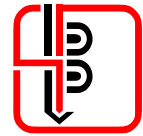


IBES Baugrundinstitut GmbH

Ingenieurgesellschaft für Geotechnik und Bauwesen



Fritz-Voigt-Straße 4
67433 Neustadt/Weinstr.
Telefon: 06321 4996-00
Telefax: 06321 4996-29
ibes-gmbh@ibes-gmbh.de
www.ibes-gmbh.de

Baugrund- und Gründungsgutachten

- Geotechnik
- Umwelttechnik
- Hydrogeologie
- FEM-Berechnungen
- Beweissicherungen
- Geotechnische Bauüberwachung
- Erdbaulabor
- Erschütterungsmessungen
- Infrastrukturgeotechnik

Privatrechtlich anerkannte Prüfstelle
nach RAP Stra 04, Fachgebiet A3, I3

Projekt: Heidelberg Bahnstadt Bahnbrücken
Standort 2 – Brücke an der Gneisenaustraße

Auftraggeber: DSK Deutsche Stadt- und
Grundstücksentwicklungsgesellschaft
Mönchgasse 5
69117 Heidelberg

Auftrag vom: 17.05.2013, Projekt-Nummer: 8202

IBES-Projekt-Nr.: 13.273.2

**Ort und Datum
des Gutachtens:** Neustadt/Weinstr., 30.09.2013 sce/jr-ott

Dieses Gutachten umfasst 54 Seiten einschließlich Anlagen.

Hauptsitz: Neustadt/W.
Zweigniederlassung
Schweiz: Basel

Vertretungen:
Duisburg, München,
Stuttgart, Würzburg

Geschäftsführer:
Dipl.-Ing. (FH) Bernhard Rauch
Dipl.-Ing. (FH) Johannes Rauch

Prokuristen:
Dr. rer. nat. Holger Knoke
Dipl.-Ing. Univ. Max Scheuerer

Registergericht:
Ludwigshafen Nr. HRB 41377
Steuernummer: 31/652/0418/2



Inhaltsverzeichnis	Seite
1 Vorgang	- 4 -
2 Unterlagen	- 5 -
3 Baugelände und Baumaßnahme	- 5 -
4 Geologische und hydrogeologische Untergrundverhältnisse	- 7 -
4.1 Allgemeines	- 7 -
4.2 Geologie	- 7 -
4.3 Erdbebenzone, Baugrund- und Untergrundklasse	- 7 -
4.4 Bodenaufschlüsse	- 7 -
4.5 Bodenart und Schichtenfolge	- 8 -
4.6 Hydrogeologische Verhältnisse	- 9 -
4.6.1 Grundwasserstände	- 9 -
4.6.2 Durchlässigkeiten des Baugrundes	- 9 -
4.6.3 Grundwasserbeschaffenheit	- 10 -
5 Geotechnische Baugrundkenngößen	- 10 -
6 Gründung des Bauwerks	- 13 -
6.1 Beurteilung der Baugrundverhältnisse	- 13 -
6.2 Gründung der Brücke	- 13 -
6.2.1 Allgemeines	- 13 -
6.2.2 Einzel-/Streifenfundamente	- 13 -
6.2.3 Elastisch gebettete Bodenplatte	- 16 -
6.2.4 Bohrpfähle, Kleinverpresspfähle, Verpressanker	- 17 -
7 Bauhilfskonstruktionen	- 19 -
7.1 Baugruben	- 19 -
7.1 Hilfsfundamente	- 21 -
8 Hinweise zur Bauausführung	- 23 -
9 Schlussbemerkungen	- 24 -



13.273.2 Heidelberg Bahnstadt Bahnbrücken
Standort 2 – Brücke an der Gneisenaustraße

Anlagenverzeichnis

- | | |
|---------|---|
| 1 | Auszug aus den top. Karten Blatt 6517 Mannheim-Südost und Blatt 6518 Heidelberg-Nord, Ausgaben 2002 und 1991, M. 1:25.000 |
| 2.1-2.2 | Lageplan mit Erkundungspunkten, M 1: 1.000, Luftbild ohne Maßstab |
| 3.1-3.8 | Bilddokumentation Baugrunderkundung, Kernkisten |
| 4.0-4.6 | Legende, Bohrprofile, Rammdiagramme, M. 1:150, 1:100 |
| 5 | Ingenieurgeologischer Schnitt, M 1:250/200 |
| 6.1-6.3 | Geotechnische Laborversuche |
| 7 | Wasseranalyse nach DIN 4030 – Prüfberichte |



1 Vorgang

Die DSK plant in ihrer Funktion als Entwicklungstrehänderin der Stadt Heidelberg den Neubau von zwei Fuß- und Radwegbrücken im Zuge des Erschließungsprojektes „Bahnstadt Heidelberg“. Die Brücken überspannen ohne Mittelstützen die Gleisanlagen im Bereich des Hauptbahnhofes und der Gneisenaustraße. Auf der folgenden Übersicht ist die Lage der Brücken zu erkennen.

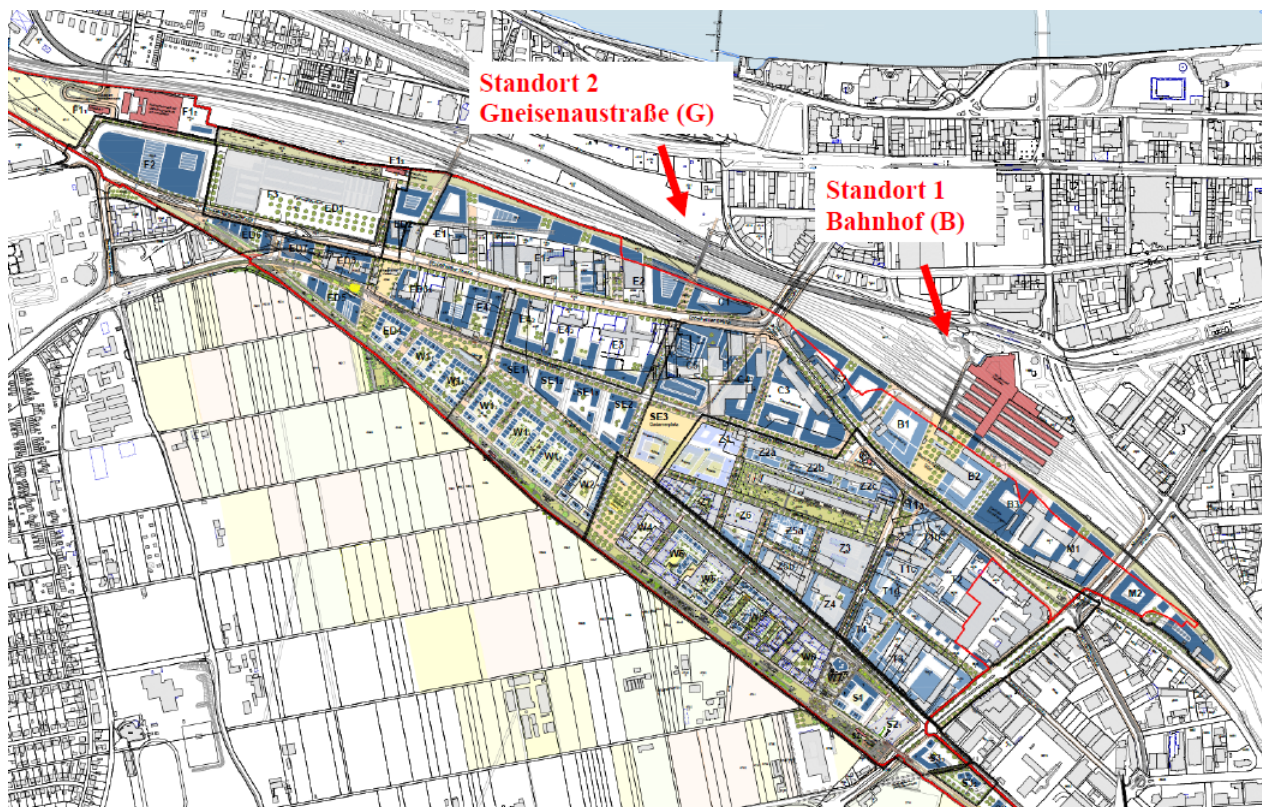


Bild 1: Übersicht der Standorte 1 und 2

Für eine wirtschaftliche, bautechnisch sinnvolle und sichere Planung, statische Bemessung, Ausschreibung und Bauausführung sind Angaben über den Baugrundaufbau sowie über die bodenmechanischen Kenngrößen des anstehenden Baugrundes erforderlich. Hierzu müssen Baugrundaufschlüsse durchgeführt, in begleitenden Laboruntersuchungen die bodenmechanischen Baugrundkennwerte festgelegt werden.

Das IBES Baugrundinstitut wurde mit Bestellung vom 17.05.2013 von der DSK mit der Durchführung der Baugrunderkundung sowie der Ausarbeitung eines Baugrund- und Gründungsgutachtens beauftragt.

Der vorliegende Bericht behandelt den Standort 2 "Brücke an der Gneisenaustraße". Über den Standort 1: "Brücke am Bahnhof" liegt ein gesonderter Bericht (13.273.1) vor.



2 Unterlagen

Für die Bearbeitung des Gutachtens standen neben den einschlägigen Vorschriften, Richtlinien, Normen usw. folgende Unterlagen zur Verfügung:

- [1] Topografische Karten Blatt 6517 Mannheim-Südost und Blatt 6518 Heidelberg-Nord, Ausgaben 2002 und 1991, M. 1:25.000
- [2] Angaben der DSK zu Bahnbrücken, Heidelberg Bahnstadt
- [3] IVI Plan 4000 BO, DB Netze, M. 1:1.000
- [4] Lageplan, M. 1:1.000
- [5] Leitungspläne der Ver- und Entsorgungsträger inkl. Höhenangaben (Kanaldeckelhöhen)

3 Baugelände und Baumaßnahme

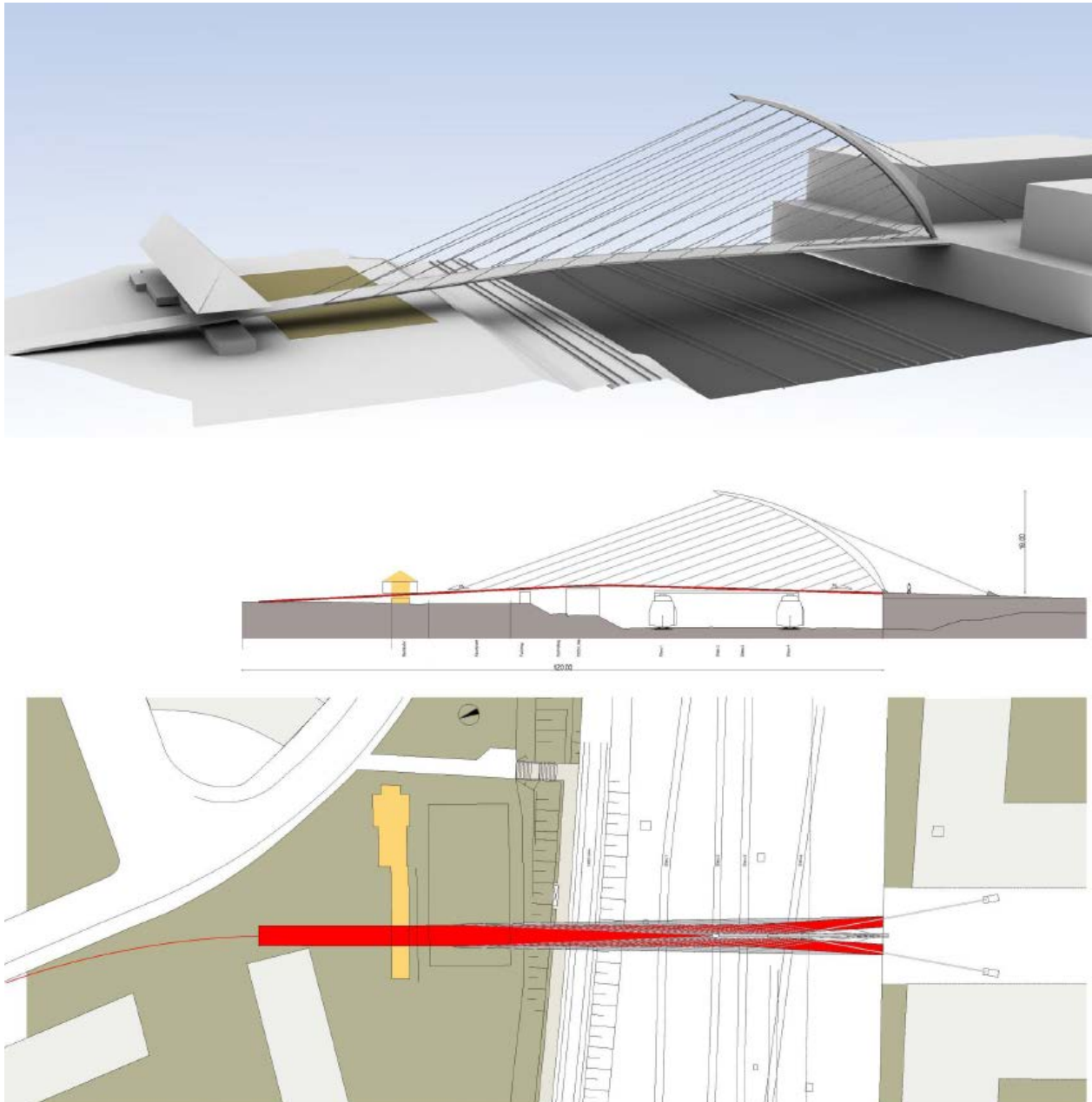
Die Stadt Heidelberg plant den Neubau von zwei Fuß- und Radwegbrücken im Zuge des Erschließungsprojektes „Bahnstadt Heidelberg“.

Das Baugelände für den Standort 2 liegt westlich des Hauptbahnhofs Heidelberg westlich der Heidelberger Altstadt ca. 400 m südlich des Neckars im Bereich der Gneisenaustraße.

Die Brücke überspannt ohne Mittelstützen die Gleisanlagen. Auf den folgenden Übersichten ist die Lage der Brücke zu erkennen.



13.273.2 Heidelberg Bahnstadt Bahnbrücken
Standort 2 – Brücke an der Gneisenaustraße



Bilder 2 bis 4: Übersichten Standort 2: Brücke an der Gneisenaustraße

Das Brückenbauwerk soll als „Harfenbrücke“ errichtet werden. Der Pylon hat hierbei eine Höhe von ca. 19 m, wobei dieser über Spannseile im Baugrund rückverankert werden muss. Die Brücke überspannt ohne Zwischenstützen die Gleisanlagen, wobei für den Bau eventuell temporäre Hilfsstützen erforderlich werden können.

Die Anlage 2 zeigt einen Lageplan und ein Luftbild mit dem eingezeichneten Projektstandort und Erkundungspunkten. Einen Eindruck von den Geländeverhältnissen und den Aufschlussarbeiten vermitteln die Bilder der Anlage 3.



Nach derzeitigem Kenntnisstand ist die Baumaßnahme der geotechnischen Kategorie 3 zuzuordnen.

4 Geologische und hydrogeologische Untergrundverhältnisse

4.1 Allgemeines

Es wird darauf hingewiesen, dass im Folgenden und in den Anlagen bei der Bodenansprache von feinkörnigen Böden von den Regeln der DIN EN ISO 14688 / DIN 4022 abgewichen wird.

Bei Ansprache feinkörniger Böden nach DIN EN ISO 14688 / DIN 4022 gibt es nach unserer Erfahrung nahezu nur Tone, da feinkörnige Böden in der Regel im Plastizitätsdiagramm oberhalb der A-Linie liegen. Diese Ansprache scheint relativ undifferenziert, da alle feinkörnigen Böden nahezu gleich angesprochen werden und ein Ableiten der Plastizität auf Grundlage der Ansprache nach DIN EN ISO 14688 / DIN 4022 kaum möglich ist.

Im Folgenden werden daher, abweichend von der DIN EN ISO 14688 / DIN 4022, auch die feinkörnigen Böden analog den grobkörnigen Böden nach ihren Massenanteilen angesprochen und nicht nach ihrem plastischen Verhalten.

4.2 Geologie

Das Baugelände liegt vor dem Sandsteinodenwald am Ostrand des Oberrheingrabens und gehört naturräumlich zur Neckar-Rheinebene. Der Neckar hat am Austritt aus dem Odenwald einen weiten Schwemmfächer aufgeschüttet. Der Neckarschuttkegel besteht aus mächtigen, jungpleistozänen Flussanlagerungen. Sie bestehen nahe am Gebirgsrand meist aus groben Schottern und Kiessanden, deren Korngröße mit der Entfernung zum Gebirge insgesamt abnimmt. Die Neckarablagerungen werden von einem lössähnlichen Decklehm in einer Mächtigkeit von meist unter 2 m überlagert.

4.3 Erdbebenzone, Baugrund- und Untergrundklasse

Gemäß DIN 4149 "Bauten in deutschen Erdbebengebieten - Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten" (April 2005) liegt das Untersuchungsgebiet im Übergangsbereich der Erdbebenzone/Untergrundklasse 0-R zu 1-S sowie im Bereich der Baugrundklasse C.

4.4 Bodenaufschlüsse

Zur Feststellung der Baugrundverhältnisse im Bereich der Baumaßnahme wurden zwischen dem 19.08. und 27.08.2013 Feldarbeiten ausgeführt. Hierbei wurde durch 3 Bohrsondierungen der schwieriger zugängliche Bereich bis in maximal ca. 7,3 m Tiefe aufgeschlossen.

Der tiefere Untergrund wurde mit Hilfe von drei gewerblicher Bohrungen BK mit einer Bohrendtiefe zwischen 20 m und 32 m aufgeschlossen.

Zusätzlich wurde die Lagerungsdichte an sechs Aufschlusspunkten mit Hilfe von schweren Rammsondierungen bestimmt. Die Sondierendtiefe lag hierbei zwischen 3,3 m und 14,0 m. DPH 7 wurde wegen oberflächennaher Rammhindernisse zwei Mal angesetzt.



Die Wahl der Erkundungspunkte erfolgte unter Berücksichtigung der örtlichen Gegebenheiten und der Lage von Versorgungsleitungen (Kabel etc.).

Das Bohrgutmaterial in den Bohrschappen wurde beprobt und nach geologisch-bodenmechanischen Gesichtspunkten und visuell-manuellen Verfahrensmerkmalen angesprochen. Aus dem Bohrgut wurden insgesamt 56 gestörte Bodenproben der Güteklasse 3 entnommen. An repräsentativen Proben wurden geotechnische Laborversuche (Korngrößenverteilungen, Zustandsgrenzen nach Atterberg, Wassergehalte, Anl. 6) durchgeführt.

Außerdem wurden aus BK 8 und BK 12 entnommene Wasserproben auf Betonaggressivität gem. DIN 4030 untersucht (Anlage 7). Bei dem benachbarten Projekt 13.273.1 wurde außerdem eine Grundwasserprobe hinsichtlich Stahlaggressivität beurteilt.

Die Ansatzpunkte der Erkundungsstellen wurden von IBES lage- und höhenmäßig eingemessen und können der Anlage 2 entnommen werden.

Die Erkundungspunkte weisen folgende Koordinaten auf:

BK7	34 75 924	54 74 356
BK8	34 75 939	54 74 395
BS9	34 75 948	54 74 415
BS10	34 75 953	54 74 432
BS11	34 75 965	54 74 459
BK12	34 75 979	54 74 495

Die Ergebnisse der Felderkundung sind in der Anlage 4 als Bohrprofile und Rammdiagramme dargestellt.

4.5 Bodenart und Schichtenfolge

Die angetroffenen Böden können hinsichtlich ihrer Entstehung und ihres bodenmechanischen Verhaltens in die folgenden 4 Schichten bzw. Schichtkomplexe zusammengefasst werden:

- **Auffüllungen (A)**
- **obere Schluffe (oU)**
- **Kiese (G)**
- **untere Schluffe (uU)**

Bei allen Bohrungen wurde **Auffüllung (A)** festgestellt, wobei sie zuoberst teilweise aus Schotter und teilweise aus einer geringmächtigen Grasnarbe besteht. Darunter bzw. z.T. direkt ab GOK besteht die Auffüllung meist aus Sanden und Kiesen, die schluffige oder steinige Beimengungen enthalten können und ausnahmsweise auch weiche Schluffe mit Sandbeimengungen. In der Auffüllung sind teilweise Fremdbestandteile wie Bauschutt oder Ziegelreste enthalten. Die Mächtigkeit der Auffüllung ist im Norden relativ gering und steigt nach Süden deutlich an, wobei sie am tiefsten bei BK 8 (10 m tief, bis 97,35 mNN) reicht. Auf Grundlage der Rammsondiererergebnisse ist die Lagerung der Auffüllungen im allgemeinen als locker, teilweise als mitteldicht zu bezeichnen. Die Spitzen in den Rammdiagrammen deuten eher auf eingelagerte Steine als auf erhöhte Lagerungsdichte hin.



Unter den Auffüllungen folgen bei den nördlichen Aufschlüssen die **oberen Schluffe (oU)**. Sie bestehen im Wesentlichen aus meist weichen Schluff-Sand-Gemischen mit Kies- und Tonbeimengungen. Die Unterkante dieser Schichtkomplexes ist in den Anlagen 4 und 5 eingetragen, schwankt und liegt in einer Tiefe von mindestens rund 4 m. Im Bereich des Aufschlusses BS 11/DPH 11 ist die Unterkante nicht klar ersichtlich, da hier als tieferer Aufschluss nur die DPH 11 vorliegt. Es ist unklar, ob die Unterkante hier bei rund 9 m oder bei rund 12,5 m liegt.

Unter den oberen Schluffen bzw. den Auffüllungen wurden **Kiese (G)** erbohrt. Diese Kiese reichen bei den Aufschlüssen BK 12, BS 10, BS 9 und BK 8 bis zum jeweiligen Aufschlussende in Tiefen zwischen rd. 7 m und 32 m. Bei BK 7 ist ab 7,5 m eine 0,5 m mächtige weiche Schluffschicht zwischengelagert. Des Weiteren ist bei BK 8 ab 25,5 m bis 29,6 m Tiefe eine weitere weiche bis steife Schluffschicht (**untere Schluffe (uU)**) zwischengelagert, die bei BK 7 ab 29,3 m bis zum Aufschlussende in 30,0 m Tiefe ebenfalls aufgeschlossen wurde. Die Lagerung der Kiese ist auf Grundlage der Rammsondiererergebnisse im oberen Bereich teilweise noch als locker bis mitteldicht (DPH 8, DPH 9, eventuell DPH 11, Schlagzahlen n_{10} um 10). Spätestens ab einer Tiefe von rund 12 m steigen die Schlagzahlen im Allgemeinen an, so dass ab hier von dichter Lagerung ausgegangen werden kann.

4.6 Hydrogeologische Verhältnisse

4.6.1 Grundwasserstände

Der Wasserspiegel wurde in den tieferen gewerblichen Bohrungen bei einem Horizont von rd. 97 mNN eingespiegelt.

Grundwasserstände unterliegen jedoch sowohl jahreszeitlichen als auch langperiodischen Schwankungen, so dass auch mit niedrigeren oder höheren Grundwasserständen gerechnet werden muss.

Im vorliegenden Fall ist der Grundwasserspiegel in so großer Tiefe, dass er hier nur eine untergeordnete Rolle spielt.

4.6.2 Durchlässigkeiten des Baugrundes

Im Untersuchungsgelände wirken die Kiese (G) als Grundwasserleiter/Aquifer. Auf Grundlage der ermittelten Laborversuche (Anlage 6) kann die Durchlässigkeit der Kiese auf bis rd. 7×10^{-4} m/s abgeschätzt werden.

Da durchaus noch grobkörnigere Zwischenlagen auftreten können, sind auch deutlich größere Durchlässigkeiten möglich. In der Hydrogeologischen Kartierung und Grundwasserbewirtschaftung Rhein-Neckar-Raum sind für den Zentralen Neckar-Schwemmfächer für den oberen Grundwasserleiter mittlere Durchlässigkeitsbeiwert k_f von $3,2 \times 10^{-3}$ m/s genannt.



4.6.3 Grundwasserbeschaffenheit

Zur Feststellung/Untersuchung des Grundwassers auf Beton- bzw. Stahlaggressivität wurden aus den Bohrungen BK 8 und BK 12 Wasserproben entnommen.

Die Untersuchung hat ergeben, dass das Grundwasser gemäß DIN 4030 als

nicht betonangreifend

einzustufen ist (Anlage 7).

Die Untersuchungsbefunde und die Beurteilung sind in Anlage 7 diesem Gutachten beigelegt.

Im Rahmen des Nachbarprojektes „Brücke am Bahnhof“ (IBES Projekt 13.273.1) wurden zusätzlich Parameter hinsichtlich Stahlaggressivität untersucht. Demnach ist für unlegiertes Eisen die Korrosionswahrscheinlichkeit für freie Korrosion im Unterwasserbereich bei Lochkorrosion gering und bei Flächenkorrosion sehr gering sowie für Korrosion an der Wasser/Luft-Grenze für Lochkorrosion mittel und für Flächenkorrosion gering.

5 Geotechnische Baugrundkenngößen

Die anstehenden Bodenarten bzw. Baugrundverhältnisse sind im Abschnitt 4 beschrieben und in den Anlagen 5 und 6 als Bohrprofile und Rammdiagramme dargestellt.

Für die mögliche Tiefenlage bzw. Einflusstiefe der Baumaßnahmen und Baugruben einschließlich Verbau können für die betroffenen Bodenarten die in der nachfolgenden Tabelle 1 zusammengestellten Bodenkenngößen angesetzt werden.

Diese Werte bilden die Grundlage für die erdstatischen Berechnungen oder Nachweise und wurden anhand der Bodenansprache, Laborergebnisse und auf Grund unserer Erfahrungen mit ähnlichen Bodenverhältnissen und Bodenarten derselben geologischen Formation festgelegt. Die hierfür herangezogenen Laborergebnisse sind in der Anlage 6 zu finden.

Die erdstatischen Nachweise sind grundsätzlich mit den charakteristischen Werten der Tabelle 1 zu führen. Im Zweifelsfall – je nach Berechnung bzw. Nachweis – ist mit dem Minimal- und/oder Maximalwert zu rechnen. Zu beachten ist eventuell die Zuordnung der Tabellenwerte zu bestimmten Konsistenzen (bindige Böden) bzw. Lagerungsdichten (nicht bindige Böden).



13.273.2 Heidelberg Bahnstadt Bahnbrücken
Standort 2 – Brücke an der Gneisenaustraße

Tabelle 1: Charakteristische Zahlenwerte ausgewählter geotechnischer Kenngrößen

Schichtkomplex	Bodenart	Boden- gruppe nach DIN 18196	Konsistenz/ Lagerungs- dichte	Wichte, erdfeucht $\gamma (\gamma') [\text{kN/m}^3]$	Reibungs- winkel $\phi_k' [^\circ]$	Kohäsion $c_k' [\text{kN/m}^2]$	Steife- modul $E_{s,k} [\text{MN/m}^2]$
Auffüllung	Kiese und Sande, z.T. schwach schluffig. z.T. mit Steinen	[GI], [GW], [GU], [SE], [SW], [SU]	locker – m.dicht	19 (10)	32,5	0	20
	Kiese und Sande, schwach schluffig, z.T. mit Steinen	[GU*], [SU*]	locker – m.dicht	20 (10)	30	0	15
	Schluffe mit Sand-, Kies-, Ton- und Steinbeimengun- gen	TL/TM	weich (- steif)	20 (10)	25	5	4
obere Schluffe	Schluffe mit Sand-, Kies-, Ton- und Steinbeimengun- gen	(SU*), TL/TM	weich (– steif)	20 (10)	25	5	5
Kiese	Kiese und Sande, z.T. schwach schluffig, mit Stei- nen	GW, GI, GE, GU, SW, SI, SE, SU (GU*)	locker - m.dicht	20 (11)	35	0	80
			dicht	20 (11)	37,5	0	150
untere Schluffe	Schluffe	(SU*), TL/TM	weich - steif	20 (10)	25	10	10

Die im Abschnitt 4 beschriebenen Schichtkomplexe lassen sich hinsichtlich ihrer Bodengruppe, Bodenklasse, Frostepfindlichkeit und Verdichtbarkeit gemäß Tabelle 2 klassifizieren.

Tabelle 2: Geotechnische Klassifizierungen des Baugrundes

Schichtkomplex	Bodengruppe DIN 18196	Bodenklasse DIN 18300	Bodenklasse DIN 18301	Frostepfind- lichkeitsklasse ZTVE-StB 09	Verdichtbar- keitsklasse ZTVE-Komm.
Auffüllung	[GI], [GW], [GU], [SE], [SW], [SU]	3, (5-6)	BN1, (BS1-3)	F1, F2	V1 ²⁾
	[GU*], [SU*]	4 ¹⁾ , (5-6)	BN2, BB2 ¹⁾ , (BS1-3)	F3	V2 ²⁾
	TL/TM	4 ¹⁾	BB2 ¹⁾	F3	V3
obere Schluffe	(SU*), TL/TM	4 ¹⁾	(BN2), BB2 ¹⁾	F3	(V2), V3
Kiese	GW, GI, GE, GU, SW, SI, SE, SU (GU*)	3, (4-6)	BN1, (BN2, BS1- 3)	F1, F2, (F3)	(V2), V1 ²⁾
obere Schluffe	(SU*), TL/TM	4 ¹⁾	(BN2), BB2 ¹⁾	F3	(V2), V3

¹⁾ Fein- und gemischtkörnige Böden verändern ihre Konsistenz teilweise bei geringer Veränderung des Wassergehaltes. Wasserentzug lässt sie rasch austrocknen und schrumpfen, Wasserzufuhr in die Bodenklasse 2 (bzw. BB1) übergehen.

²⁾ Teilweise erst nach Aufbereitung (Brechen, Aussortieren der Steine)



Für Hinterfüllungen, Arbeitsraumverfüllungen, Geländeauffüllungen, Bodenaustausch o. ä. ist ein geeignetes Bodenmaterial zu verwenden.

Ein evtl. einzubauender Ersatzboden hat die Kriterien der Tabelle 3 zu erfüllen.

Güteüberwachtes Recyclingmaterial ($\leq Z1.1$) kann auch bei hydrogeologisch ungünstigen Verhältnissen offen in definierten technischen Bauwerken verwendet werden.

Der Mindestabstand vom Grundwasser zur Schichtunterkante muss $> 1,00$ m betragen.

Da bei dieser Baumaßnahme mit einem Grundwasserabstand zur Schichtunterkante des RCL-Materials von $> 1,00$ m zu rechnen ist, ist der Einbau von RCL-Material hier zulässig.

Im Zweifelsfall ist eine Abstimmung mit der zuständigen Behörde erforderlich.

Tabelle 3: Spezifische Anforderungen an Ersatzboden

Bodengruppe nach DIN 18196	Nicht bindige bis schwach bindige, grob- und gemischtkörnige Böden GW, GI, GE, SW, SI, SE, GU, SU
Schlammkornanteil ($d \leq 0.063$ mm)	≤ 10 (15) M. %
Ungleichförmigkeitszahl U	$U \geq 3$ für $D_{Pr} \geq 98$ % bzw. $U \geq 7$ für $D_{Pr} \geq 100\%$
Steinanteil ($d \geq 63$ mm)	≤ 10 M. %
Größtkorndurchmesser d_{max}	≤ 100 mm, in Abhängigkeit von der Schichtdicke
Glühverlust V_{GI}	≤ 3 M. %
Proctordichte ρ_{Pr}	≥ 1800 kg/m ³
Einbau und Verdichtung	lagenweise
Schütthöhe	je nach Verdichtungsgerät 20 - 40 cm
Wichte erdfeucht γ	18 – 21 kN/m ³
Scherwinkel ϕ_k	$\geq 35^\circ$
Kohäsion c_k	0 kN/m ²

Die Verdichtungsanforderung liegt bei 98% (97 %) der Proctordichte. Im Bereich vom Planum bis 1,0 m darunter sind $D_{Pr} \geq 100$ % zu erreichen. Für Hinterfüllungen und unter Gründungssohlen wird generell $D_{Pr} \geq 100$ % gefordert.

Vom anstehenden Baugrund ist die Auffüllung teilweise als Ersatzboden geeignet. Die Schluffe sind nicht geeignet, die Sande und Kiese sind unter Umständen erst nach einer Aufbereitung (Brechen) geeignet. Die Sande erfüllen die o.g. Anforderungen an Ersatzboden und die Kiese bereichsweise erst nach einer entsprechenden Aufbereitung (brechen).

Inwieweit eine Separation baupraktisch und wirtschaftlich sinnvoll ist, kann im Zuge der Bauausführung entschieden werden.



6 Gründung des Bauwerks

6.1 Beurteilung der Baugrundverhältnisse

Die Auffüllungen (A) und oberen Schluffe (oU) stellen einen relativ gering tragfähigen Baugrund dar, der für die Aufnahme von konzentrierten Lasten nicht geeignet ist. Die unterlagernden Kiese (G) weisen auch schon in mitteldichter Lagerung hohe Tragfähigkeiten auf. Kritisch sind die eingelagerten Schluffe (BK 7) und vor allem die unteren Schluffe (uU) innerhalb des Schichtpaket der Kiese (G) zu beurteilen.

6.2 Gründung der Brücke

6.2.1 Allgemeines

Nähere Planungen bzw. Planunterlagen und Lastangaben von dem neuen Bauwerk bzw. dessen Gründung waren zum Zeitpunkt der Gutachtenerstellung noch nicht verfügbar. Eine detaillierte Planung der Baumaßnahme erfolgt zu einem späteren Zeitpunkt.

Für den Endzustand ist jeweils ein Fundament am Anfang und Ende der Brücke sowie zusätzlich im Süden die Rückverhängung der Spannseile vorgesehen.

Die Gründung kann grundsätzlich flach mittels Einzel-/Streifenfundamenten oder in Form einer elastisch gebetteten Bodenplatte geplant werden.

Auf der Nordseite kann die Gründung in Resten der oberen Schluffe (oU) (BK 12) erfolgen, wenn erhöhte Setzungen in Kauf genommen werden. Ansonsten muss in den unterlagernden hier schon ab rd. 4 m dicht gelagerten, Kiesen (G) erfolgen (Bodenaustausch, Tieferführung von Fundamenten oder Pfählen). Auf der Südseite ist eine Gründung in den Auffüllungen (A) aus schluffigen Sanden und Kiesen sowie Kiesen möglich, wenn entsprechende Setzungen akzeptiert werden.

Durch die Abspannung treten Zugkräfte auf, die durch den Baugrund aufzunehmen sind. Diese können in den tieferen Untergrund durch entsprechende Gründungselemente wie Bohrpfähle, Kleinverpresspfähle oder auch Verpressanker aufgenommen werden. Elemente wie Bohrpfähle und Kleinverpresspfähle können hierbei auch Druckkräfte aufnehmen.

6.2.2 Einzel-/Streifenfundamente

Auf der **Nordseite** (BK 12) können je nachdem, ob Reste der oberen Schluffe unterhalb der Gründung verbleiben oder ein Bodenaustausch bis zu den ab rd. 4 m Tiefe anstehenden Kiesen gegründet wird, unterschiedliche Pressungen angesetzt werden.

Bei der Planung und Ausführung von Bodenaustauschmaßnahmen ist ein Lastausbreitungswinkel von mindestens 45° zu berücksichtigen.



13.273.2 Heidelberg Bahnstadt Bahnbrücken
Standort 2 – Brücke an der Gneisenaustraße

Für die Planung von in 1 m Tiefe gegründeten Streifenfundamente oberhalb 1 m Bodenaustausch (wegen der angesetzten erhöhten Steifigkeiten und Scherparameter ist hier mindestens Frostschutzmaterial nach ZTV SoB erforderlich) oberhalb den Schluffen (maximale Restmächtigkeit rd. 2 m) kann auf Grundlage interner Setzungs- und Grundbruchberechnungen der Bemessungswert des Sohlwiderstandes in Abhängigkeit der rechnerischen Setzungen s_{cal} entsprechend der nachfolgenden Tabelle 4 angesetzt werden. Die Breite der Streifenfundamente wurde zwischen 0,5 m und 8,0 m variiert.

Tabelle 4: Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstandes, Nordseite, Gründung auf Teilaustausch (erhöhte Anforderungen!) oberhalb Resten der Schluffe

	Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstandes in [kN/m ²] bei Streifenfundamenten bei berechneten Setzungen von $s_{cal} = 1,0$ cm bis $s_{cal} = 4,0$ cm mit Breiten b bzw. b' von					
	0,5	1,0 m	2,0 m	3,0 m	5,0 m	8,0 m
$s_{cal} \leq 1,0$ cm	235	135	95	70	70	50
$s_{cal} \leq 2,0$ cm	430*	250	165	135	135	100
$s_{cal} \leq 4,0$ cm	430*	430*	325	270	270	200

*) Grundbruch maßgebend

Für die Planung von in 1 m Tiefe gegründeten Streifenfundamente oberhalb ca. 3 m Bodenaustausch (wegen der angesetzten erhöhten Steifigkeiten und Scherparameter ist hier mindestens Frostschutzmaterial nach ZTV SoB erforderlich) bei vollständigem Austausch der Schluffe kann auf Grundlage interner Setzungs- und Grundbruchberechnungen der Bemessungswert des Sohlwiderstandes in Abhängigkeit der rechnerischen Setzungen s_{cal} entsprechend der nachfolgenden Tabelle 5 angesetzt werden. Die Breite der Streifenfundamente wurde zwischen 0,5 m und 8,0 m variiert.

Tabelle 5: Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstandes, Nordseite, Gründung auf Bodenaustausch bis zu den Kiesen (erhöhte Anforderungen!)

	Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstandes in [kN/m ²] bei Streifenfundamenten bei berechneten Setzungen von $s_{cal} = 1,0$ cm bis $s_{cal} = 4,0$ cm mit Breiten b bzw. b' von					
	0,5	1,0 m	2,0 m	3,0 m	5,0 m	8,0 m
$s_{cal} \leq 1,0$ cm	570*	570*	570*	520	420	350
$s_{cal} \leq 2,0$ cm	570*	570*	570*	700*	780	650
$s_{cal} \leq 4,0$ cm	570*	570*	570*	700*	950*	1200*

*) Grundbruch maßgebend

Für die Planung der Gründung auf der **Südseite** (BK 8) auf Streifenfundamente in der Auffüllung aus schluffigen Sanden und Kiesen kann auf Grundlage interner Setzungs- und Grundbruchberechnungen der Bemessungswert des Sohlwiderstandes in Abhängigkeit der rechnerischen Setzungen s_{cal} entsprechend der nachfolgenden Tabelle 6 angesetzt werden. Er gilt für eine frostsichere Mindesteinbindetiefe $t \geq 1$ m. Die Breite der Streifenfundamente wurde zwischen 0,5 m und 8,0 m variiert.



Tabelle 6: Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstandes, Südseite, $t = 1$ m

	Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstandes in [kN/m ²] bei Streifenfundamenten bei berechneten Setzungen von $s_{cal} = 1,0$ cm bis $s_{cal} = 4,0$ cm mit Breiten b bzw. b' von					
	0,5	1,0 m	2,0 m	3,0 m	5,0 m	8,0 m
$s_{cal} \leq 1,0$ cm	260	180	120	100	80	70
$s_{cal} \leq 2,0$ cm	350*	320	220	180	140	120
$s_{cal} \leq 4,0$ cm	350*	430	380	320	250	210

*) Grundbruch maßgebend

Für die Planung von in 1 m Tiefe gegründeten Streifenfundamente oberhalb ca. 2 m Bodenaustausch (wegen der angesetzten erhöhten Steifigkeiten und Scherparameter ist hier mindestens Frostschutzmaterial nach ZTV SoB erforderlich) und intensiver Nachverdichtung des Aushubplanums kann auf Grundlage interner Setzungs- und Grundbruchberechnungen der Bemessungswert des Sohlwiderstandes in Abhängigkeit der rechnerischen Setzungen s_{cal} entsprechend der nachfolgenden Tabelle 7 angesetzt werden. Die Breite der Streifenfundamente wurde zwischen 0,5 m und 8,0 m variiert.

Tabelle 7: Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstandes, Südseite, Gründung auf 2 m Bodenaustausch und intens. Nachverdichtung des Aushubplanums (erhöhte Anforderungen!)

	Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstandes in [kN/m ²] bei Streifenfundamenten bei berechneten Setzungen von $s_{cal} = 1,0$ cm bis $s_{cal} = 4,0$ cm mit Breiten b bzw. b' von					
	0,5	1,0 m	2,0 m	3,0 m	5,0 m	8,0 m
$s_{cal} \leq 1,0$ cm	680*	440	250	200	150	120
$s_{cal} \leq 2,0$ cm	680*	850*	430	330	240	200
$s_{cal} \leq 4,0$ cm	680*	850*	750	580	430	350

*) Grundbruch maßgebend

Die in den Tabellen angegebenen Sohldrücke wurden anhand interner Setzungs- und Grundbruchberechnungen nach dem Teilsicherheitskonzept (Vorabannahme: Veränderliche Last (Q)/Gesamtlast (Q+G) = 0,5) ermittelt und führen zu rechnerischen Setzungen von $s_{cal} \approx 1,0$ cm bis $s_{cal} \approx 4,0$ cm. Die tatsächlich zu erwartenden Setzungen werden geringer sein und etwa bei $\frac{2}{3}$ (Korrekturfaktor gemäß DIN 4019) der berechneten Setzungen liegen.

Die angegebenen Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstandes sind im Sinne des EC 7 zu interpretieren, d.h. sie gelten für effektive Fundamentbreiten (b bzw. $b' = b - 2e$) und vertikal, mittig belastete Fundamente (Bemessungssituation BS-P). Eine Erhöhung der o.g. Werte ist nicht zulässig. Bei Einwirkung von horizontalen Kräften H sind Abminderungen vorzunehmen. Zwischenwerte, die nicht in den Tabellen ausgewiesen sind, können linear interpoliert werden.

Eine Extrapolation ist nicht zulässig.



Es wird ausdrücklich darauf, hingewiesen, dass es sich bei den genannten Werten nicht um die aufnehmbaren Sohldrücke nach DIN 1054:2005-01 und keine zulässigen Bodenpressungen nach DIN 1054:1976-11 handelt. Die zulässigen Bodenpressungen können durch Division mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten für Einwirkungen ermittelt werden.

Bei deutlichen Abweichungen von den o. g. Randbedingungen / Annahmen müssen im Rahmen der Ausführungsstatik Setzungsberechnungen unter Berücksichtigung der tatsächlichen Gründungstiefe, Gründungslasten und verschiedenen Lastfälle / Bauzustände erfolgen. Die Ergebnisse der neuen Berechnungen sind dann von einem Sachverständigen für Geotechnik zu bewerten und in einem geotechnischen Entwurfsbericht zusammenzufassen.

6.2.3 Elastisch gebettete Bodenplatte

Bei einer Bemessung der Gründung nach dem Bettungsmodulverfahren, wird der für die Bemessung des Fundamentbalkens bzw. der Bodenplatte erforderliche Bettungsmodul in Abhängigkeit von der Fundamentgeometrie (Breite, Länge) sowie den Flächenpressungen in der Gründungssohle und den resultierenden Setzungen ermittelt.

Für die Vorbemessung der Bodenplatte / des Fundamentbalkens kann für die **Nordseite** (BK 12) und Teilbodenaustausch bis rd. 2 m bei mittleren Pressungen bis $\sigma_{R,d}$ 350 kN/m² (charakteristische Pressung bis rd. 250 kN/m²), einer Fundamentbreite bis rd. 5 m und Gründung wie oben beschrieben der Bettungsmodul mit

$$k_{s,k} = 6 \text{ MN/m}^3$$

und bei vollständigen Austausch der Schluffe bei mittleren Pressungen bis $\sigma_{R,d}$ 900 kN/m² (charakteristische Pressung bis rd. 650 kN/m²), einer Fundamentbreite bis rd. 5 m und Gründung wie oben beschrieben der Bettungsmodul mit

$$k_{s,k} = 40 \text{ MN/m}^3$$

angesetzt werden.

Für die o. g. charakteristische Pressung von 250 kN/m² bzw. 650 kN/m² ergeben sich somit Setzungen in der Größenordnung von ca. 4 cm bzw. 1,5 cm.

Für die Vorbemessung der Bodenplatte / des Fundamentbalkens kann für die **Südseite** (BK 8) bei mittleren Pressungen bis $\sigma_{R,d}$ 300 kN/m² (charakteristische Pressung bis rd. 215 kN/m²), einer Fundamentbreite bis rd. 5 m und Gründung in der Auffüllung wie oben beschrieben der Bettungsmodul mit

$$k_{s,k} = 5,5 \text{ MN/m}^3$$

und bei 2 m Bodenaustausch sowie intensiver Nachverdichtung des Aushubplanums bei mittleren Pressungen bis $\sigma_{R,d}$ 550 kN/m² (charakteristische Pressung bis rd. 400 kN/m²), einer Fundamentbreite bis rd. 5 m und Gründung wie oben beschrieben der Bettungsmodul mit

$$k_{s,k} = 9,5 \text{ MN/m}^3$$

angesetzt werden.



Für die o. g. charakteristische Pressung von 215 kN/m^2 bzw. 400 kN/m^2 ergeben sich somit Setzungen in der Größenordnung von jeweils ca. 4 cm.

Zur Berechnung der tatsächlich zu erwartenden Setzungen müssen mit Kenntnis der genauen Lasten im Rahmen der Ausführungsstatik Setzungsberechnungen unter Berücksichtigung der tatsächlichen Gründungstiefe, Bodenpressungen und verschiedenen Lastfälle erfolgen und von einem Sachverständigen für Geotechnik in einem geotechnischen Entwurfsbericht bewertet werden.

In jedem Falle sind im Zuge der Bauausführung die Gründungssohlen durch den Baugrundsachverständigen abzunehmen.

6.2.4 Bohrpfähle, Kleinverpresspfähle, Verpressanker

Es wird darauf hingewiesen, dass nach EA Pfähle und nach Handbuch EC 7 als Regelfall der Pfahlwiderstand auf der Grundlage von Pfahlprobelbelastungen zu ermitteln ist. Die nachfolgend genannten Werte aufgrund von Erfahrungswerten können dann vermutlich noch erhöht werden.

Für **Bohrpfähle** nach DIN-EN 1997 bzw. DIN 1054 und EA Pfähle können die in Tabelle 7 aufgeführten charakteristischen Werte für den die Mantelreibung $q_{s,k}$ zur Konstruktion der Widerstandssetzungslinie gemäß DIN 1054, Anhang B, DIN 4014, 7.1.4 bzw. EA Pfähle bei nicht vorliegender Pfahlprobelbelastung, angesetzt werden.

Tabelle 7: Charakteristische Werte für Mantelreibung $q_{s,k}$ bei Bohrpfählen

Schicht	Lagerungsdichte / Konsistenz	Mantelreibung $q_{s,k} [\text{MN/m}^2]$	Spitzenwiderstand $q_{b,k} [\text{MN/m}^2]$
Auffüllungen, obere Schluffe	locker – mitteldicht / weich - steif	-	-
Kiese I - md.	locker - mitteldicht	0,04	-
Kiese dicht	dicht	0,15 ¹⁾	5,0 ²⁾
untere Schluffe	weich - steif	-	-

¹⁾ Im Bereich der zwischen gelagerten Schluffe auf der Südseite (BK 7) darf keine Mantelreibung angesetzt werden.

²⁾ Der Spitzenwiderstand darf nur bei einer Mindesteinbindetiefe von 2,5 m in die tragfähige Schicht angesetzt werden. Außerdem muss der Pfahlfuß mindestens den 3-fachen Fußdurchmesser oberhalb der Erkundungsendtiefe (Nordseite, BK 12) bzw. den unteren Schluffen (Südseite, BK 8), mindestens jedoch 1,5 m liegen.

Bei den o.g. Werten handelt es sich um Grenzwerte, die nach EC7/DIN 1054 und EA Pfähle mit entsprechenden (Teil-)Sicherheiten abzumindern sind. Die Mindesteinbindetiefe in die tragfähige Schicht beträgt 2,5 m.

Hinsichtlich der Berücksichtigung von Pfahlgruppen wird auf die EA-Pfähle verwiesen.

Sollen Horizontalkräfte über Biegung abgeleitet werden, so ist die seitliche Bettung zu berücksichtigen. Die Bestimmung der Bettungsmodulverteilung im Baugrund richtet sich nach der EAB und EA Pfähle. Näherungsweise darf der Bettungsmodul dabei aus dem Steifemodul $E_{s,k}$ abgeleitet werden. Dabei ist zu unterscheiden zwischen Einzelpfählen und durchlaufenden Wänden (z.B. Bohrpfahlwand).



13.273.2 Heidelberg Bahnstadt Bahnbrücken
Standort 2 – Brücke an der Gneisenaustraße

Bei Einzelpfählen kann für den Bettungsmodul bei Verschiebungen kleiner 2 cm bzw. kleiner 0,03 D folgender Ansatz gewählt werden:

$$k_s = E_{s,k}/D \quad \text{für } D \leq 1,0 \text{ m, sonst } k_s = E_{s,k}/1 \text{ m}$$

Für Wände gilt näherungsweise der Ansatz:

$$k_s = E_{s,k}/t_B \quad \text{mit } t_B = \text{erfasste Einbindetiefe}$$

Zur Kontrolle müssen die berechneten seitlichen Bodenpressungen mit dem Erdwiderstand verglichen werden. Hierbei ist ein entsprechender auch von der zulässigen Verformung abhängiger Sicherheitsbeiwert zu berücksichtigen. Die angegebenen Bemessungskenngrößen beziehen sich auf die äußere Standsicherheit. Die innere Bemessung der Konstruktionsteile muss gesondert nachgewiesen werden.

Es wird darauf hingewiesen, dass das Bettungsmodulverfahren lediglich bei der Ermittlung der Biegemomente hinreichend genaue Ergebnisse liefert. Das Bettungsmodulverfahren reagiert bei der Berechnung der Pfahlverschiebungen - im Gegensatz zur Biegemomentberechnung - sehr empfindlich auf Veränderungen des Bettungsmoduls. Es wird daher empfohlen, zur Bestimmung der Pfahlkopfverschiebungen nicht das Bettungsmodulverfahren zu verwenden. Geeigneter sind Berechnungen nach der Methode der Finiten Elemente (FEM) bzw. die Bestimmung der Pfahlkopfverschiebungen mit Hilfe einer horizontalen Pfahlprobelastung.

Bei großflächigen Geländeauffüllungen sind zudem die Zusatzlasten aus negativer Mantelreibung bei der Pfahlbemessung mit zu berücksichtigen (vgl. EA Pfähle). Um dabei den Einfluss der negativen Mantelreibung möglichst gering zu halten bzw. auszuschalten, wird empfohlen, derartige An- und / oder Aufschüttungen möglichst frühzeitig herzustellen.

Für die Bemessung und Ausführung von **verpressten Mikropfählen** gilt EC7, DIN-EN 1997, EA Pfähle, DIN 4128, DIN 1054 bzw. DIN EN 14199. Die zulässige Pfahlbelastung ist aufgrund von Probelastungen festzulegen. Die Probelastungen sollen mindestens an zwei Pfählen, jedoch wenigstens an 3% aller Pfähle durchgeführt werden. Werden Bauwerkspfähle als Probepfähle verwendet, so ist nachzuweisen, dass sie unter der Prüflast keine Verringerung ihrer Tragfähigkeit erleiden.

Wenn ausnahmsweise auf Probelastungen verzichtet werden soll, kann mit den in Tabelle 8 aufgeführten Pfahlmantelreibungswerten gerechnet werden.

Tabelle 8: Charakteristische Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ für verpresste Mikropfähle

Schicht	Lagerungsdichte / Konsistenz	Charakteristische Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ [MN/m ²]
Auffüllungen, obere Schluffe	locker – mitteldicht / weich - steif	-
Kiese I - md.	locker - mitteldicht	0,09
Kiese dicht	dicht	0,300 ¹⁾
untere Schluffe	weich - steif	-

¹⁾ Im Bereich der zwischen gelagerten Schluffe auf der Südseite (BK 7) darf keine Mantelreibung angesetzt werden.



Die die zugehörigen Sicherheitsbeiwerte nach EC7, DIN-EN 1997 und DIN1054 sind zu beachten. Durch Probelastungen können die o. a. Werte vermutlich noch erhöht werden.

Für die Vorbemessung der **Anker** können in Anlehnung an Ostermayer (vgl. z.B. Grundbautaschenbuch, T.2) die in Tab. 9 aufgeführten Grenzwerte F_{ult} für einen vollständig innerhalb der mindestens mitteldicht gelagerten, anstehenden Sande und Kiese, Sande bzw. Kiese liegenden Verpresskörper angesetzt werden.

Tabelle 9: Grenzwerte F_{ult} für Verpressanker

Schicht	Lagerungsdichte / Konsistenz	Grenzlast F_{ult} bei Verpresskörperlängen von [kN]		
		3 m	6 m	9 m
Auffüllungen, obere Schluffe	locker – mitteldicht / weich - steif	-	-	-
Kiese I - md.	locker - mitteldicht	200	370	500
Kiese dicht	dicht	800 ¹⁾	1100 ¹⁾	1300 ¹⁾
untere Schluffe	weich - steif	-	-	-

¹⁾ Im Bereich der zwischen gelagerten Schluffe auf der Südseite (BK 7) darf keine Mantelreibung angesetzt werden.

Es ist darauf zu achten, dass der Verpresskörper auf seiner ganzen Länge innerhalb einer Schicht liegt. Geht der Verpresskörper durch mehrere Bodenschichten, ist bei der Bemessung der ungünstigste Wert maßgebend. Es ist der Nachweis der Standsicherheit des Gesamtsystems, bestehend aus Bauwerk, Ankern und dem von den Ankern erfassten Bodenkörper, zu führen.

Im Übrigen wird auf die Beachtung der DIN-EN 1997, DIN 1054, DIN 4125, DIN EN 1537, der EAB usw. hingewiesen. Eignungs- und Abnahmeprüfungen sind in Abstimmung mit dem Sachverständigen für Geotechnik durchzuführen.

7 Bauhilfskonstruktionen

7.1 Baugruben

Nach derzeitiger Einschätzung sind keine größeren Baugruben und damit Verbaumaßnahmen zur Herstellung des Bauvorhabens erforderlich, wenn nicht größere Bodenaustauschmaßnahmen und/oder Tieferführungen von Fundamenten geplant werden. Sollte ein Verbau/eine Baugrube erforderlich werden, so ist folgendes zu beachten.

Grundsätzlich gilt die DIN 4124: Baugruben und Gräben; Böschungen, Arbeitsraumbreiten, Verbau. Kurzzeitböschungen bis 5 m Höhe können wie nachfolgend beschrieben geböschet werden. Die Voraussetzungen der DIN 4124 sind zu beachten. Für die im Plangebiet anstehenden Böden gilt:

- bindige Böden (weich), rollige Böden $\beta \leq 45^\circ$
- bindige Böden (Konsistenz steif und besser) $\beta \leq 60^\circ$

Für temporäre Gleissicherungsmaßnahmen sind für das Abböschchen die Bereichsgrenzen der nachfolgenden Abbildung einzuhalten (Bild 1, Modul 4305, Ril 836):

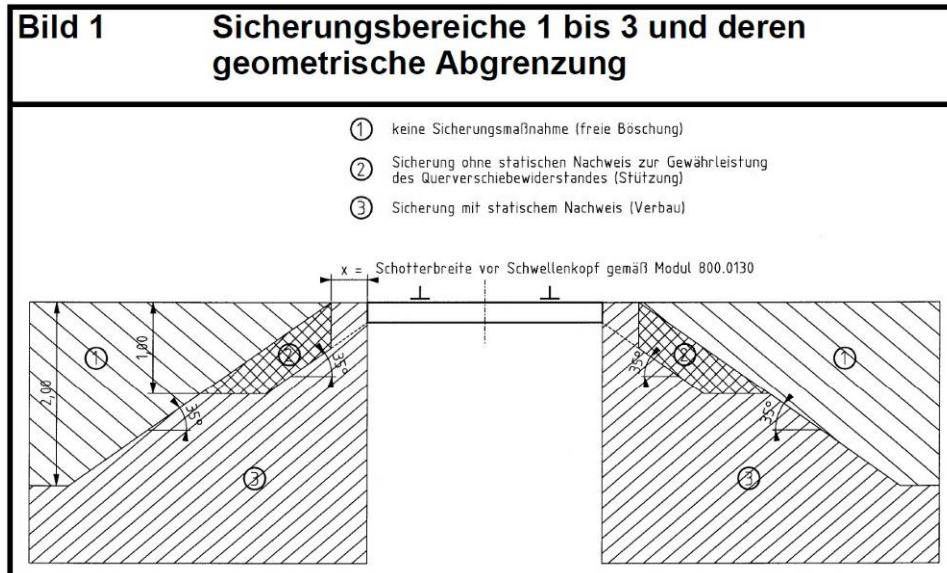


Abbildung 1: Sicherungsbereiche 1 bis 3 und deren geometrische Abgrenzung

Die Anwendung der Bereichsbegrenzungen nach Abbildung 1 ist mit geotechnischen und sonstigen Randbedingungen verknüpft, die einzuhalten sind. So müssen innerhalb des Einflussbereiches der Abgrabung mindestens mitteldicht gelagerte nichtbindige Böden oder mindestens steife bindige Böden anstehen.

Für die Bereiche, in denen keine Sicherungsmaßnahmen erforderlich sind, ist eine freie Böschung möglich (z. B. Bereich 1 der Abbildung 1).

Ist damit zu rechnen, dass die Standsicherheit einer nicht verbauten Wand durch Wasser, Trockenheit, Frost oder ähnliches gefährdet wird, so sind entweder die freigelegten Flächen gegen derartige Einflüsse zu sichern (Abdecken mit Folie o. ä.) oder die Wandhöhe bzw. die Böschungsneigung entsprechend zu verringern. Ab 3 m Böschungshöhe sollte eine Zwischenberme vorgesehen werden. Für die lokal lockeren und/oder weichen Schichten werden deutlich flachere Böschungsneigungen erforderlich. Höhere bzw. steilere Böschungen müssen entsprechend gesichert und rechnerisch nachgewiesen werden. Die Sicherung kann z.B. durch eine verankerte/vernagelte Spritzbetonschale erfolgen. Alternativ ist eine deutliche Abflachung der Böschungen auf bis 1 : 1,8 und flacher möglich.

Ist ein Abböschchen der Baugrube aufgrund beengter Platzverhältnisse nicht möglich, muss verbaut werden.

Die zur Berechnung des auf die Verbauwand wirkenden Erddruckes notwendigen bodenmechanischen Kenngrößen sind in Tabelle 1 aufgeführt. Die Verbauwand ist entsprechend der statischen Erfordernisse zu bemessen. Es wird auf die einschlägigen Vorschriften und Empfehlungen (EC 7 – DIN-EN 1997, DIN 1054, EAB, Fachbuch „Baugruben“ von Weißenbach und Hettler usw.) verwiesen. Die horizontale Bettung der Verbauträger kann entsprechend den Angaben der EAB (EB102) berechnet werden. Zur Kontrolle müssen die berechneten seitlichen Bodenpressungen mit dem abgeminderten Erdwiderstand verglichen werden.



Hinsichtlich der Beurteilung der Rammfähigkeit wird auf die Ergebnisse der schweren Rammsondierungen hingewiesen. Innerhalb der Auffüllungen sind Rammhindernisse nicht auszuschließen. Innerhalb der Kiese steigen die Schlagzahlen der Rammsondierungen so rasch an, dass ein Einrammen in Bereiche dichter Lagerung oder eingelagerter Steine ohne Einbringhilfen nicht mehr möglich sein wird.

Generell sind als Rammhilfe für schwer rammbare Böden Lockerungsbohrungen mittels Endlosschnecke möglich. Als weitere Einbringhilfe, die ggf. bei Böden mit blockartigen Hindernissen oder Fels Anwendung findet, sind verrohrte Bodenaustauschbohrungen zu nennen. Zum Verfüllen der Bohrlöcher kann z.B. Sand 0/4 mm, bei Bedarf mit mind. 2 M.-% Bindemittel vergütet, verwendet werden.

Wird ein Verbau als Baugrubensicherung eingesetzt, muss dieser u. U. rückverankert oder ausgesteift werden, um unzulässig hohe Verformungen an der Bahnstrecke zu minimieren. Eine sorgfältige Planung und Bemessung des Verbaus und anderer temporärer Bauhilfskonstruktionen wird angezeigt. Die EAB (Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“) sind zu beachten.

7.1 Hilfsfundamente

Je nach Bauweise sind beispielsweise zur Herstellung von Lehrgerüsten oder ähnliches Gründungsmaßnahmen zwischen den Gleisen erforderlich. Für die Bemessung von Fundamenten wie auch von Tiefgründungselementen können soweit anwendbar (Bereiche BK 12, BK 8) die Angaben des Abschnitts 6 analog verwendet werden.

Bei Gründung von Fundamenten im Bereich der Gleisanlagen (BS 11 bis BS 9) stehen zuoberst weiche Schluffe an. Diese Schluffe sind gering tragfähig und lassen nur geringe Bodenpressungen zu.

Für die Planung von in 0,8 m Tiefe gegründeten Streifenfundamente unmittelbar auf den weichen Schluffen kann auf Grundlage interner Setzungs- und Grundbruchberechnungen der Bemessungswert des Sohlwiderstandes in Abhängigkeit der rechnerischen Setzungen s_{cal} entsprechend der nachfolgenden Tabelle 10 angesetzt werden. Die Breite der Streifenfundamente wurde zwischen 0,5 m und 5,0 m variiert.

Tabelle 10: Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstandes, Gründung unmittelbar in den Schluffen

	Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstandes in [kN/m²] bei Streifenfundamenten bei berechneten					
	Setzungen von $s_{cal} = 1,0$ cm bis $s_{cal} = 4,0$ cm mit Breiten b bzw. b' von					
	0,5	1,0 m	2,0 m	3,0 m	4,0 m	5,0 m
$s_{cal} \leq 1,0$ cm	100	70	55	45	40	35
$s_{cal} \leq 2,0$ cm	190	120	90	75	65	60
$s_{cal} \leq 4,0$ cm	230*	220	150	125	110	100

*) Grundbruch maßgebend



13.273.2 Heidelberg Bahnstadt Bahnbrücken
Standort 2 – Brücke an der Gneisenaustraße

Für die Planung von in 0,8 m Tiefe gegründeten Streifenfundamente oberhalb 1 m Bodenaustausch (wegen der angesetzten erhöhten Steifigkeiten und Scherparameter ist hier mindestens Frostschutzmaterial nach ZTV SoB erforderlich) oberhalb den Schluffen kann auf Grundlage interner Setzungs- und Grundbruchberechnungen der Bemessungswert des Sohlwiderstandes in Abhängigkeit der rechnerischen Setzungen s_{cal} entsprechend der nachfolgenden Tabelle 11 angesetzt werden. Die Breite der Streifenfundamente wurde zwischen 0,5 m und 5,0 m variiert.

Bei der Planung und Ausführung von Bodenaustauschmaßnahmen ist ein Lastausbreitungswinkel von mindestens 45° zu berücksichtigen.

Tabelle 11: Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstandes, Gründung auf 1 m Teilaustausch (erhöhte Anforderungen!) oberhalb den Schluffen

	Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstandes in [kN/m ²] bei Streifenfundamenten bei berechneten Setzungen von $s_{cal} = 1,0$ cm bis $s_{cal} = 4,0$ cm mit Breiten b bzw. b' von					
	0,5	1,0 m	2,0 m	3,0 m	4,0 m	5,0 m
$s_{cal} \leq 1,0$ cm	230	130	85	65	60	55
$s_{cal} \leq 2,0$ cm	390*	215	130	105	90	85
$s_{cal} \leq 4,0$ cm	390*	360	220	170	145	135

*) Grundbruch maßgebend

Die in den Tabellen angegebenen Sohldrücke wurden anhand interner Setzungs- und Grundbruchberechnungen nach dem Teilsicherheitskonzept (Vorabannahme: Veränderliche Last (Q)/Gesamtlast (Q+G) = 0,5) ermittelt und führen zu rechnerischen Setzungen von $s_{cal} \approx 1,0$ cm bis $s_{cal} \approx 4,0$ cm. Die tatsächlich zu erwartenden Setzungen werden geringer sein und etwa bei $2/3$ (Korrekturfaktor gemäß DIN 4019) der berechneten Setzungen liegen.

Die angegebenen Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstandes sind im Sinne des EC 7 zu interpretieren, d.h. sie gelten für effektive Fundamentbreiten (b bzw. $b' = b - 2e$) und vertikal, mittig belastete Fundamente (Bemessungssituation BS-P). Eine Erhöhung der o.g. Werte ist nicht zulässig. Bei Einwirkung von horizontalen Kräften H sind Abminderungen vorzunehmen. Zwischenwerte, die nicht in den Tabellen ausgewiesen sind, können linear interpoliert werden. Eine Extrapolation ist nicht zulässig.

Es wird ausdrücklich darauf, hingewiesen, dass es sich bei den genannten Werten nicht um die aufnehmbaren Sohldrücke nach DIN 1054:2005-01 und keine zulässigen Bodenpressungen nach DIN 1054:1976-11 handelt. Die zulässigen Bodenpressungen können durch Division mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten für Einwirkungen ermittelt werden.

Bei deutlichen Abweichungen von den o. g. Randbedingungen / Annahmen müssen im Rahmen der Ausführungsstatik Setzungsberechnungen unter Berücksichtigung der tatsächlichen Gründungstiefe, Gründungslasten und verschiedenen Lastfälle / Bauzustände erfolgen. Die Ergebnisse der neuen Berechnungen sind dann von einem Sachverständigen für Geotechnik zu bewerten und in einem geotechnischen Entwurfsbericht zusammenzufassen.



8 Hinweise zur Bauausführung

Grundsätzlich sind für die Baumaßnahmen die wärmeren, trockenen Jahreszeiten den kälteren, nassen Jahreszeiten vorzuziehen, da die teilweise anstehenden bindigen und gemischtkörnigen Erdmaterialien bei Wasserzutritt aufweichen und an Tragfähigkeit verlieren.

Nach erfolgtem Aushub muss unmittelbar mit den Auffüll- bzw. Betonierarbeiten begonnen werden, um Witterungseinflüsse auf die jeweiligen Baugrubensohlen zu vermeiden. Aufgelockerte und damit nicht tragfähige Bereiche sind nachzuverdichten und bei Bedarf gegen gut zu verdichtende Massen auszutauschen, oder besser mit Magerbeton aufzufüllen.

Bei der Durchführung der Arbeiten sind u. a. die Anforderungen des EC7/der DIN-EN 1997, ZTVE-StB 09, DIN 1054, ZTVA-StB 04/07, EAB, EA Pfähle sowie der jeweils gültigen Normen (Ril 836, DIN 4124 usw.), Vorschriften und Richtlinien zu beachten.

Alle unterschiedlichen Materialien sind filterwirksam, erforderlichenfalls durch ein Geotextil, voneinander zu trennen.

Bei der Planung und Ausführung der Baumaßnahmen sind die Platzverhältnisse, die Verkehrssituation, etc. zu berücksichtigen. Es sind Bauverfahren zu wählen, die ein Minimum an Beeinträchtigungen für die Bebauung und Umwelt erwarten lassen. Die Arbeitsgeräte und Baufahrzeuge sind den jeweiligen Verhältnissen anzupassen.

Der Aushubhorizont, bzw. jede Schüttlage ist unmittelbar und intensiv zu verdichten. Sämtliche Arbeiten sind durch Eigenüberwachungs- und Kontrollprüfungen zu überwachen.

Während der Erdarbeiten ist besonders auf Witterungseinflüsse und dadurch bedingte Wassergehaltsänderungen der Erdstoffe zu achten.

Generell wird die Abnahme der Gründungssohle (Kontrolle der Baugrundverhältnisse) bzw. die Überwachung von Auffüllarbeiten durch das unterzeichnende Büro empfohlen.

Das Einbringen des Verbaus mit Hilfe von vibrierenden oder schlagenden Geräten kann sowohl Sackungen und Setzungen im Boden als auch Erschütterungen an nahe gelegenen Verkehrsflächen (Gleis), Bauwerken, Leitungen, Masten etc. hervorrufen. Je nach geplantem Einbringverfahren sind Einbringhilfen vorzusehen.

Grundsätzlich ist die DIN 4150 („Erschütterungen im Bauwesen“) zu beachten. Bei ungünstigen Randbedingungen und sensiblem Umfeld ist gegebenenfalls eine Überschreitung der im Teil 3 der DIN 4150 angegebenen Anhaltswerte der Schwinggeschwindigkeiten durch Erschütterungsmessungen zu überprüfen.

Um im Bedarfsfall durch die Baumaßnahme verursachte Schäden von bereits bestehenden Schäden abgrenzen zu können, empfehlen wir, an unmittelbar an die Baumaßnahme grenzenden Gebäuden, Leitungen und Gleisen/Verkehrsflächen eine Beweissicherung durchzuführen.



9 Schlussbemerkungen

Für Neubau einer Fuß- und Radwegbrücke im Zuge des Erschließungsprojektes „Bahnstadt Heidelberg“, Standort 2 "Brücke an der Gneisenaustraße" wurden vom IBES Baugrundinstitut Baugrunderkundungen mit begleitenden Feld- sowie bodenmechanischen Laboruntersuchungen durchgeführt.

Anhand der Untersuchungsergebnisse und der zur Verfügung stehenden Unterlagen und Informationen wurde dieses Baugrund- und Gründungsgutachten mit abfallrechtlicher Bewertung ausgearbeitet. Darin werden Angaben zur Bemessung, Gründung und Bauausführung zur geplanten Baumaßnahme gemacht.

Bei der Bauausführung ist ein fachgerechtes Arbeiten wichtig. Während der Erd- und Gründungsarbeiten wird ggf. eine weitere baubegleitende geotechnische Überwachung des Projektes (Abnahme von Gründungssohlen, Verdichtungskontrollen) durch den Baugrundsachverständigen erforderlich werden.

Prinzipiell sind Abweichungen in Bezug auf Schichtmächtigkeit und –ausbildung zwischen bzw. außerhalb der Aufschlusspunkte nicht auszuschließen. Sollten beim großflächigen Aufschluss während der Bauarbeiten andere Baugrundverhältnisse als diesem Gutachten zugrunde liegende festgestellt werden, ist das IBES Baugrundinstitut sofort zu verständigen, um die Ursache und die Auswirkung auf die genannten Empfehlungen überprüfen und gegebenenfalls ergänzen zu können.

Die die Geotechnik betreffenden und tangierenden Ausführungspläne und Standsicherheitsnachweise sind dem IBES Baugrundinstitut im Rahmen der Entwurfserstellung zur Prüfung vorzulegen. Die Ergebnisse der Überprüfung werden in einem geotechnischen Entwurfsbericht zusammengefasst. Weitere geotechnische Berichte können im Laufe der Bauausführung erforderlich werden.

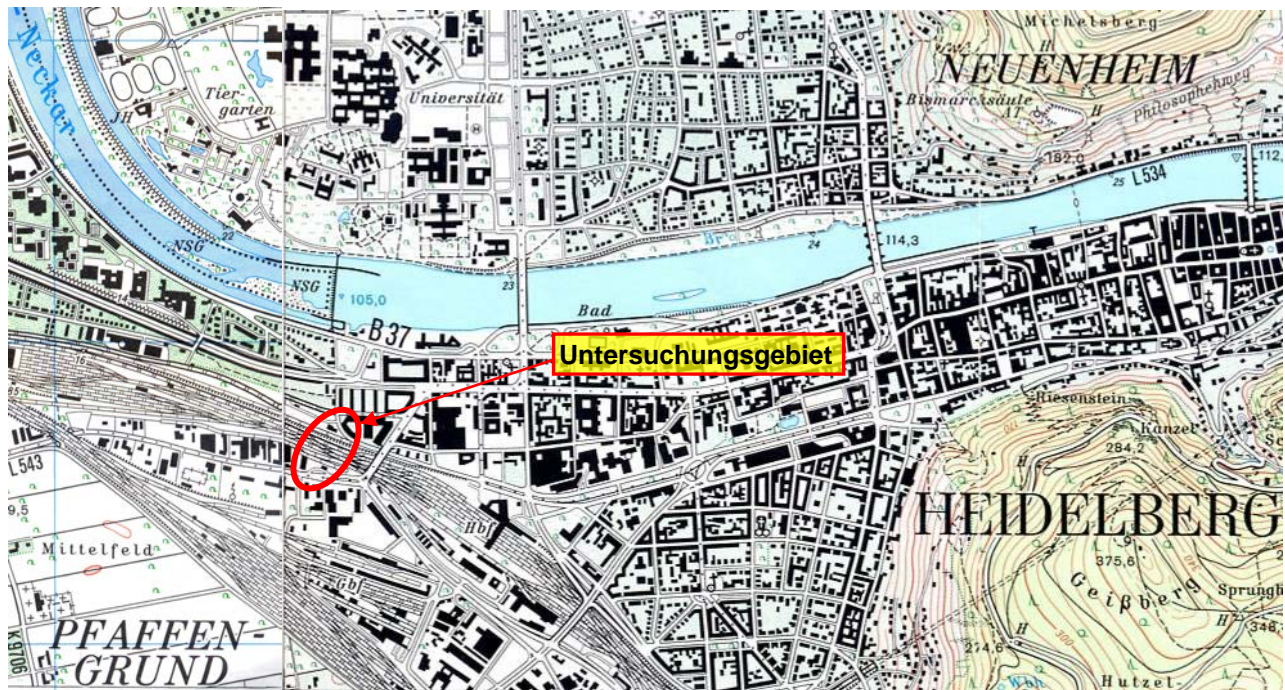
Im Zuge der Untersuchungen wurden keine Altlastuntersuchungen beauftragt. Sollten während der Ausführungen Verdachtsmomente auftreten (z.B. Beton- oder Asphaltreste im Aushub o. ä.) sind diese ggf. entsprechend zu untersuchen und zu entsorgen.

Bei neu auftretenden Fragen wird um rechtzeitige Benachrichtigung gebeten.

Das Gutachten besitzt nur in seiner Gesamtheit Gültigkeit.




Fritz-Voigt-Straße 4, 30.09.2013 sce/jr-ott
Neustadt/Weinstr.,
Telefon: 06321 4996-00
Telefax: 06321 4996-29
E-Mail: ibes-gmbh@ibes-gmbh.de

IBES Baugrundinstitut GmbH
Ingenieurgesellschaft für Geotechnik und Bauwesen



Auszug aus den top. Karten Blatt 6517 Mannheim-Südost, Ausgabe 2002 und
6518 Heidelberg-Nord, Ausgaben 1991, M. 1:25.000

Legende:

-  BK - Bohrung mit durchgehende Kerngewinnung
-  BS - Bohrsondierung
-  DPH - Sondierung mit der Schweren Rammsonde

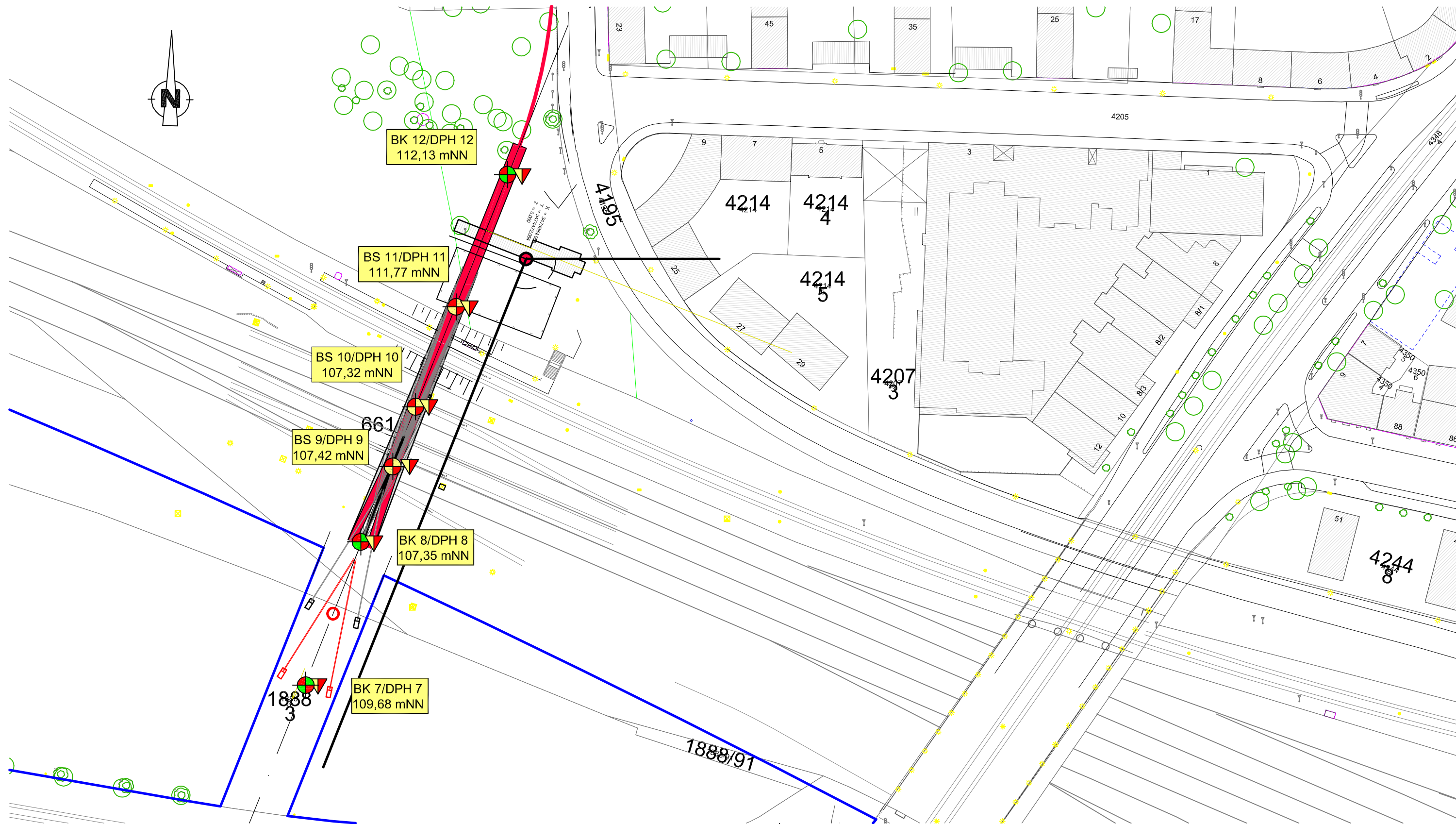
13.273.2 Heidelberg Bahnstadt Bahnbrücken
Standort 2 - Brücke an der Gneisenaustraße

Anlage 2.1






Lageplan mit Erkundungspunkten

M. 1:1.000



Legende:

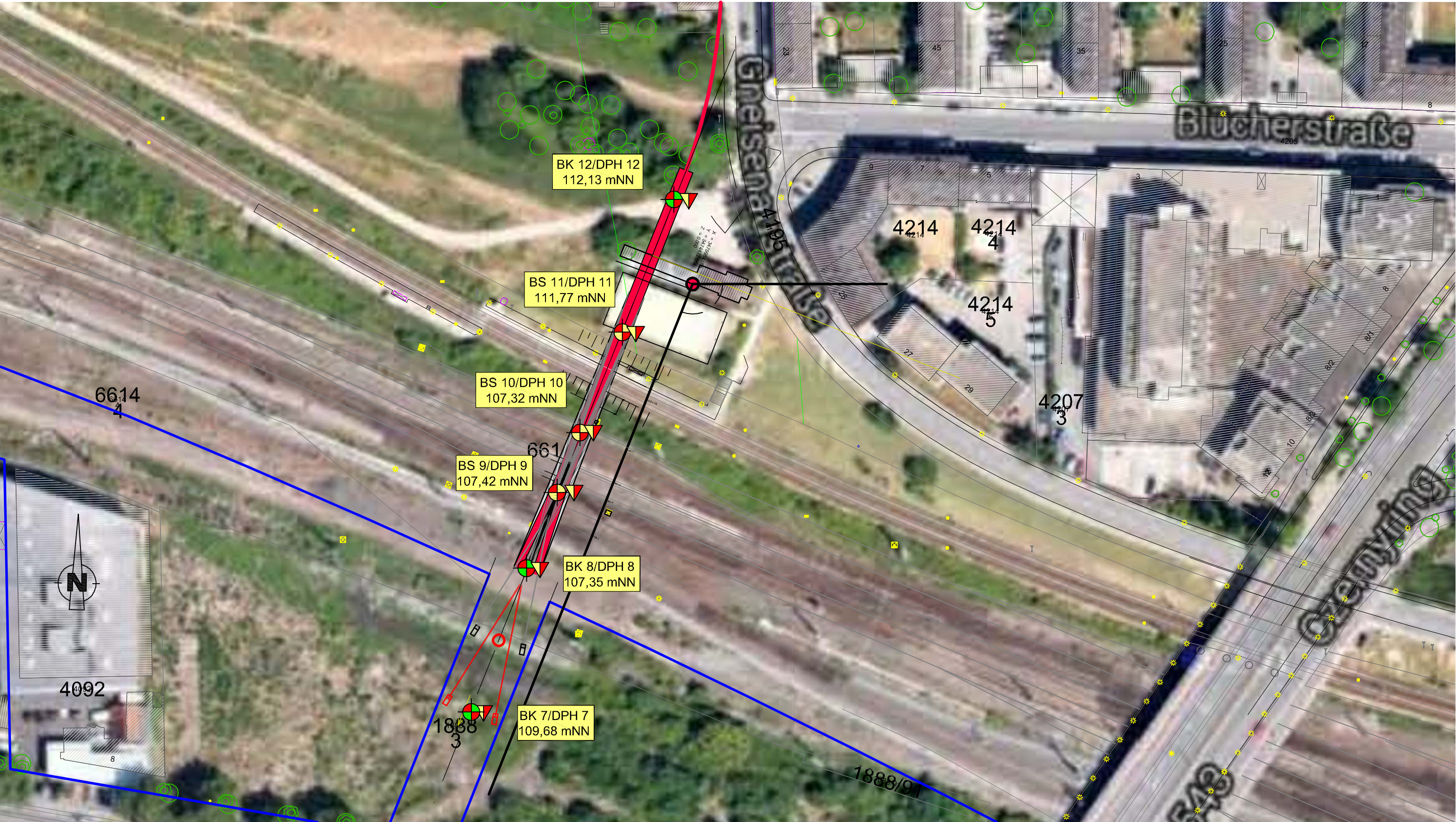
-  BK - Bohrung mit durchgehende Kerngewinnung
-  BS - Bohrsondierung
-  DPH - Sondierung mit der Schweren Rammsonde

13.273.2 Heidelberg Bahnstadt Bahnbrücken
Standort 2 - Brücke an der Gneisenastraße

Anlage 2.2



Luftbild mit Erkundungspunkten
ohne Maßstab



13.273.2 Heidelberg Bahnstadt Bahnbrücken
Standort 2 - Brücke an der Gneisenaustraße

Anlage 3.1



Bild 1: Blick vom Haltepunkt Gneisenaustraße nach Südwesten



Bild 2: Blick nach Nordosten



Bild 3: Ausführung der BK 7



Bild 4: Ausführung der BK 8



Bild 5: Ausführung der DPH 8

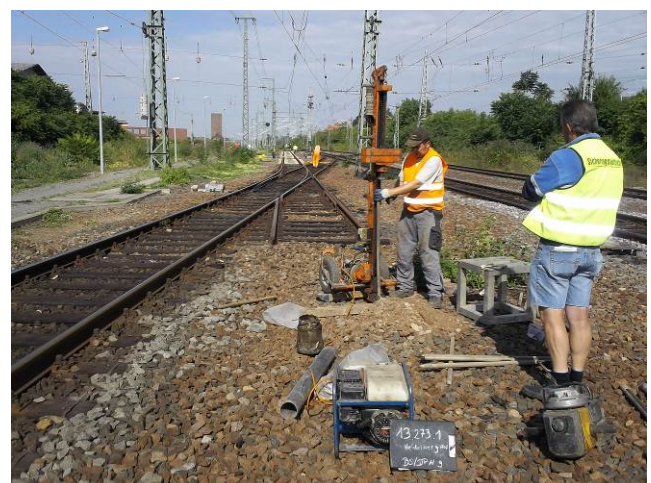


Bild 6: Ausführung der BS/DPH 9

13.273.2 Heidelberg Bahnstadt Bahnbrücken
Standort 2 - Brücke an der Gneisenaustraße

Anlage 3.2



Bild 7: Ausführung der BS/DPH 10



Bild 8: Ausführung der BS/DPH 11



Bild 9: Bohrgut der BS 11 (oberer Teil)



Bild 10: Bohrgut der BS 11 (unterer Teil)



Bild 11: Ausführung der Drehbohrung zur Kampfmittel-freimessung



Bild 12: Bohrung BK 7 (0,00m – 15,00m)



Bild 13: Bohrung BK 7 (15,00m – 30,00m)



Bild von 0,00m bis 2,00m fehlt



Bild 14: Bohrung BK 8 (2,00m – 16,00m)



Bild 15: Bohrung BK 8 (16,00m – 32,00m)



Bild 16: Bohrung BK 12 (0,00m – 15,00m)

13.273.2 Heidelberg Bahnstadt Bahnbrücken
Standort 2 - Brücke an der Gneisenaustraße

Anlage 3.8



Bild 17: Bohrung BK 12 (15,00m – 20,00m)



ZEICHENERKLÄRUNG (s. DIN 4023)

UNTERSUCHUNGSSTELLEN

	SCH	Schurf
	B	Bohrung
	BK	Bohrung mit durchgehender Kerngewinnung
	BP	Bohrung mit Gewinnung nicht gekernter Proben
	BuP	Bohrung mit Gewinnung unvollständiger Proben
	DPL	Rammsondierung leichte Sonde DIN 4094
	DPM	Rammsondierung mittelschwere Sonde DIN 4094
	DPH	Rammsondierung schwere Sonde DIN 4094
	BS	Sondierbohrung
	DS	Drucksondierung nach DIN 4094
	RKS	Rammkernsondierung
	GWM	Grundwassermeßstelle

BODENARTEN

Auffüllung		A	
Blöcke	mit Blöcken	Y y	
Steine	steinig	X x	
Kies	kiesig	G g	
Sand	sandig	S s	
Schluff	schluffig	U u	
Ton	tonig	T t	
Torf	humos	H h	
Mudde	organisch	F o	
Geschiebemergel	mergelig	Mg me	

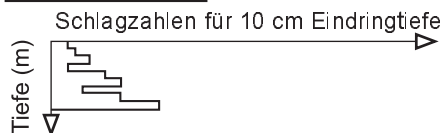
KORNGRÖßENBEREICH

f	fein
m	mittel
g	grob

KONSISTENZ

brg	breiig	wch	weich
stf	steif	hfst	halbfest
fst	fest		

RAMMDIAGRAMM



PROBENENTNAHME UND GRUNDWASSER

Proben-Güteklasse nach DIN 4021 Tab. 1

	Bohrprobe (Glas 0,7l)
	Bohrprobe (Eimer 5l)
	Sonderprobe
	Verwachsene Bohrkernprobe
	Grundwasser angebohrt
	Grundwasser nach Bohrende
	Ruhewasserstand
k. GW	kein Grundwasser
	Bodengruppe aufgrund Laborergebnis
GU*	Bodengruppe aufgrund Ansprache

FELSARTEN

Fels, allgemein	Z	
Fels, verwittert	Zv	
Kongl., Brekzie	Gst.	
Sandstein	Sst	
Schluffstein	Ust	
Tonstein	Tst	
Mergelstein	Mst	
Kalkstein	Kst	
Granit	Gr	

NEBENANTEILE (DIN 4022)

schwach (<15%)
*/ stark (>30%)

BODENKLASSE

Bkl. 3

FEUCHTIGKEIT

f nass

KLÜFTUNG

klü	<	klüftig
klü	≧	stark klüftig

RAMMSONDIERUNG NACH DIN 4094

	leicht	mittelschwer	schwer
Spitzendurchmesser	2,52 cm	3,57 cm	4,37 cm
Spitzenquerschnitt	5,00 cm ²	10,00 cm ²	15,00 cm ²
Gestängedurchmesser	2,20 cm	2,20 cm	3,20 cm
Rambbärgewicht	10,00 kg	30,00 kg	50,00 kg
Fallhöhe	50,0 cm	20,0 cm	50,0 cm

Bauvorhaben:

Heidelberg Bahnstadt Bahnbrücken
Standort 2 - Brücke an der Gneisenaustraße

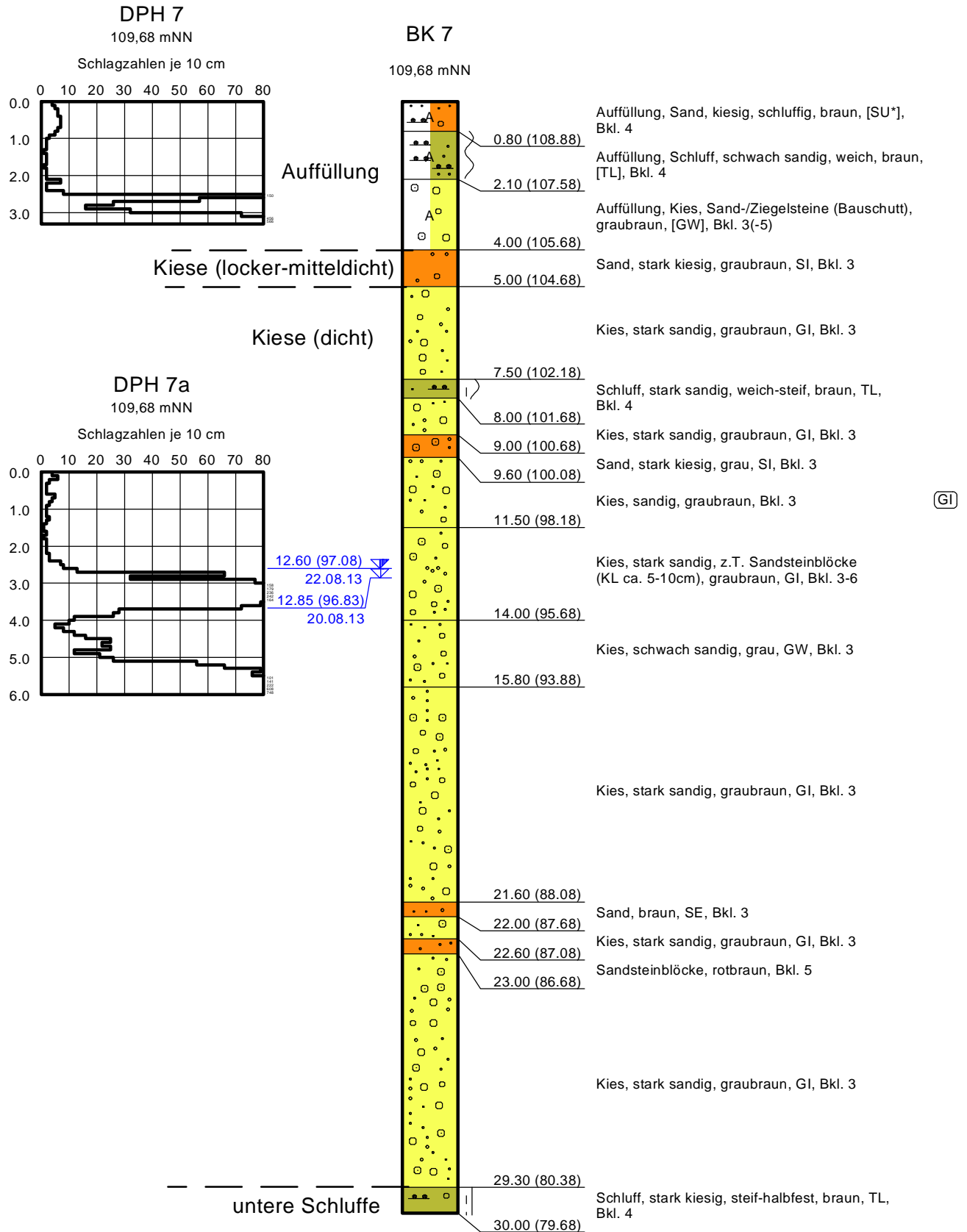
Planbezeichnung:

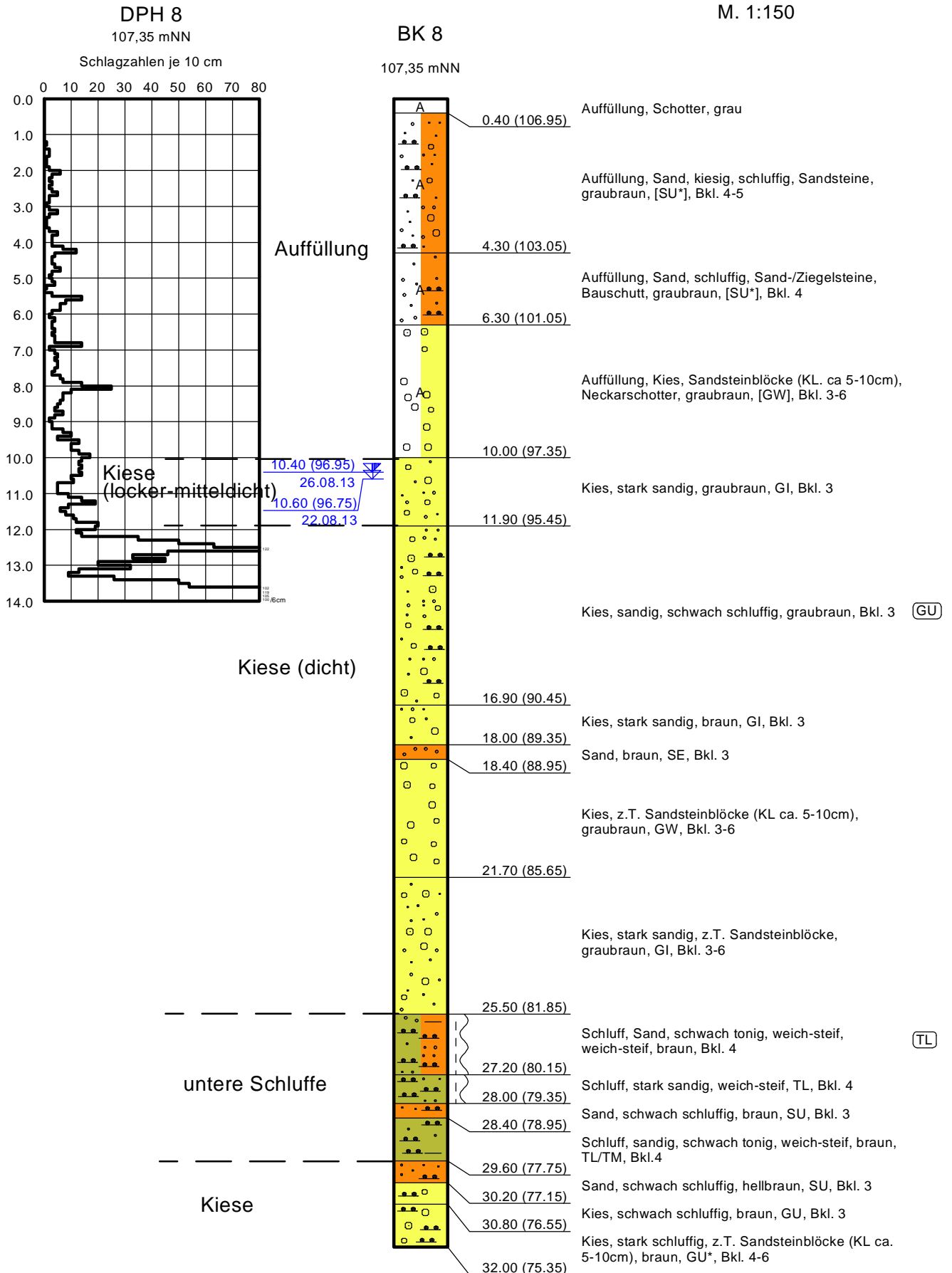
Legende:

M. 1:150/1:100



M. 1:150



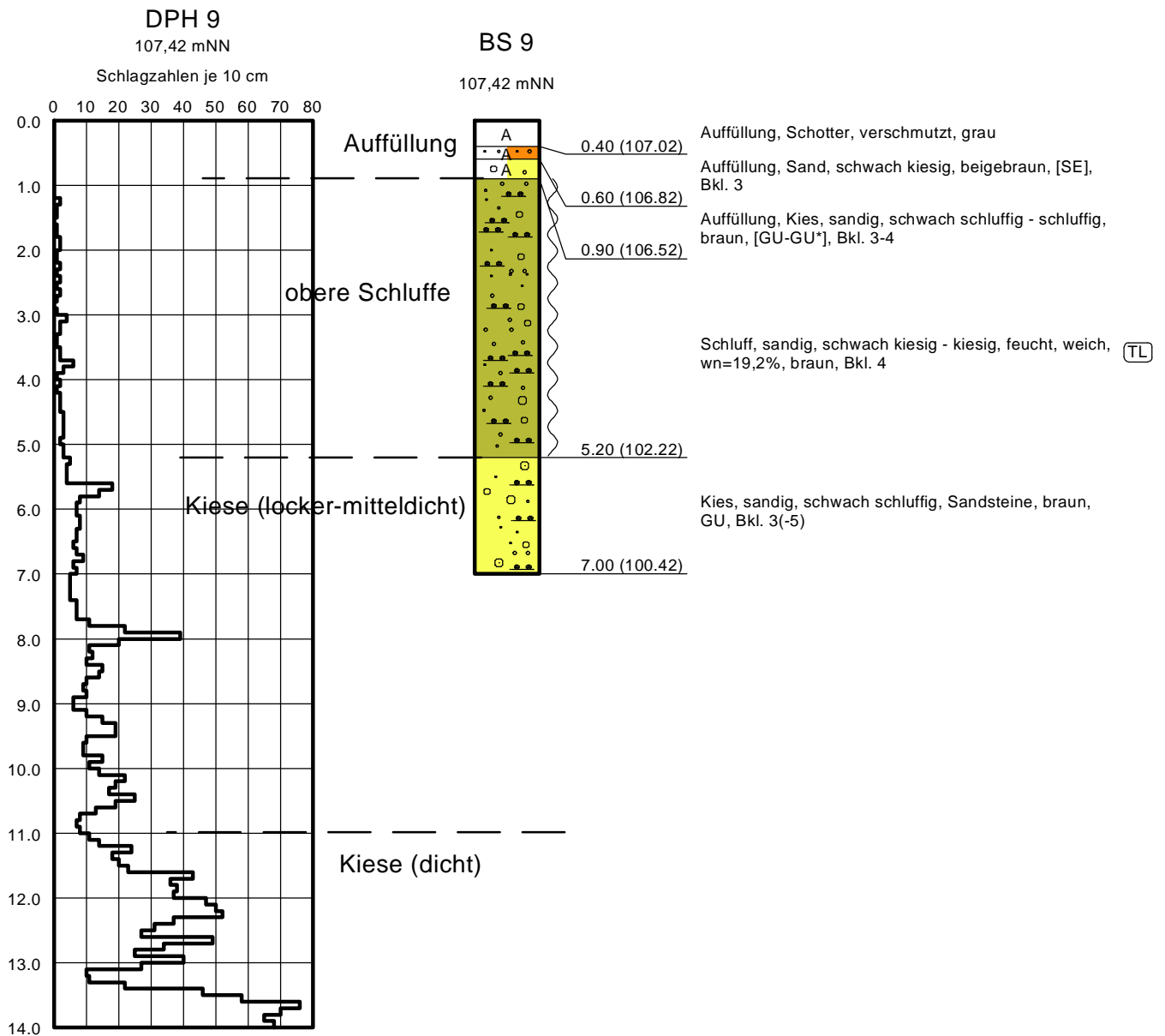


13.273.2 Heidelberg Bahnstadt Bahnbrücken
Standort 2 - Brücke an der Gneisenaustraße

Anlage 4.3



M. 1:100

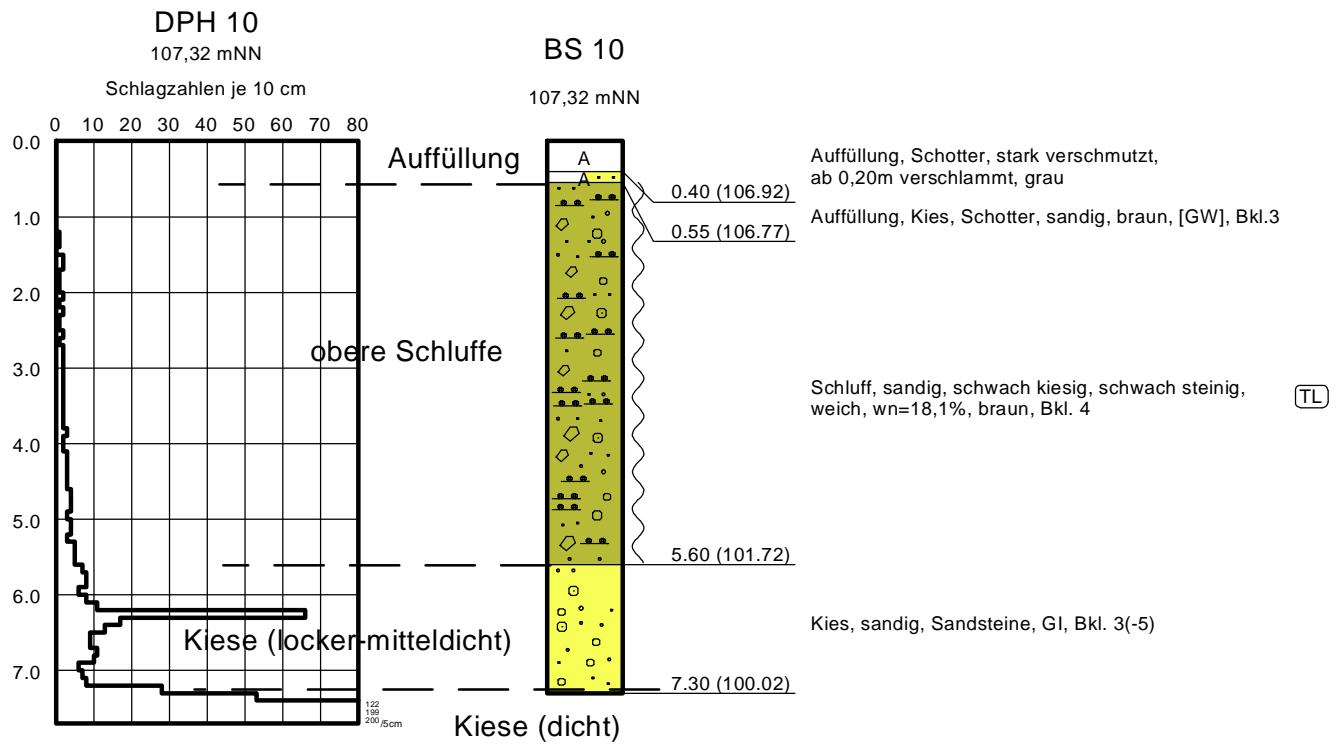


13.273.2 Heidelberg Bahnstadt Bahnbrücken
Standort 2 - Brücke an der Gneisenaustraße

Anlage 4.4



M. 1:100

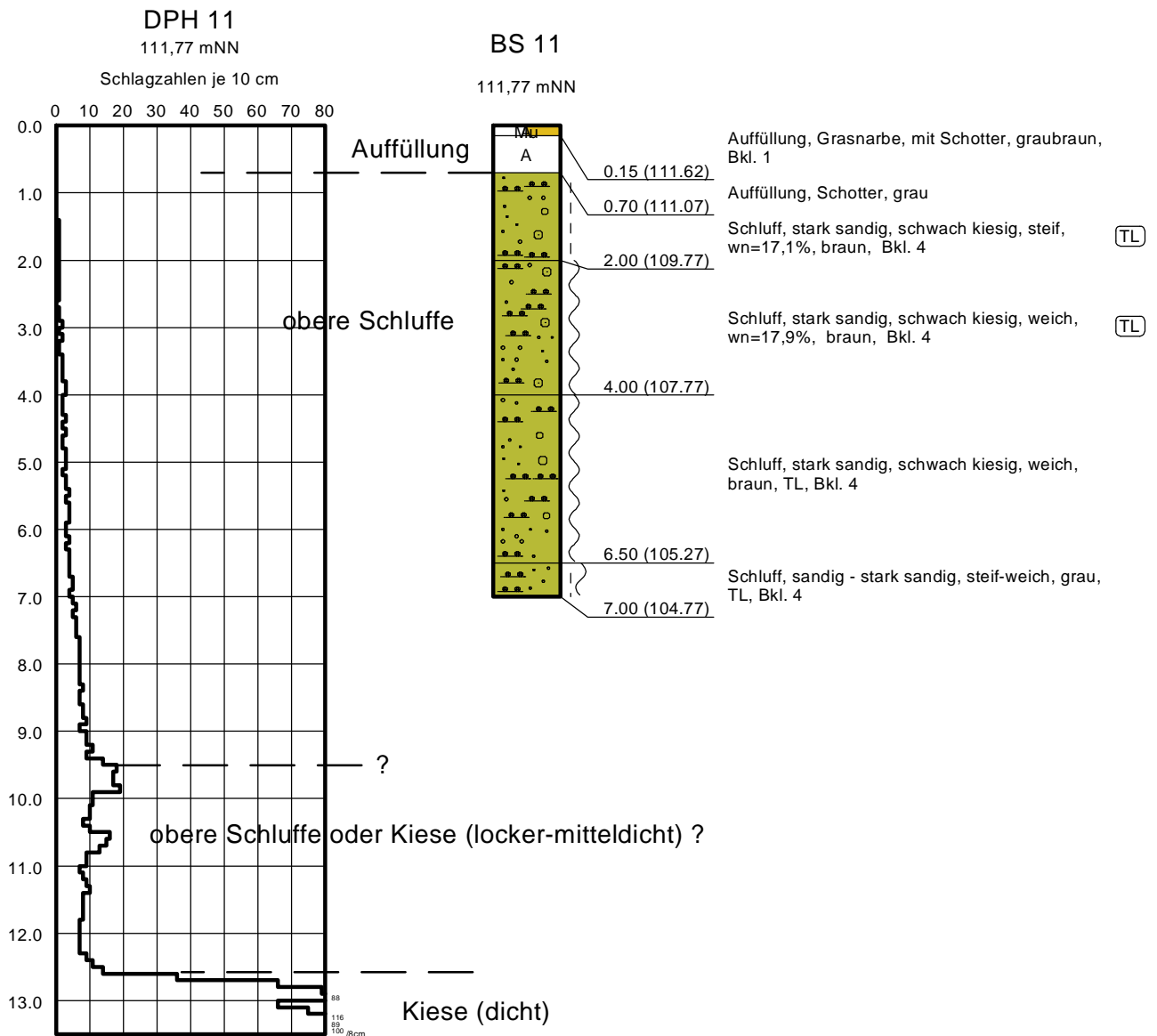


13.273.2 Heidelberg Bahnstadt Bahnbrücken
Standort 2 - Brücke an der Gneisenaustraße

Anlage 4.5



M. 1:100

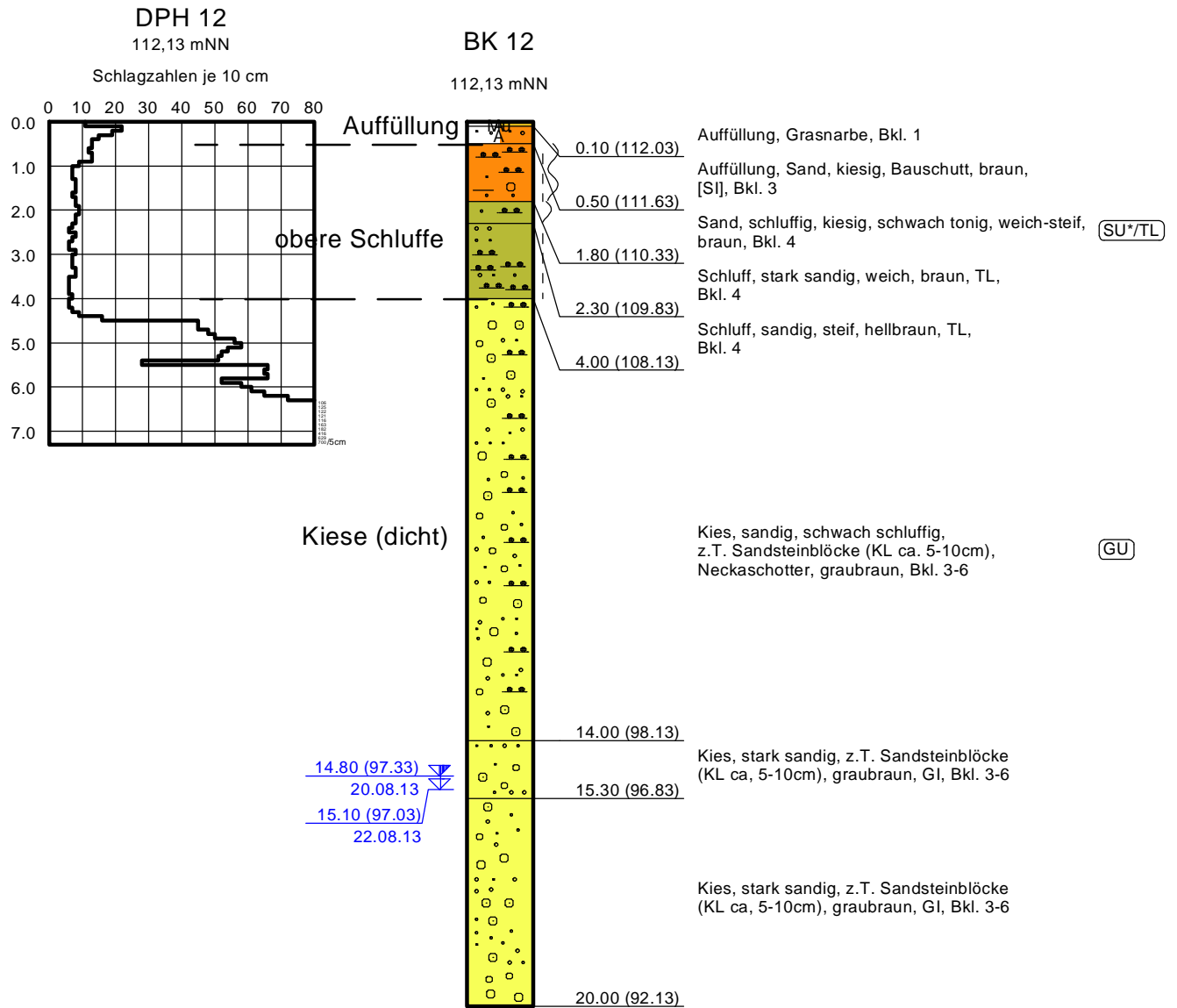


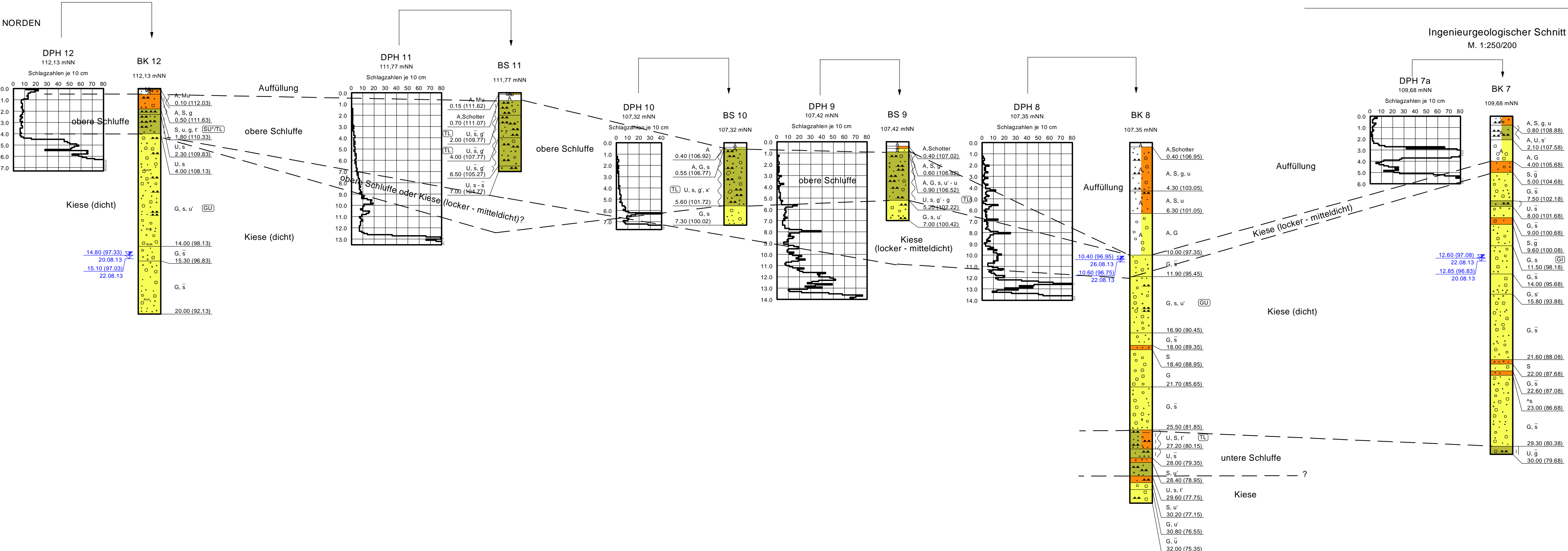
13.273.2 Heidelberg Bahnstadt Bahnbrücken
Standort 2 - Brücke an der Gneisenaustraße

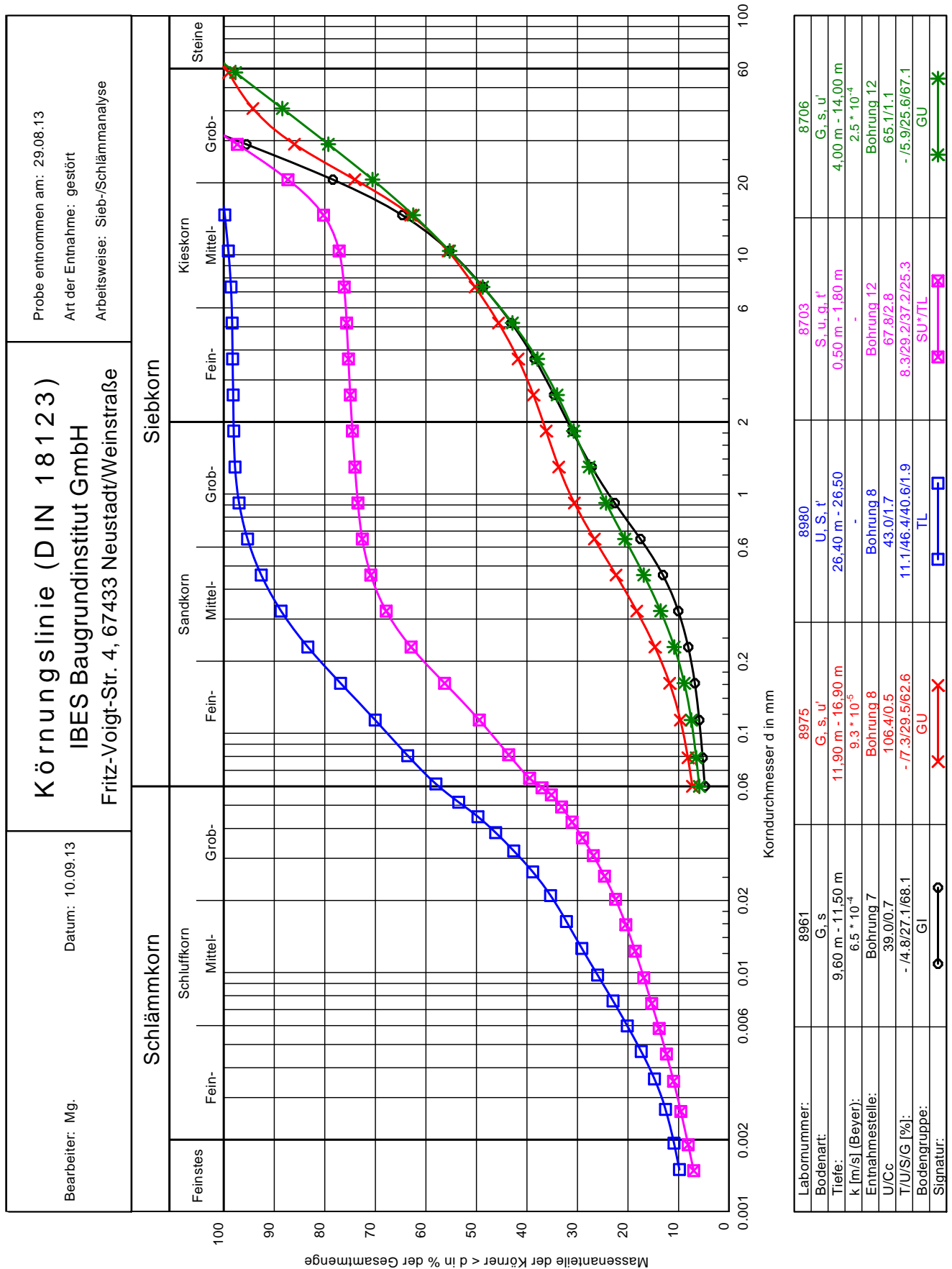
Anlage 4.6



M. 1:150









Zustandsgrenzen nach DIN 18 122

Labornummer: 8990

Entnahmestelle: Sondierbohrung 9

Tiefe: 0,90 m - 5,20 m

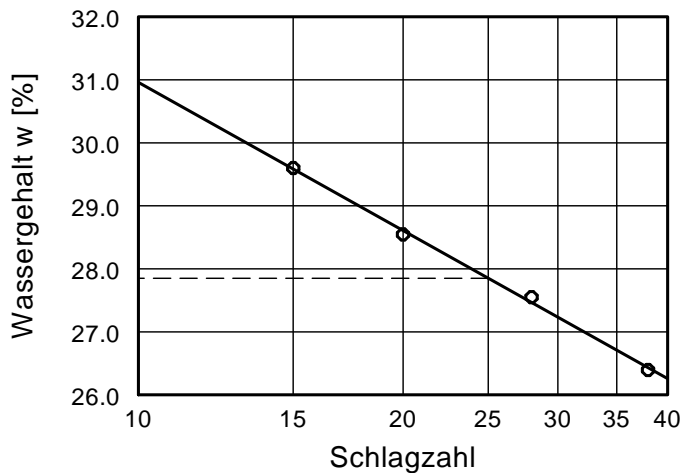
Bodengruppe: TL

Art der Entnahme: gestört

Probe entnommen am: 30.08.13

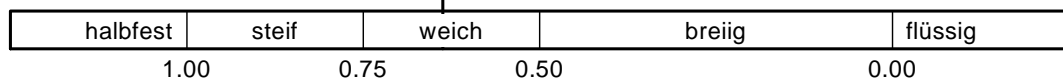
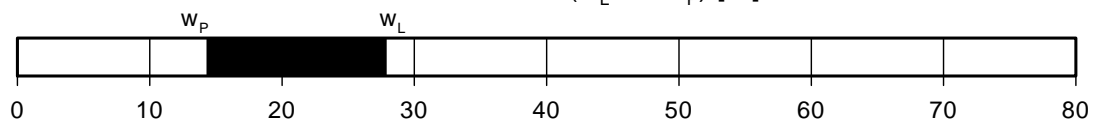
Bearbeiter: Jg.

Datum: 10.09.13

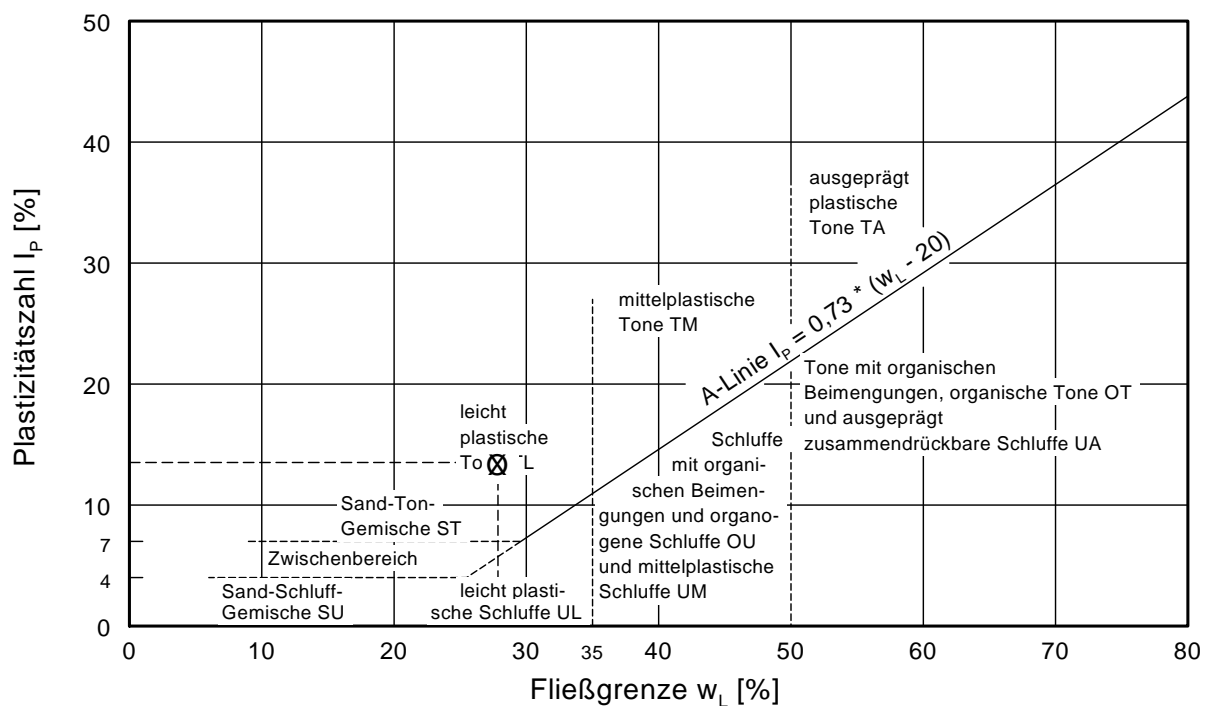


Wassergehalt $w = 19.2 \%$
 Fließgrenze $w_L = 27.9 \%$
 Ausrollgrenze $w_p = 14.3 \%$
 Plastizitätszahl $I_p = 13.5 \%$
 Konsistenzzahl $I_c = 0.64$

Zustandsform

 $I_c = 0.64$ Plastizitätsbereich (w_L bis w_p) [%]

Plastizitätsdiagramm





Zustandsgrenzen nach DIN 18 122

Labornummer: 8994

Entnahmestelle: Sondierbohrung 10

Tiefe: 0,55 m - 5,60 m

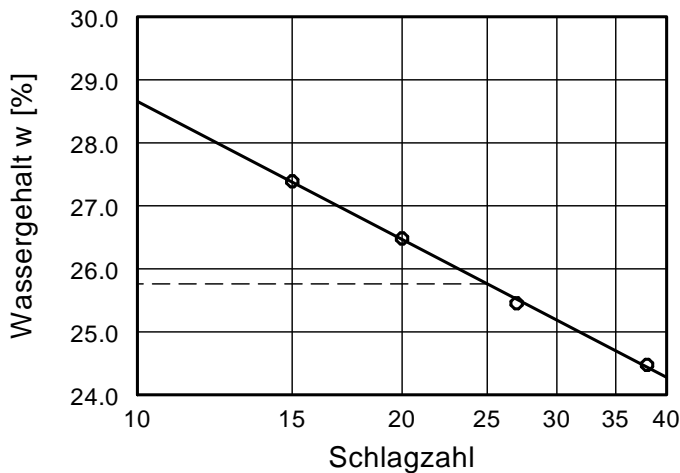
Bodengruppe: TL

Art der Entnahme: gestört

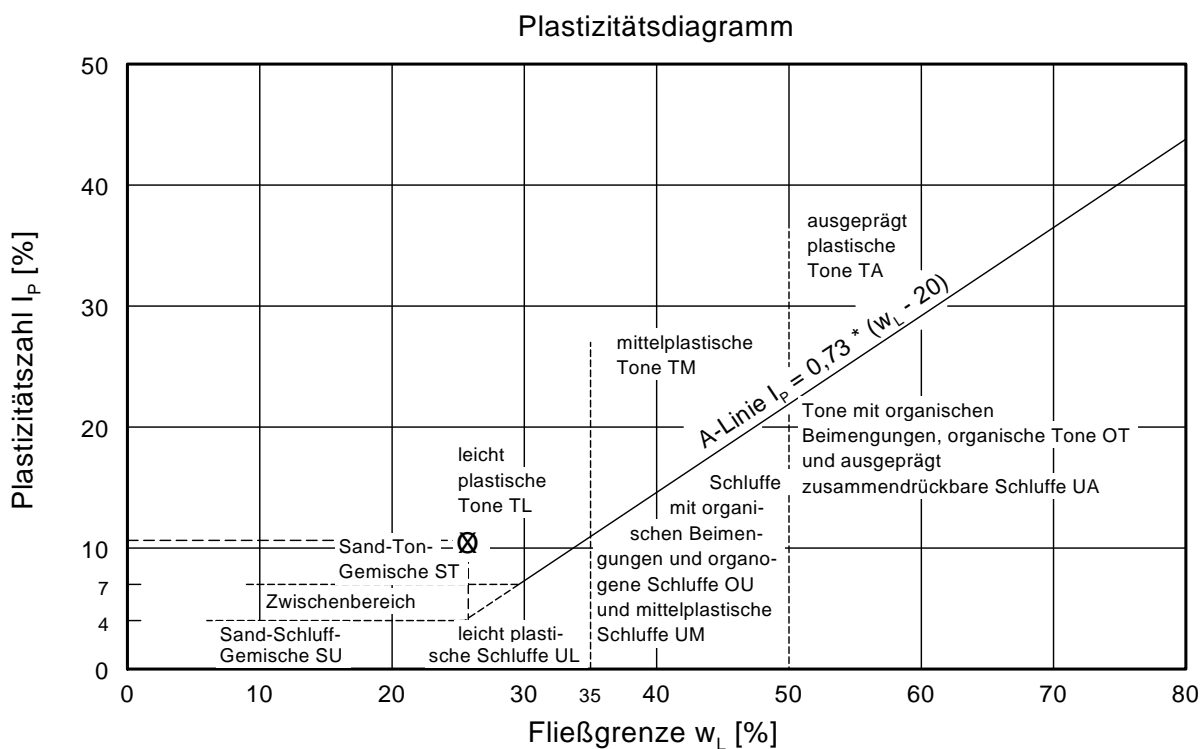
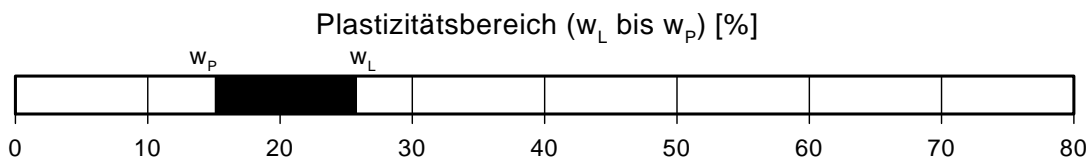
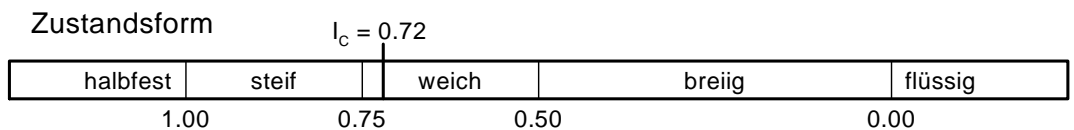
Probe entnommen am: 30.08.13

Bearbeiter: Jg.

Datum: 10.09.13



Wassergehalt $w = 18.1 \%$
 Fließgrenze $w_L = 25.8 \%$
 Ausrollgrenze $w_p = 15.1 \%$
 Plastizitätszahl $I_p = 10.6 \%$
 Konsistenzzahl $I_c = 0.72$





Zustandsgrenzen nach DIN 18 122

Labornummer: 8998

Entnahmestelle: Sondierbohrung 11

Tiefe: 0,70 m - 2,00 m

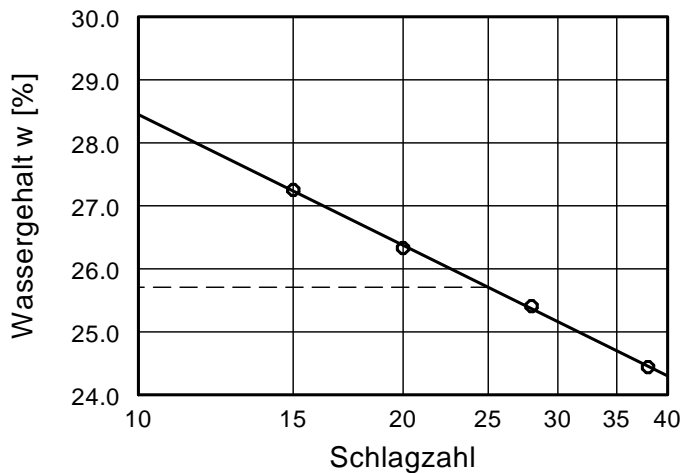
Bodengruppe: TL

Art der Entnahme: gestört

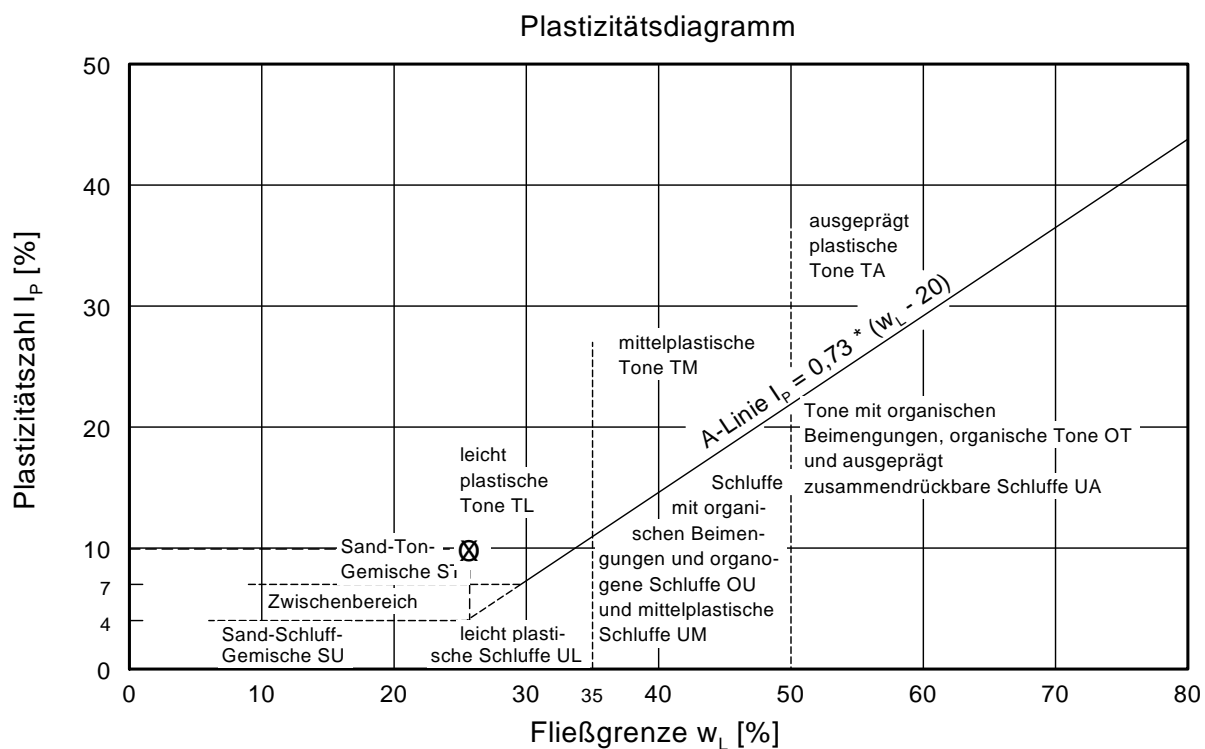
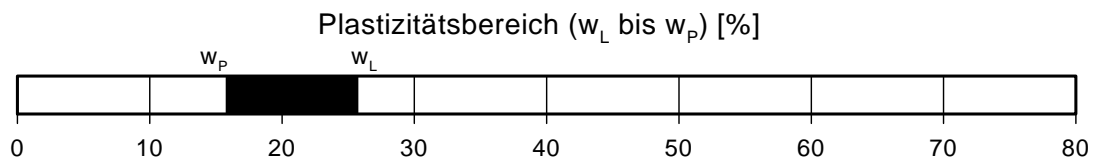
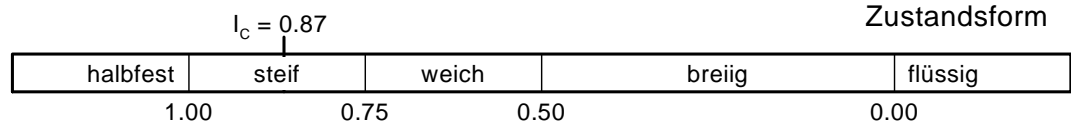
Probe entnommen am: 30.08.13

Bearbeiter: Jg.

Datum: 10.09.13



Wassergehalt $w = 17.1 \%$
 Fließgrenze $w_L = 25.7 \%$
 Ausrollgrenze $w_p = 15.8 \%$
 Plastizitätszahl $I_p = 9.9 \%$
 Konsistenzzahl $I_c = 0.87$





Zustandsgrenzen nach DIN 18 122

Labornummer: 8999

Entnahmestelle: Sondierbohrung 11

Tiefe: 2,00 m - 4,00 m

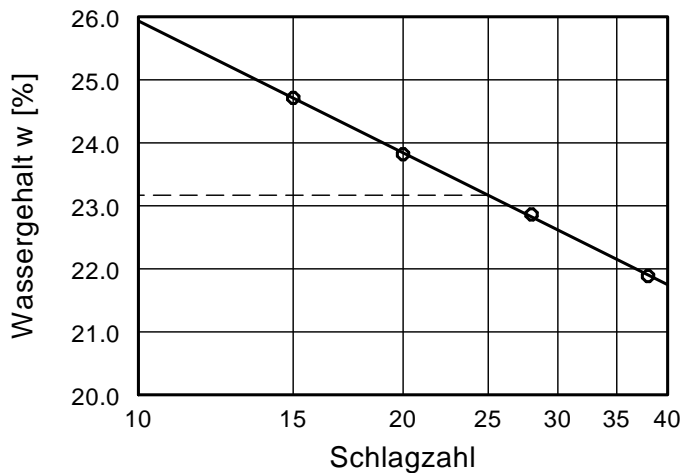
Bodengruppe: TL

Art der Entnahme: gestört

Probe entnommen am: 30.08.13

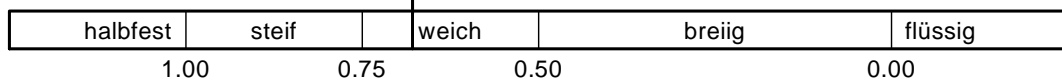
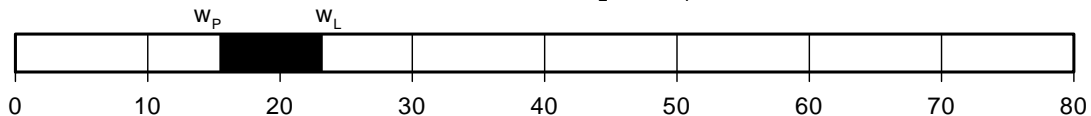
Bearbeiter: Jg.

Datum: 10.09.13

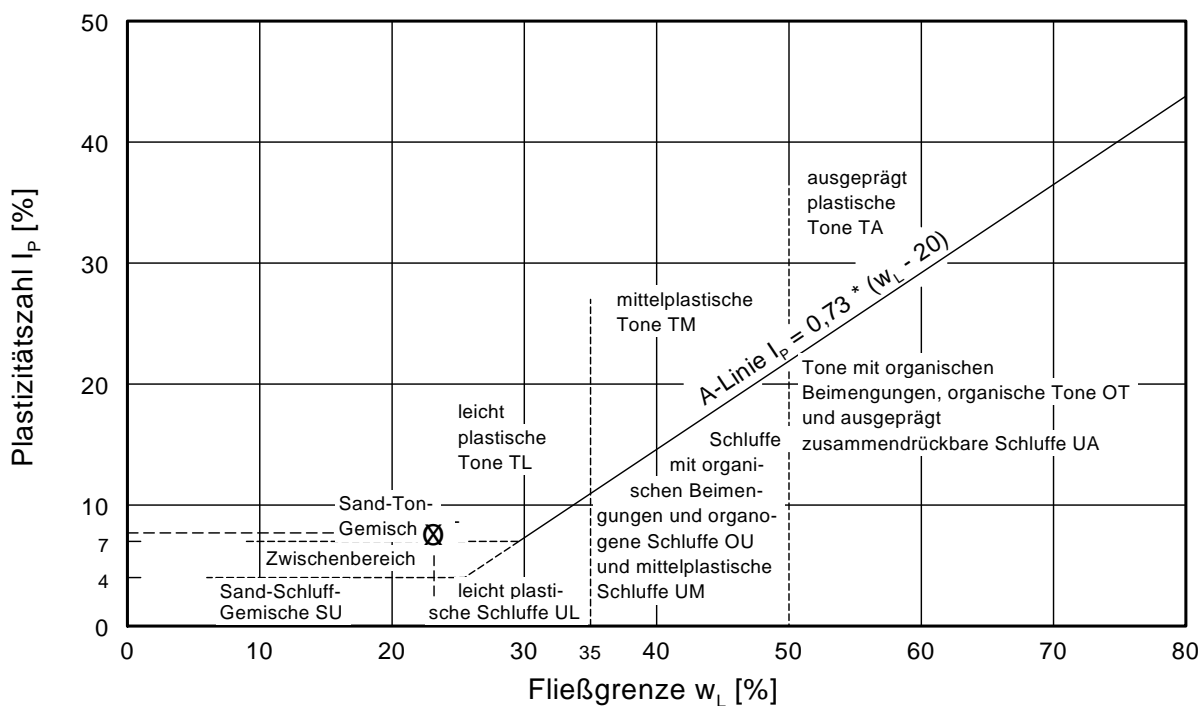


Wassergehalt $w = 17.9 \%$
 Fließgrenze $w_L = 23.2 \%$
 Ausrollgrenze $w_p = 15.5 \%$
 Plastizitätszahl $I_p = 7.7 \%$
 Konsistenzzahl $I_c = 0.68$

Zustandsform

 $I_c = 0.68$ Plastizitätsbereich (w_L bis w_p) [%]

Plastizitätsdiagramm



13.273.2 Heidelberg Bahnstadt Brücken
Standort 2 - Brücke an der Gneisenaustraße

Anlage 6.3



Bestimmung des Wassergehaltes durch Ofentrocknung nach DIN 18121, Teil 1

Projekt - Nr: 13.273.1				Entnahmeart: gestört			
Projekt:				Entnahme am: 30.09.13			
Ausgf. durch: Mg.		Datum: 09.09.13		durch:			
Labornummer:	8990	8994	8998	8999			
Entnahmestelle (km):	BS 9	BS 10	BS 11	BS 11			
Entnahmetiefe [m]:	0,9-5,2	0,55-5,6	0,7-2,0	2,0-4,00			
Behälter Nr.	39	172	125	23			
Feuchte Probe + Behälter $m+m_b$ [g]	276,43	300,68	344,49	371,18			
Trock. Probe + Behälter $m_d + m_b$ [g]	244,19	266,68	307,51	327,94			
Behälter m_b [g]	76,66	78,85	91,62	86,90			
Wasser $(m_a+m_b)-(m_d+m_b)=m_w$ [g]	32,24	34	36,98	43,24			
Trockene Probe m_d [g]	167,53	187,83	215,89	241,04			
Wassergehalt $w=(m_w/m_d) \cdot 100$ [%]	19,24	18,10	17,13	17,94			

13.273.2 Heidelberg Bahnstadt Bahnbrücken
Standort 2 – Brücke an der Gneisenaustraße

Anlage 7



Wasseranalyse nach DIN 4030

gefertigt von
AGROLAB Labor GmbH, Bruckberg

Blatt 1 - 4: Prüfberichte



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

IBES BAUGRUNDINSTITUT GMBH
 FRITZ-VOIGT-STR. 4
 67433 NEUSTADT A.D. WEINSTRASSE

Datum 13.09.2013
 Kundennr. 27014775
 Seite 1 von 2

PRÜFBERICHT 1027949 - 717598

Auftrag **1027949 13.273.1 /Bahnsteadt Brücken HD**
 Analysennr. **717598 Wasser**
 Probeneingang **10.09.2013**
 Probenahme **19.-30.08.2013**
 Probennehmer **Krahl**
 Kunden-Probenbezeichnung **BK8**
 Probenart **Wasser**

Einheit Ergebnis Best.-Gr. Grenzwert Methode

Sensorische Prüfungen

Färbung (Labor)		braun			EN ISO 7887-C1
Trübung (Labor)		stark			Visuell
Geruch (Labor)		ohne			DEV B1/2

Physikalische Parameter

pH-Wert (Labor)		7,95	0		DIN 38404-C5
Leitfähigkeit bei 20 °C (Labor)	µS/cm	690	10		DIN EN 27888
Leitfähigkeit bei 25 °C (Labor)	µS/cm	770	10		DIN EN 27888

Kationen

Ammonium (NH ₄)	mg/l	0,43	0,03		analog DIN38406-E 5, BR_C_179
Calcium (Ca)	mg/l	98	1		DIN EN ISO 17294-2 (E29)
Magnesium (Mg)	mg/l	15	1		DIN EN ISO 17294-2 (E29)

Anionen

Chlorid (Cl)	mg/l	73	1		analog DIN EN ISO 15682-D31 (CFA), BR_C_179
Nitrat (NO ₃)	mg/l	12	1		DIN EN ISO 13395-D28'
Sulfat (SO ₄)	mg/l	94	2		in Anlehnung an DIN 38405-D5, BR_C_179
Sulfid leicht freisetzbar	mg/l	<0,05	0,05		DIN 38405-D27
Säurekapazität bis pH 4,3	mmol/l	3,72	0,1		DIN 38409-H7-1
Säurekapazität bis pH 4,3 nach Marmorlöse-V.	mmol/l	3,74	0,1		DIN 38409-H7-1

Summarische Parameter

Oxidierbarkeit (KMnO ₄ -Verbrauch)	mg/l	7,4	0,5		DIN EN ISO 8467 (H 5)
KMnO ₄ -Index (als O ₂)	mg/l	1,9	0,1		DIN EN ISO 8467 (H 5)

Berechnete Werte

Carbonathärte	°dH	10,4	0,3		berechnet
Carbonathärte	mg/l CaO	104			berechnet
Nichtcarbonathärte	°dH	6,7	0		berechnet
Nichtcarbonathärte	mg/l CaO	67,2	0		berechnet
Gesamthärte	°dH	17,1	1		berechnet
Gesamthärte	mg/l CaO	171			berechnet
Kalkl. Kohlensäure	mg/l	<1	1		DIN 4030
Gesamthärte	mmol/l	3,06	0,18		berechnet





Datum 13.09.2013
Kundennr. 27014775
Seite 2 von 2

PRÜFBERICHT 1027949 - 717598

Einheit	Ergebnis	Best.-Gr.	Grenzwert	Methode
Sonstige Untersuchungsparameter				
Betonaggressivität (Angriffsgrad DIN 4030)	nicht angreifend			DIN 4030

Erläuterung: Das Zeichen "<" oder n.b. in der Spalte Ergebnis bedeutet, der betreffende Stoff ist bei nebenstehender Bestimmungsgrenze nicht quantifizierbar.

' Nitrat: Messung mittels automatisierter Photometrie.

AGROLAB Labor Philipp Schaffler, Tel. 08765/93996-86
philipp.schaffler@agrolab.de
Kundenbetreuung

Dieser elektronisch übermittelte Ergebnisbericht wurde geprüft und freigegeben. Er entspricht den Anforderungen der ISO/IEC 17025:2005 an vereinfachte Ergebnisberichte und ist mit der elektronischen Signatur gültig.

Verteiler

IBES BAUGRUNDINSTITUT GMBH

Beginn der Prüfungen: 10.09.13
Ende der Prüfungen: 13.09.13

Die Prüfergebnisse beziehen sich ausschließlich auf die Prüfgegenstände. Bei Proben unbekannten Ursprungs ist eine Plausibilitätsprüfung nur bedingt möglich. Die auszugsweise Vervielfältigung des Berichts ohne unsere schriftliche Genehmigung ist nicht zulässig.



Durch die DAkkS nach DIN EN ISO/IEC 17025 akkreditiertes Prüflaboratorium. Die Akkreditierung gilt für die in der Urkunde aufgeführten Prüfverfahren.



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

IBES BAUGRUNDINSTITUT GMBH
 FRITZ-VOIGT-STR. 4
 67433 NEUSTADT A.D. WEINSTRASSE

Datum 13.09.2013
 Kundennr. 27014775
 Seite 1 von 2

PRÜFBERICHT 1027949 - 717599

Auftrag **1027949 13.273.1 /Bahnsteadt Brücken HD**
 Analysennr. **717599 Wasser**
 Probeneingang **10.09.2013**
 Probenahme **19.-30.08.2013**
 Probennehmer **Krahl**
 Kunden-Probenbezeichnung **BK12**
 Probenart **Wasser**

Einheit Ergebnis Best.-Gr. Grenzwert Methode

Sensorische Prüfungen

Färbung (Labor)		braun			EN ISO 7887-C1
Trübung (Labor)		stark			Visuell
Geruch (Labor)		ohne			DEV B1/2

Physikalische Parameter

pH-Wert (Labor)		7,77	0		DIN 38404-C5
Leitfähigkeit bei 20 °C (Labor)	µS/cm	791	10		DIN EN 27888
Leitfähigkeit bei 25 °C (Labor)	µS/cm	883	10		DIN EN 27888

Kationen

Ammonium (NH ₄)	mg/l	0,22	0,03		analog DIN38406-E 5, BR_C_179
Calcium (Ca)	mg/l	120	1		DIN EN ISO 17294-2 (E29)
Magnesium (Mg)	mg/l	19	1		DIN EN ISO 17294-2 (E29)

Anionen

Chlorid (Cl)	mg/l	74	1		analog DIN EN ISO 15682-D31 (CFA), BR_C_179
Nitrat (NO ₃)	mg/l	14	1		DIN EN ISO 13395-D28'
Sulfat (SO ₄)	mg/l	110	2		in Anlehnung an DIN 38405-D5, BR_C_179
Sulfid leicht freisetzbar	mg/l	<0,05	0,05		DIN 38405-D27
Säurekapazität bis pH 4,3	mmol/l	4,89	0,1		DIN 38409-H7-1
Säurekapazität bis pH 4,3 nach Marmorlöse-V.	mmol/l	4,87	0,1		DIN 38409-H7-1

Summarische Parameter

Oxidierbarkeit (KMnO ₄ -Verbrauch)	mg/l	6,7	0,5		DIN EN ISO 8467 (H 5)
KMnO ₄ -Index (als O ₂)	mg/l	1,7	0,1		DIN EN ISO 8467 (H 5)

Berechnete Werte

Carbonathärte	°dH	13,7	0,3		berechnet
Carbonathärte	mg/l CaO	137			berechnet
Nichtcarbonathärte	°dH	7,4	0		berechnet
Nichtcarbonathärte	mg/l CaO	74,2	0		berechnet
Gesamthärte	°dH	21,1	1		berechnet
Gesamthärte	mg/l CaO	211			berechnet
Kalkl. Kohlensäure	mg/l	<1	1		DIN 4030
Gesamthärte	mmol/l	3,77	0,18		berechnet





Datum 13.09.2013
Kundennr. 27014775
Seite 2 von 2

PRÜFBERICHT 1027949 - 717599

Einheit	Ergebnis	Best.-Gr.	Grenzwert	Methode
Sonstige Untersuchungsparameter				
Betonaggressivität (Angriffsgrad DIN 4030)		nicht angreifend		DIN 4030

Erläuterung: Das Zeichen "<" oder n.b. in der Spalte Ergebnis bedeutet, der betreffende Stoff ist bei nebenstehender Bestimmungsgrenze nicht quantifizierbar.

' Nitrat: Messung mittels automatisierter Photometrie.

AGROLAB Labor Philipp Schaffler, Tel. 08765/93996-86
philipp.schaffler@agrolab.de
Kundenbetreuung

Dieser elektronisch übermittelte Ergebnisbericht wurde geprüft und freigegeben. Er entspricht den Anforderungen der ISO/IEC 17025:2005 an vereinfachte Ergebnisberichte und ist mit der elektronischen Signatur gültig.

Verteiler

IBES BAUGRUNDINSTITUT GMBH

Beginn der Prüfungen: 10.09.13
Ende der Prüfungen: 13.09.13

Die Prüfergebnisse beziehen sich ausschließlich auf die Prüfgegenstände. Bei Proben unbekannten Ursprungs ist eine Plausibilitätsprüfung nur bedingt möglich. Die auszugsweise Vervielfältigung des Berichts ohne unsere schriftliche Genehmigung ist nicht zulässig.