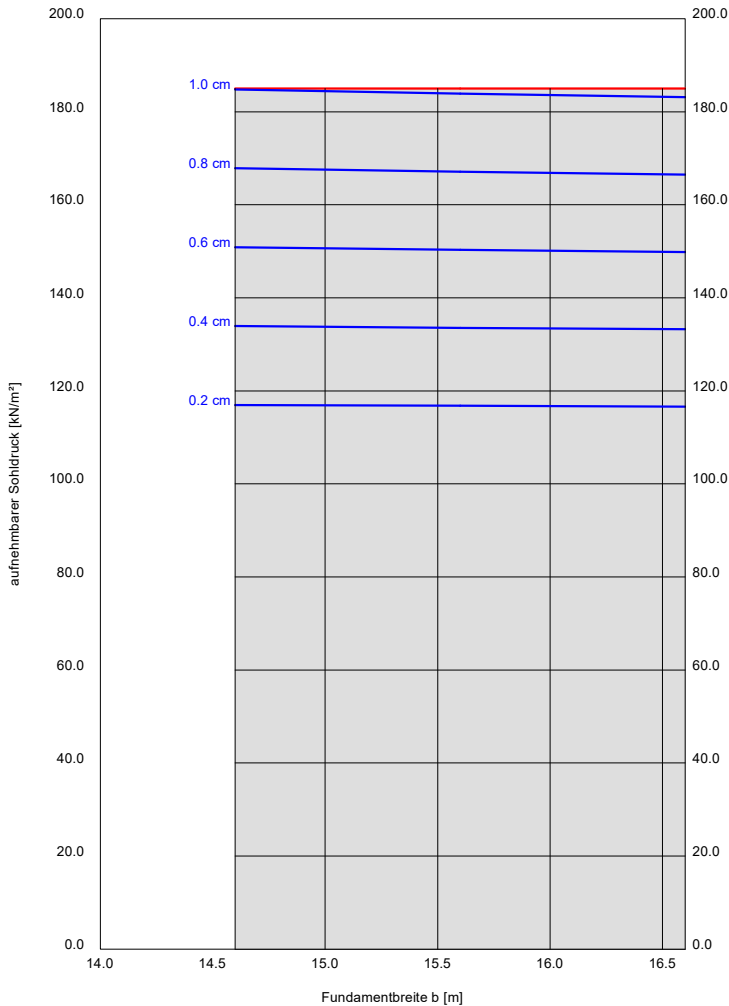
Grundwasser = 587.80 m

Vorbelastung = 100.0 kN/m²

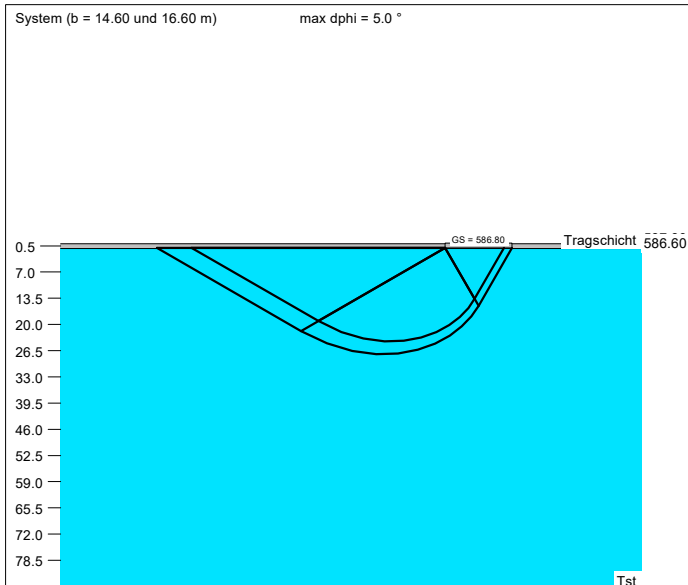
Grenztiefe mit festem Wert von 5.00 m u. GS

— aufnehmbarer Sohldruck

— Setzungen

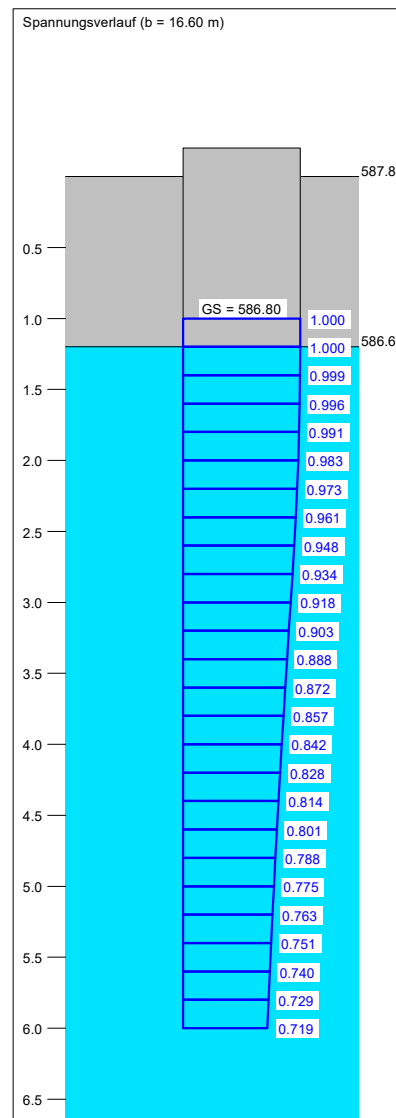


Boden	γ/γ' [kN/m³]	φ [°]	c [kN/m²]	v [-]	E_s [MN/m²]	Bezeichnung
	20.0/12.0	35.0	0.0	0.00	100.0	Tragschicht
	23.0/13.0	30.0	25.0	0.00	40.0	Tst



a [m]	b [m]	zul σ [kN/m²]	zul R [kN/m]	s [cm]	cal φ [°]	cal c [kN/m²]	γ_2 [kN/m³]	σ_0 [kN/m²]	t_g [m]	UK LS [m]	k_s [MN/m³]
62.70	14.60	145.0	2117.0	0.47 *	30.0	24.83	12.99	12.00	6.00	24.16	30.9
62.70	15.60	145.0	2262.0	0.47 *	30.0	24.84	12.99	12.00	6.00	25.75	30.6
62.70	16.60	145.0	2407.0	0.48 *	30.0	24.85	12.99	12.00	6.00	27.33	30.2

* Vorbelastung = 100.0 kN/m²
 $zul \sigma = \sigma_{R,k} / (\gamma_{R,v} \cdot \gamma_{(G,Q)}) = \sigma_{R,k} / (1.40 \cdot 1.35) = \sigma_{R,k} / 1.89$
 Verhältnis Veränderliche(Q)/Gesamtlasten(G+Q) [-] = 0.00



GeoTerton / Dipl. Geol. H. Terton

Ingenieurbüro für Angewandte Geologie

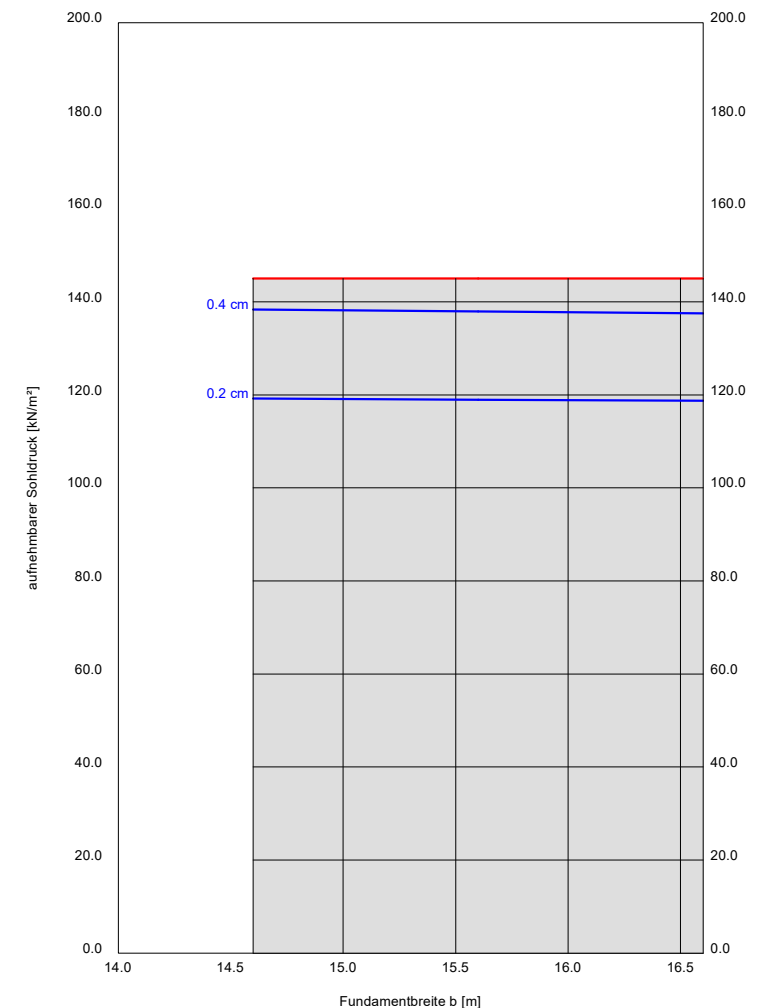
72116 Mössingen, Tel. 07473/240909-0 Fax 240909-9

Projekt: BV Neubau Zollernalbklinikum, Balingen

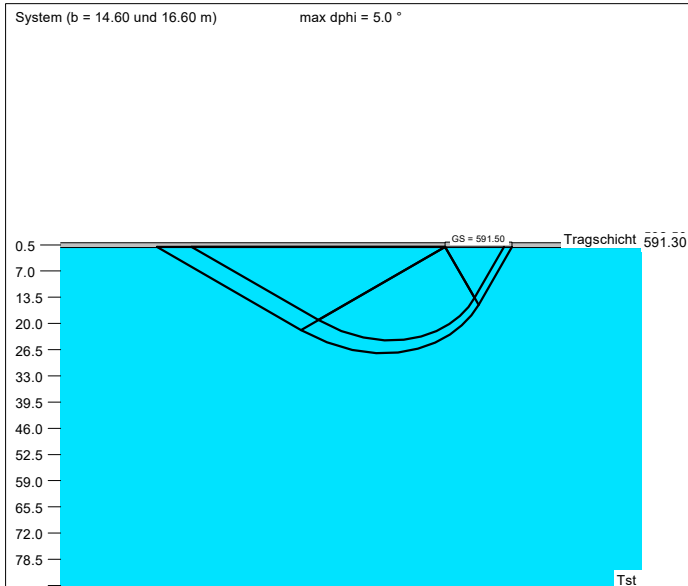
Anl. 9.3.4: Klinikum, Platte, Nordwesten zentral, Flächenpressung 145 kN/m²

Berechnungsgrundlagen:
 Anl. 9.3.4: PG / N Z / Tst / 145 kN/m²
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 Streifenfundament (a = 62.70 m)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 Anteil Veränderliche Lasten = 0.000
 $\gamma_{(G,Q)} = 0.000 \cdot \gamma_Q + (1 - 0.000) \cdot \gamma_G$

$\gamma_{(G,Q)} = 1.350$
 zul sigma auf 145.00 kN/m² begrenzt
 Oberkante Gelände = 587.80 m
 Gründungssohle = 586.80 m
 Grundwasser = 587.80 m
 Vorbelastung = 100.0 kN/m²
 Grenztiefe mit festem Wert von 5.00 m u. GS
 — aufnehmbarer Sohldruck
 — Setzungen

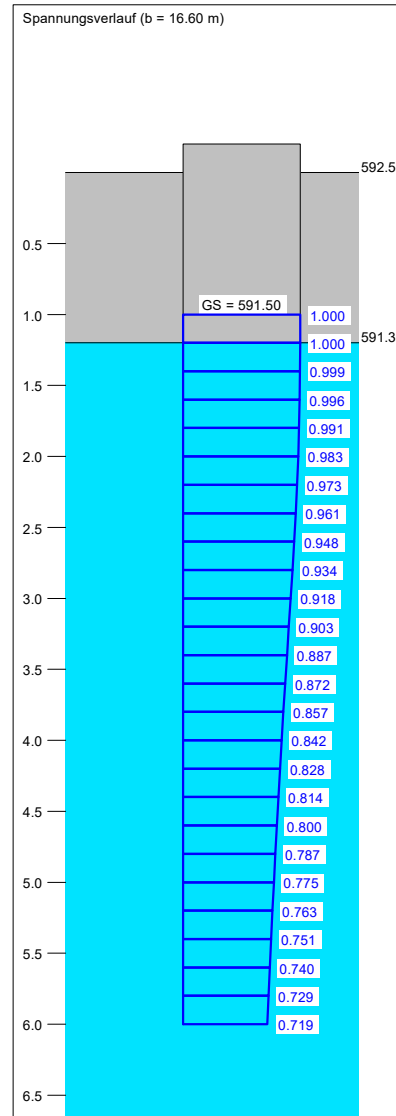


Boden	γ/γ' [kN/m³]	φ [°]	c [kN/m²]	v [-]	E_s [MN/m²]	Bezeichnung
	20.0/12.0	35.0	0.0	0.00	100.0	Tragschicht
	23.0/13.0	30.0	25.0	0.00	40.0	Tst



a [m]	b [m]	zul σ [kN/m²]	zul R [kN/m]	s [cm]	cal φ [°]	cal c [kN/m²]	γ_2 [kN/m³]	σ_0 [kN/m²]	t_g [m]	UK LS [m]	k_s [MN/m³]
62.40	14.60	135.0	1971.0	0.68 *	30.0	24.83	12.99	12.00	6.00	24.16	19.9
62.40	15.60	135.0	2106.0	0.69 *	30.0	24.84	12.99	12.00	6.00	25.75	19.7
62.40	16.60	135.0	2241.0	0.69 *	30.0	24.85	12.99	12.00	6.00	27.33	19.5

* Vorbelastung = 70.0 kN/m²
 $zul \sigma = \sigma_{R,k} / (\gamma_{R,v} \cdot \gamma_{(G,Q)}) = \sigma_{R,k} / (1.40 \cdot 1.35) = \sigma_{R,k} / 1.89$
 Verhältnis Veränderliche(Q)/Gesamtlasten(G+Q) [-] = 0.00



GeoTerton / Dipl. Geol. H. Terton

Ingenieurbüro für Angewandte Geologie

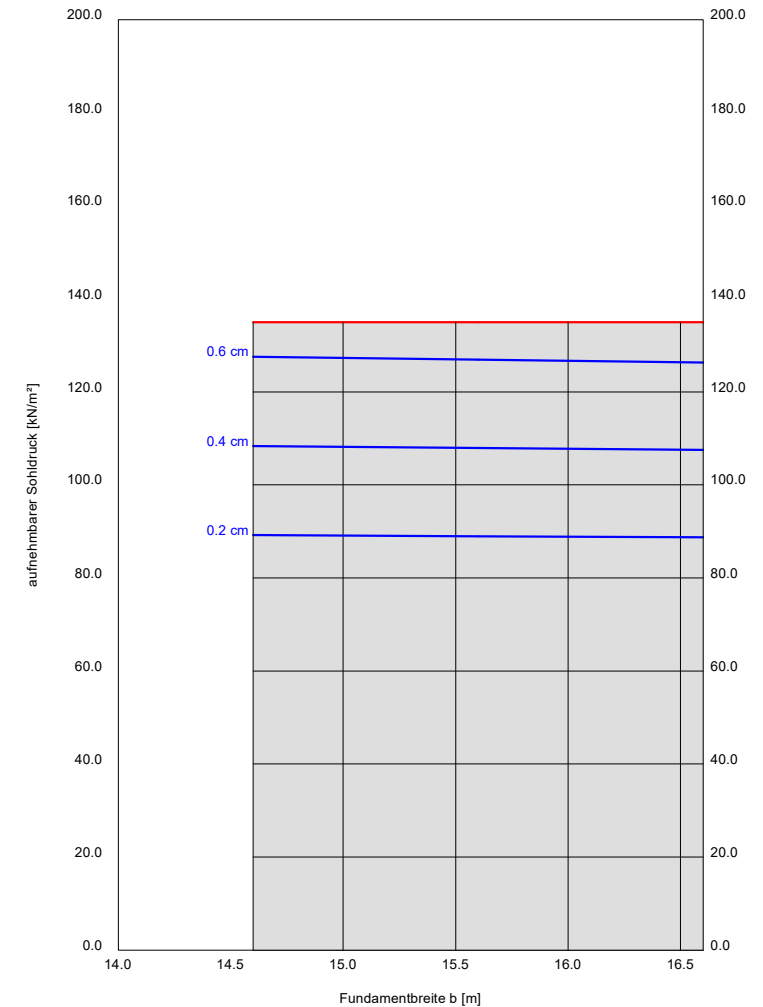
72116 Mössingen, Tel. 07473/240909-0 Fax 240909-9

Projekt: BV Neubau Zollernalbklinikum, Balingen

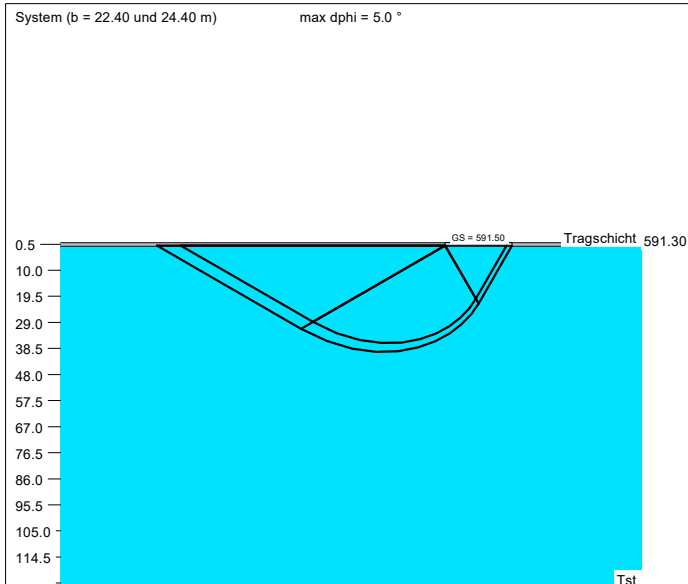
Anl. 9.3.5: Klinikum, Platte, Nordosten, Flächenpressung 135kN/m²

Berechnungsgrundlagen:
 Anl. 9.3.5: PG / NE / Tst / 135 kN/m²
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 Streifenfundament (a = 62.40 m)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 Anteil Veränderliche Lasten = 0.000
 $\gamma_{(G,Q)} = 0.000 \cdot \gamma_Q + (1 - 0.000) \cdot \gamma_G$

$\gamma_{(G,Q)} = 1.350$
 zul sigma auf 135.00 kN/m² begrenzt
 Oberkante Gelände = 592.50 m
 Gründungssohle = 591.50 m
 Grundwasser = 592.50 m
 Vorbelastung = 70.0 kN/m²
 Grenztiefe mit festem Wert von 5.00 m u. GS
 — aufnehmbarer Sohldruck
 — Setzungen

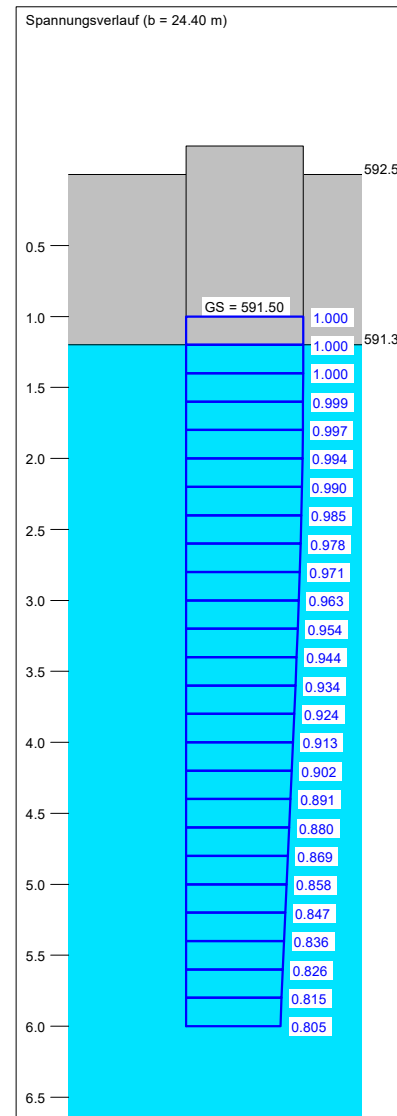


Boden	γ/γ' [kN/m³]	φ [°]	c [kN/m²]	v [-]	E_s [MN/m²]	Bezeichnung
	20.0/12.0	35.0	0.0	0.00	100.0	Tragschicht
	23.0/13.0	30.0	25.0	0.00	40.0	Tst



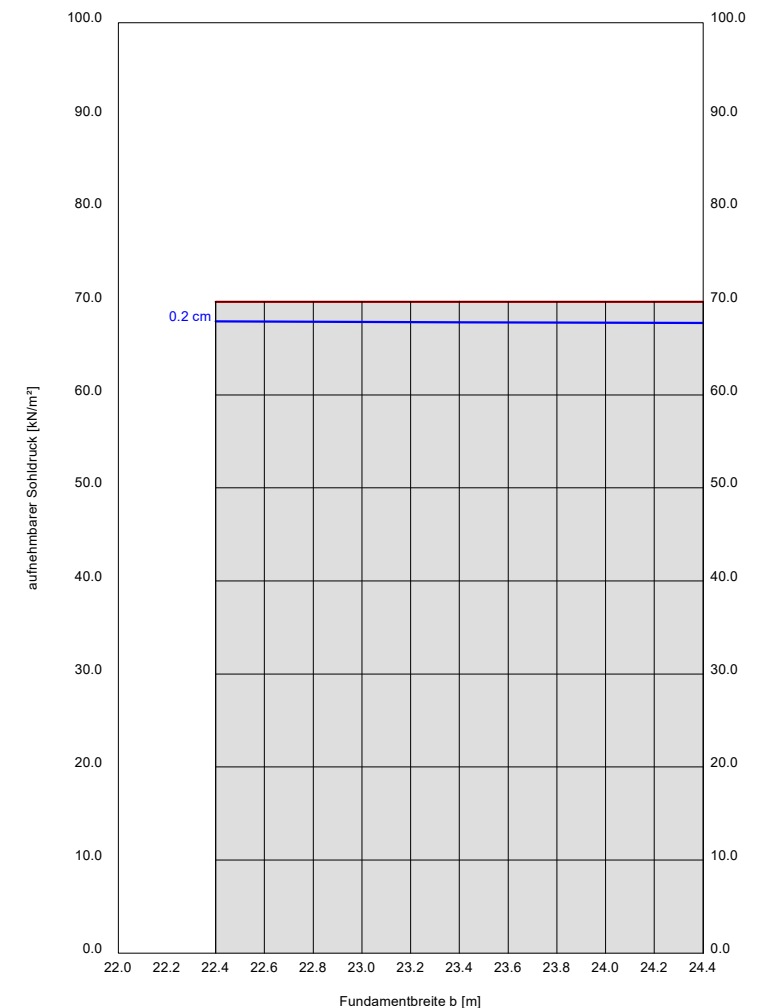
a [m]	b [m]	zul σ [kN/m²]	zul R [kN/m]	s [cm]	cal φ [°]	cal c [kN/m²]	γ_2 [kN/m³]	σ_0 [kN/m²]	t_g [m]	UK LS [m]	k_s [MN/m³]
70.20	22.40	70.0	1568.0	0.22 *	30.0	24.89	12.99	12.00	6.00	36.53	31.3
70.20	23.40	70.0	1638.0	0.22 *	30.0	24.90	12.99	12.00	6.00	38.11	31.2
70.20	24.40	70.0	1708.0	0.23 *	30.0	24.90	12.99	12.00	6.00	39.70	31.0

* Vorbelastung = 50.0 kN/m²
 $zul \sigma = \sigma_{R,k} / (\gamma_{R,v} \cdot \gamma_{(G,Q)}) = \sigma_{R,k} / (1.40 \cdot 1.35) = \sigma_{R,k} / 1.89$
 Verhältnis Veränderliche(Q)/Gesamtlasten(G+Q) [-] = 0.00

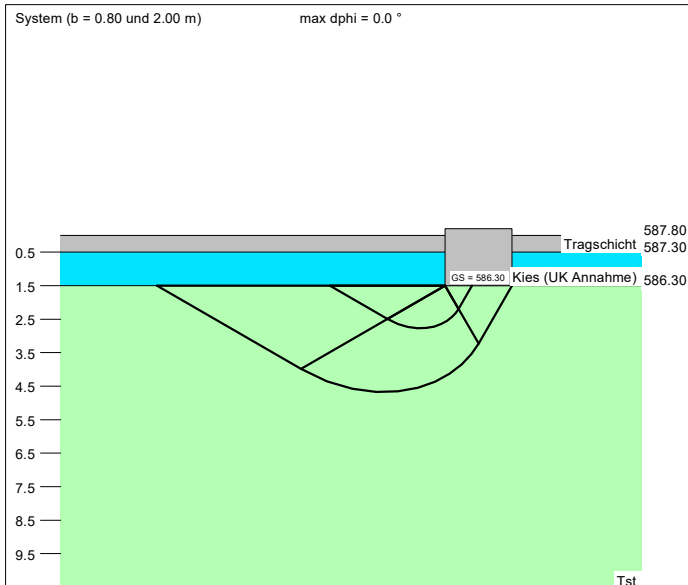


Berechnungsgrundlagen:
 Anl. 9.3.6: PG / SE / Tst / 70 kN/m²
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 Streifenfundament (a = 70.20 m)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 Anteil Veränderliche Lasten = 0.000
 $\gamma_{(G,Q)} = 0.000 \cdot \gamma_Q + (1 - 0.000) \cdot \gamma_G$

$\gamma_{(G,Q)} = 1.350$
 zul sigma auf 70.00 kN/m² begrenzt
 Oberkante Gelände = 592.50 m
 Gründungssohle = 591.50 m
 Grundwasser = 592.50 m
 Vorbelastung = 50.0 kN/m²
 Grenztiefe mit festem Wert von 5.00 m u. GS
 — aufnehmbarer Sohldruck
 — Setzungen



Boden	γ/γ' [kN/m³]	φ [°]	c [kN/m²]	v [-]	E_s [MN/m²]	Bezeichnung
	20.0/12.0	35.0	0.0	0.00	100.0	Tragschicht
	20.5/10.5	27.5	0.0	0.00	30.0	Kies (UK Annahme)
	23.0/13.0	30.0	25.0	0.00	40.0	Tst

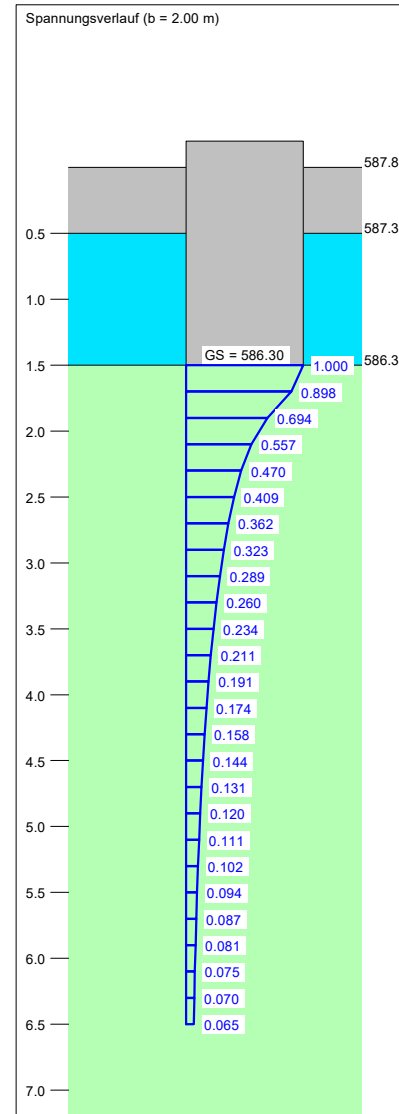


a [m]	b [m]	$\sigma_{R,d}$ [kN/m²]	$R_{n,d}$ [kN]	$\sigma_{E,k}$ [kN/m²]	s [cm]	cal φ [°]	cal c [kN/m²]	γ_2 [kN/m³]	σ_0 [kN/m²]	t_g [m]	UK LS [m]	k_s [MN/m³]
0.80	0.80	1279.2	818.7	947.5	1.38 *	30.0	25.00	13.00	20.50	6.50	2.77	68.6
1.20	1.20	1305.3	1879.6	966.9	2.02 *	30.0	25.00	13.00	20.50	6.50	3.40	47.9
1.60	1.60	1331.4	3408.5	986.2	2.62 *	30.0	25.00	13.00	20.50	6.50	4.04	37.6
2.00	2.00	1357.5	5430.2	1005.6	3.19 *	30.0	25.00	13.00	20.50	6.50	4.67	31.5

* Vorbelastung = 65.0 kN/m²

$\sigma_{E,k} = \sigma_{R,k} / (\gamma_{R,v} \cdot \gamma_{(G,Q)}) = \sigma_{R,k} / (1.40 \cdot 1.35) = \sigma_{R,k} / 1.89$ (für Setzungen)

Verhältnis Veränderliche(Q)/Gesamtlasten(G+Q) [-] = 0.00



Berechnungsgrundlagen:

Anl. 9.4.1: Kli / BG / Tst
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 Einzelfundament (a/b = 1.00)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 Anteil Veränderliche Lasten = 0.000
 $\gamma_{(G,Q)} = 0.000 \cdot \gamma_Q + (1 - 0.000) \cdot \gamma_G$

$\gamma_{(G,Q)} = 1.350$

Oberkante Gelände = 587.80 m

Gründungssohle = 586.30 m

Grundwasser = 587.30 m

Vorbelastung = 65.0 kN/m²

Grenztiefe mit festem Wert von 5.00 m u. GS

— Sohldruck

— Setzungen

