



Rheinbrücke Schierstein

Lagerschaden Stütze 33-Ost

Untersuchung der Ursachen
Bericht Nr. 2018-WBI-15LBM10-005-01

Abschließendes Gutachten zur Ursache des Schadens

Auftraggeber

Landesbetrieb Mobilität Worms
Projektbüro Mainzer Ring

Projekt Nr.

15LBM10

Dokument Nr.

2018-WBI-15LBM10 - 005 - 00

Januar 2018

Inhalt

1.	Einleitung	1
2.	Unterlagen	1
3.	Bauwerk	4
3.1	Bestand	4
3.2	Erweiterung	4
3.3	GEWI Pfähle, Tragfähigkeit und Herstellung	5
3.4	Schadensfall	8
4.	Baugrunduntersuchungen	9
4.1	Geologische Verhältnisse	9
4.2	Bohrungen, Sondierungen und Laboruntersuchungen	10
4.2.1	Erkundungsphasen	10
4.2.2	Bohrprofile und Sondierergebnisse	12
4.2.3	Laborversuche	15
4.3	Vergleich mit früheren Untersuchungen (Lage gesteinsfester Kalksteinbänke, Kernverluste, Lagerungsdichte)	16
4.4	Verfüllen der Bohrungen	18
4.5	Lage des Fundaments Achse 33 Ost nach dem Schaden	19
5.	Hypothese für die Ursache des Schadens	21
6.	Stellungnahme zu den Gutachten von H+P GmbH und Prof. Katzenbach	25
6.1	Hintergründe	25
6.2	Stellungnahme von KHP zu dem Gutachten von H+P GmbH	26
6.3	Ergänzende Betrachtungen zu dem Gutachten von H+P GmbH	32

6.4	Stellungnahme zu dem Gutachten von Prof. Katzenbach	33
6.5	Zusammenfassende Bewertung	39
7.	Verantwortlichkeiten	40
8.	Zusammenfassung	41

Anlagen

- 3.1 BAB A643, Anschlussstelle Mombach, Luftbild [2.2]
- 3.2 Spange, Lageplan, Bestand und Notunterstützung [2.14]
- 3.3 Spange, Längsschnitt, Bestand und Notunterstützung [2.14]
- 3.4 Anschlussstelle Mombach, Erweiterung, Lageplan [2.1]
- 3.5 Querschnitt im Bereich Achse 33 Süd (südl. Stütze West) [2.14]
- 3.6 Herstellen GEWI-Pfähle Achse 33, Prinzip
- 3.7 Lageplan mit GEWI-Pfählen und Verpressmengen
- 3.8 Radius-Vergrößerung GEWI-Pfähle durch Mehr-Verpressung
- 3.9 Abstände Bohrungen - GEWI-Pfähle mit vergrößertem Radius
- 3.10 Lageplan Achse 33 mit GEWI-Pfahlgruppen und Verpressmengen
- 3.11 Mehrverbrauch Zementsuspension alle GEWIs und Erkundungsbohrungen
- 3.12 Mehrverbrauch Zementsuspension GEWIs mit geringen Aufnahmen und Erkundungsbohrungen
- 3.13 Doppelkopfbohrverfahren
- 3.14 Bohren mit Wasserspülung, Probebohrung Mikropfähle Achse 34
- 3.15 Spange, Längsschnitt Bestand, Detail Achse 33 Ost [2.14]
- 3.16 Pfeiler Achse 33, System [2.14], [2.3], [2.8]
- 3.17 Achse 33 Ost herausgefallenes Stelzenlager Corroweld [2.3]
- 3.18 Lagerschaden, Beobachtungen an Stütze 33 Ost [2.3, 2.4]
- 4.1 Mainzer Becken: geographische Lage [2.5]
- 4.2 Geologische Karte von Hessen, Ausschnitt, Blatt 5915 – Wiesbaden, Stand 1971 [2.2, 2.6]
- 4.3 Steinbruch Mainz Laubenheim, Oppenheim- bis Wiesbaden-Formation sowie Weisenauer Sande (Unterlage [2.7], Foto Fam. Keller)
- 4.4 Steinbruch Mainz Laubenheim, Oberrad-Formation: Wechselfolge aus Kalken und Mergeln (Unterlage [2.7], Foto Fam. Keller)
- 4.5 Steinbruch Mainz Laubenheim, Hartenberg-Subformation (dunkles Band im oberen Drittel) und darüber Kalke der Kästrich-Subformation (Unterlage [2.7], Foto Fam. Keller)
- 4.6 Steinbruch Mainz Laubenheim, Rüssingen-Formation: Schichtung teilweise von Algenkalk-Riffen unterbrochen (Unterlage [2.7], Foto Fam. Keller)
- 4.7 Steinbruch bei Gundersheim: Algenkalkriffe (Unterlage [2.7])
- 4.8 Lageplan der Baugrundaufschlüsse
- 4.9 Quartär, beispielhafte Bohrkernfotos BK 3.1
- 4.10 Tertiär – hier: Kalkstein, beispielhafte Bohrkernfotos
- 4.11 Tertiär – hier: Kalkstein, Beispiele für mürbe Zonen / Riffkalke
- 4.12 Tertiär – hier: Riffkalke, beispielhafte Detailaufnahmen

- 4.13 Tertiär – hier: Schnecken in s-u-Matrix, beispielhafte Detailaufnahmen
- 4.14 Tertiär – hier: Wechsellagerung Tone / Schluffe / Sande, beispielhafte Bohrkernfotos
- 4.15 Tertiär – hier: Wechsellagerung Tone / Schluffe / Sande, beispielhafte Detailaufnahmen
- 4.16 Tertiär – hier: Tone / Schluffe, beispielhafte Bohrkernfotos
- 4.17 Tertiär – hier: Tone / Schluffe, beispielhafte Detailaufnahme
- 4.18 Bohrprofil BK 1.1
- 4.19 Bohrprofil BK 1.2
- 4.20 Bohrprofil BK 1.3
- 4.21 Bohrprofil BK 1.4
- 4.22 Bohrprofil BK 2.1 und Sondierergebnis DPH 2.1
- 4.23 Bohrprofil BK 2.2 und Sondierergebnis DPH 2.2
- 4.24 Bohrprofil BK 2.3 und Sondierergebnis DPH 2.3
- 4.25 Bohrprofil BK 2.4 und Sondierergebnis DPH 2.4
- 4.26 Bohrprofil BK 3.1 und Sondierergebnis DPH 3.1
- 4.27 Bohrprofil BK 3.2 und Sondierergebnis DPH 3.2
- 4.28 Bohrprofil BK 3.3 und Sondierergebnis DPH 3.3
- 4.29 Bohrprofil BK 3.4 und Sondierergebnis DPH 3.4
- 4.30 Bohrkernfotos der BK 1.1 (2 Seiten)
- 4.31 Bohrkernfotos der BK 1.2 (2 Seiten)
- 4.32 Bohrkernfotos der BK 1.3 (2 Seiten)
- 4.33 Bohrkernfotos der BK 1.4 (2 Seiten)
- 4.34 Bohrkernfotos der BK 2.1 (2 Seiten)
- 4.35 Bohrkernfotos der BK 2.2 (2 Seiten)
- 4.36 Bohrkernfotos der BK 2.3 (2 Seiten)
- 4.37 Bohrkernfotos der BK 2.4 (2 Seiten)
- 4.38 Bohrkernfotos der BK 3.1 (2 Seiten)
- 4.39 Bohrkernfotos der BK 3.2 (2 Seiten)
- 4.40 Bohrkernfotos der BK 3.3 (2 Seiten)
- 4.41 Bohrkernfotos der BK 3.4 (2 Seiten)
- 4.42 Quartär, Körnungslinien
- 4.43 Tertiär, Riffkalkbruchstücke und Schnecken in sandiger / schluffiger / toniger Matrix, Körnungslinien
- 4.44 Tertiär, enge Wechselfolge von S-, U-, T-Lagen und Schnecken sowie teilweise organischen Lagen, Körnungslinien
- 4.45 Tertiär, Schnecken in sandiger / schluffiger / toniger Matrix, Körnungslinien
- 4.46 Tertiär, bindige Böden, Körnungslinien

- 4.47 Plastizitätsdiagramm nach Casagrande
- 4.48 Körnungslinien der im Plastizitätsdiagramm nach Casagrande dargestellten Proben (Anlage 4.47)
- 4.49 Daten der im Plastizitätsdiagramm nach Casagrande dargestellten Proben (Anlage 4.47)
- 4.50 Erkundungsergebnisse Achse 31 gemäß [2.2], ergänzt um neue Bohrungen
- 4.51 Erkundungsergebnisse Achse 32 gemäß [2.2], ergänzt um neue Bohrungen
- 4.52 Erkundungsergebnisse Achse 33 gemäß [2.2], ergänzt um neue Bohrungen
- 4.53 Erkundungsergebnisse Achse 34 gemäß [2.2]
- 4.54 Lage der Oberkante der obersten Kalksteinbank
- 4.55 Ergänzende Erkundungen März 2015, Kernaufnahmen BK1 bis BK4 ([2.9], [2.10])
- 4.56 Ergänzende Erkundungen März 2015, DPH 2 und 2-1 (Auswertung CDM) ([2.9], [2.10])
- 4.57 Suspensionsverbrauch Verfüllung Erkundungsbohrungen
- 4.58 Lageplan Fundament 33 Ost und Ergebnisse Erkundung
- 4.59 Schnitt West-Ost durch BK 1.3 und 1.4 mit Erkundungsergebnissen an OK/UK Fundament
- 4.60 Schnitt West-Ost durch BK 1.2 und 1.1 mit Erkundungsergebnissen an OK/UK Fundament
- 4.61 Schnitt Süd-Nord durch BK 1.4 und 1.1 mit Erkundungsergebnissen an OK/UK Fundament
- 4.62 Schnitt Süd-Nord durch BK 1.3 und 1.2 mit Erkundungsergebnissen an OK/UK Fundament
- 5.1 Druckluftspülung mit unregelmäßigem, sehr hohem Druck im Boden
- 5.2 Druckluftspülung mit unregelmäßigem, sehr hohem Druck und Imloch-Hammer vorauseilend
- 5.3 Sackungen / Setzungen im rolligen Boden infolge Bodenentzug
- 5.4 Grenzzustand bei Hohllage unter Fundament
- 5.5 Wasserstände Rhein am Pegel Mainz, 06/2014 - 02/2015
- 5.6 Kornumlagerung unter dem Pfeilerfundament als auslösendes Moment für die Schiefstellung
- 5.7 Versagen bei vergrößerter Hohllage unter Fundament
- 5.8 Schiefstellung und Abschätzung der resultierenden Beanspruchung des Pfeilers
- 5.9 Bohren ohne Wasserauflast – hydraulischer Grundbruch
- 5.10 Druckluftspülung und resultierender Stützdruck
- 6.1 Anzusetzende Lagerwege in der Achse 33 ($T_0 = +10^\circ\text{C}$, Werte in [mm]) (zitiert)

aus Unterlage [2.20])

- 6.2 Systemskizze mit Abfolge der Betonierabschnitte (zitiert aus Unterlage [2.20])
- 6.3 Lagerstellung bei ca. 10 % Neigung der Stelze ($\alpha = 5,7^\circ$, $\delta = 25,9$ mm) (zitiert aus Unterlage [2.20])
- 6.4 Schiefstellung des Lagers bei einem Lagerweg $\delta = +55$ mm (links) und bei darüber hinaus gehenden Verformungen ($\delta \gg +55$ mm, rechts) (zitiert aus Unterlage [2.20])
- 6.5 Pfeiler Achse 33, System bei Lagerweg von +55mm (gem. Anlage 6.4 links)
- 6.6 Nachweis der Sicherheit gegen Grundbruch nach DIN 4017, Systemskizzen, Bemessungswerte (Abbildungen aus [2.22])
- 6.7 Charakteristischer Grundbruchwiderstand nach DIN 4017
- 6.8 Kennwerte nach [2.2], Tabelle entnommen aus [2.19]
- 6.9 Nachweis der Sicherheit gegen Grundbruch nach DIN 4017, Ausmittige Last, Lagerweg +55 mm, gemäß Anl. 6.5; Kennwerte gemäß Anl. 6.8

1. Einleitung

Am 11.02.2015 kam es bei der Rheinbrücke Schierstein zu einem Versagen des Auflagers auf der östlichen Stütze der Achse 33. Dabei senkte sich die Brückenkonstruktion im Bereich des Lagers um ca. 30 cm, und es traten erhebliche Schäden an der Brücke auf.

Der vorliegende Bericht hat zum Ziel, die Ursachen für den Schaden darzulegen und etwaige Verantwortlichkeiten zu benennen. Als Grundlage hierfür werden in Kapitel 3 zunächst das bestehende Bauwerk und die geplante Erweiterung sowie die dazu gehörigen Maßnahmen erläutert. Anschließend werden die Ereignisse und Beobachtungen im Zuge des Schadensfalls zusammengestellt.

In Kapitel 4 werden die Ergebnisse der Baugrunduntersuchungen, die als Basis für das Schadensgutachten im Juni und Juli 2015 ausgeführt wurden, im Detail erläutert. Weiterhin werden diese Ergebnisse mit den Ergebnissen vergangener Erkundungskampagnen verglichen.

Auf der Basis der vorstehend erwähnten Grundlagendaten wird in Kapitel 5 schließlich eine Hypothese für die Ursache des Schadens erarbeitet, die alle Beobachtungen und Erkundungsergebnisse widerspruchsfrei zu einem Bild zusammenfügt.

In Kapitel 6 wird zu den Gutachten von Prof. Dr. Hegger und Prof. Dr. Katzenbach Stellung genommen, die diese im Auftrag der Firma Max Bögl vorgelegt hatten. Die Stellungnahme von KHP zum Gutachten Prof. Hegger wird vollinhaltlich aufgenommen (vgl. Kapitel 6.1).

Abschließend wird in Kapitel 7 auf die Verantwortlichkeiten eingegangen, und in Kapitel 8 werden die Inhalte des Berichts zusammengefasst.

2. Unterlagen

- [2.1] LBM Rheinland-Pfalz, Internet-Information "A 643 Rheinbrücke Schierstein"
- [2.2] CDM Smith: A643 – 6-streifiger Ausbau zwischen AK Wiesbaden und AD Mainz, Schiersteiner Brücke, Verbreiterung Herzstück MZ 99, Baugrund- und Gründungsgutachten. Darmstadt, 27.4.2012.
- [2.3] KHP: Präsentation zum Lagerschaden "schaden MZ99.pdf". Erhalten per email vom LBM am 17.2.2015.
- [2.4] KHP: A 643 Mainz-Mombach, Herzstück, Protokoll Besprechung 12.2.2015 "Weiteres Vorgehen zum Lagerschaden am Herzstück Achse 33 Ost", Vorabzug. Erhalten per email vom LBM am 17.2.2015.

- [2.5] Einträge "Mainzer Becken" auf Internetseiten www.geodsz.com, www.universal_lexikon.deacademic.com, www.wikipedia.org.
- [2.6] Hessisches Landesamt für Bodenforschung, Wiesbaden: Geologische Karte von Hessen, Blatt 5915 Wiesbaden, M 1:25.000, 1971.
- [2.7] Eintrag "Von Seegraswiesen, Kohleschweinen und Rheinelefanten – Eine Zeitreise durch das Mainzer Becken" auf der Internetseite www.steinkern.de.
- [2.8] KHP: Mündliche Angaben im Zuge der Besprechungen im Frühjahr 2015 zur ungefähren Last, die vom Brückenpfeiler der Achse 33 Ost aufgenommen werden muss.
- [2.9] CDM: Informationen zu dem Konzept und zu den Ergebnissen der ergänzenden Erkundungen März 2015:
- Lageplan "Konzept Baugrunderkundung Achse 33_ergänzt_01.pdf "
 - Lageplan "Konzept Baugrunderkundung Achse 34_01.pdf"
 - Ergebnisse Rammsondierungen "20150313so-a_Vorabzug_103603_DPH_1-20.pdf"
 - Schichtverzeichnisse "20150313so-a_Vorabzug_103603_BK_1-4_SV.pdf"
 - Bohrprofile "20150313so-a_Vorabzug_103603_BK_1-4_ZD.pdf"
- [2.10] WBI: Rheinbrücke Schierstein, Lagerschaden Stütze 33-Ost, Untersuchung der Ursachen, Bericht Nr. 2015-WBI-15LBM10-001_00, Mögliche Ursachen und Folgen für das Anheben der Brücke, Stellungnahme Nr. 1. März 2015.
- [2.11] CDM: Protokoll zur fachtechnischen Baubegleitung, Nr. 1. Anlass: Herstellung Mikropfähle, Ortstermin am 14.5.2014. Darmstadt, 16.5.2014 (20150515pr_Mikropfähle.pdf).
- [2.12] Max Bögl: Informationen zu der Herstellung der GEWI-Pfähle:
- a "01-Tagesberichte Mai 2014.pdf" bis "11-Tagesberichte Februar 2015.pdf"
 - b "Tagesberichte Zementverbrauch Übersicht.pdf"
 - c "Zementlieferscheine Übersicht.pdf"
 - d "Zementlieferscheine.pdf"
 - e Daten Bohrergerät GEWI-Pfähle "KR 806-3F.pdf"
 - f mündliche Informationen zum Bohrverfahren für die GEWI-Pfähle von Seiten Bauleiter Geotechnik und Bohrmeister im Zuge der Besprechung am 24.2.2015
 - g Verpressmengen GEWI-Pfähle: "2015-03-19-Mehrverbrauch-Wartezeit-Felsbohrung GEWIs.xls"
 - h "2014-05-09 Erläuterungsbericht-Herstellung Verpresspfähle.pdf"
 - i "2015-02-05 – Mehrverbrauch der GEWIs Achse 33.pdf"

- j "2015-02-11 – Bohrprotokolle Achse 33.pdf"
- k "2015-02-11 – GEWI Plan Achse 33.pdf"
- l "Protokoll_PP_G10.pdf" (sowie G40, G85, G163, G235a, G282, G307, G354, G478, G523, G576, G595, G124, G210, G235)

- [2.13] IGS Ingenieure: Auswertung Probelastung Mikroverpresspfähle – Zug GEWI Verpresspfähle - . BV: Herzstückverbreiterung, Notunterstützung und Ertüchtigung der AS Mainz-Mombach, Vorlandbrücke Schierstein (Achse 33 Nord II). Weimar, 27.2.2015.
- [2.14] KHP: Plan "Blatt8_5-120808.pdf": Notunterstützung des Bestandes, Übersichtsplan, Grundriss und Schnitte.
- [2.15] Franz Pfülb: Planunterlagen zur Lage der GEWI-Pfähle, Streifenfundamente und Notunterstützung:
- Pfahlplan, Pfähle Achse 31
 - Pfahlplan, Pfähle Achse 32
 - Pfahlplan, Pfähle Achse 33
 - Pfahlplan, Pfähle Achse 34
- [2.16] LBM Worms: BAB A 643, AD Mainz – AK Wiesbaden-Schierstein: Herzstückverbreiterung, Notunterstützung und Ertüchtigung der AS Mainz-Mombach (MZ99) (ASB-Nr.: 5915 911 H).
- Baubeschreibung ("001_2013-09-13_Text_PM-I-11_Baubeschreibung.pdf")
 - Leistungsverzeichnis ("091_2014-05-06_LV_PM-I-11_Vertrags-Leistungsverzeichnis.pdf")
- [2.17] WBI: Rheinbrücke Schierstein, Lagerschaden Stütze 33-Ost, Untersuchung der Ursachen, Bericht Nr. 2015-WBI-15LBM10-003-01. Weinheim, September 2015.
- [2.18] Hegger+Partner: Gutachterliche Stellungnahme, Schaden an der Brücke Herzstück an der Abfahrt Mainz-Mombach, BAB A643, Schadens-Nr. 85-110-00213-150. Aachen, 18.4.2016.
- [2.19] Prof. Dr.-Ing. R. Katzenbach: Prüfbericht Nr. IK1573/01. Bauvorhaben Schiersteiner Brücke, Bauteil Vorlandbrücke Mainz BAB A643 Mainz-Mombach "Herzstück". Darmstadt, 8.6.2016.
- [2.20] KHP: Stellungnahme zum Gutachten der H + P Ingenieure GmbH bzgl. des Bauunfalls am Herzstück Mainz-Mombach im Zuge der Rheinbrücke Schierstein. ASB-Nr. 5915 911 H. Frankfurt, 21.6.2017.

- [2.21] KHP: Berechnung der Lagerlasten und Verformungswege an der Übergangskonstruktion (in der Achse 34 im Übergang zur Rheinbrücke Schierstein) gemäß DIN-Fachbericht 102 am Los 1 der AS-Mombach. Projekt-Nr. 100 392. Frankfurt, 21.10.2011.
- [2.22] Katzenbach, R.: Vorlesungsskript "Studienunterlagen Geotechnik, VIII Flächen Gründungen". Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt. Download vom Internet im Juli 2017.
- [2.23] WBI: Rheinbrücke Schierstein, Lagerschaden Stütze 33-Ost, Untersuchung der Ursachen, Bericht Nr. 2017-WBI-15LBM10-004-00. Weinheim, Juli 2017.

3. Bauwerk

3.1 Bestand

Im Zuge der Bundesautobahn A643, Abschnitt Mainz – Wiesbaden, liegt kurz vor der Rheinbrücke Schierstein die Anschlussstelle Mombach (Anlage 3.1). Wesentlicher Teil dieser Anschlussstelle ist die sogenannte "Mombacher Spange" oder das "Herzstück" (Anlagen 3.1 bis 3.3). Es handelt sich um eine Spannbeton-Brückenkonstruktion mit Hohlkastenquerschnitt. Sie liegt auf der Nordseite auf dem flach gegründeten Widerlagerpfeiler der Rheinbrücke Schierstein auf (sogenannter Trennpfeiler, Achse 34, Anlagen 3.2, 3.3). Südlich hiervon ist die Brücke auf kreiszylindrische Stützen aufgelagert, die auf Einzelfundamenten flach gegründet sind (gelb koloriert in Anlagen 3.2 und 3.3). In der Achse 33 sind 2 Stützen (Achse 33 Ost und West) vorhanden. Nach Süden hin nimmt die Anzahl der Stützen aufgrund der Verbreiterung für die Ab-/Zufahrten der Anschlussstelle Mombach auf 4 (Achse 32) bzw. 6 (Achse 31) Stützen zu (Anlage 3.2). Die Brücke wurde in den 60er-Jahren errichtet.

3.2 Erweiterung

Im Zusammenhang mit dem Ausbau der A 643 zwischen der Anschlussstelle Mainz-Mombach und dem Autobahnkreuz Wiesbaden – Schierstein wird die bestehende Rheinbrücke Schierstein durch zwei neue Rheinbrücken ersetzt. Eine dieser Brücken kommt unterstromseitig und damit westlich der bestehenden Brücke zu liegen. Die zweite Brücke wird die derzeitige Brücke ersetzen (Unterlage [2.1]).

Bedingt durch diese Baumaßnahme muss auch die Anschlussstelle Mainz-Mombach umgebaut werden. Westlich des bestehenden Herzstücks ist im Zuge der unterstromseitig liegenden, neuen Rheinbrücke ein Erweiterungsbauwerk geplant (Anlage 3.4). Darüber hinaus soll die bestehende Spange für die weitere Nutzung mit Hilfe von Stahlstützen (so-

genannte Notunterstützung) ertüchtigt werden. Diese Stützen sollen über Streifenfundamente auf GEWI-Pfählen tief gegründet werden. Die im Zuge der Erweiterung, unabhängig vom Schadensfall, geplante Maßnahme ist in den Anlagen 3.2, 3.3 und 3.5 dargestellt und in grüner bzw. blauer und grüner Farbe koloriert.

Mit dem Bau wurde im Frühjahr 2014 begonnen (siehe [2.1]). Bis Februar 2015 waren die GEWI-Pfähle und Streifenfundamente der Achsen 31 und 32 vollständig fertig gestellt. Ebenso waren die GEWI-Pfähle der Achsen 33 Süd I und 33 Nord I vollständig hergestellt. In der Achse 33 Nord II fehlten nur noch 12 GEWI-Pfähle. Mit der Herstellung der GEWI-Pfähle der Achsen 33 Süd II sowie 34 war im Februar 2015 noch nicht begonnen worden.

3.3 GEWI Pfähle, Tragfähigkeit und Herstellung

Geometrie und Tragfähigkeit

Die GEWI-Pfähle der Achse 33 haben Längen zwischen 14 und 16 m (Anlage 3.3). Sie binden ungefähr mit der Hälfte ihrer Länge in die Hydrobienschichten des Tertiärs ein. Im oberen Bereich liegen sie in der Auffüllung und in den quartären Schichten (Kapitel 4, Anlage 4.52). Für ihre Herstellung wurden verrohrte Bohrungen mit einem Durchmesser von 133 mm abgeteuft, in die GEWI-Stahl der Güte B500B mit einem Durchmesser von 40 mm (Achse 33) eingestellt wurde. Anschließend wurden die Bohrungen bei gleichzeitigem Ziehen der Verrohrung mit einer Zementsuspension verfüllt, die nach 28 Tagen etwa 25 MPa Druckfestigkeit aufweist (Anlage 3.6).

Die Tragfähigkeit der Pfähle wurde in Zugversuchen überprüft. Zwei nach dem Auftreten des Lagerschadens durchgeführte Versuche wurden bis zu einer Last von 630 kN belastet. Dabei stellte sich näherungsweise linear-elastisches Verhalten mit einer maximalen Hebung von ca. 20 mm ein [2.13]. Begrenzte bleibende Verschiebungen ergaben sich für jede Laststufe und bei der Entlastung auf Null. Die bleibende Hebung bzw. Verschiebung ergab sich zu etwa 5 mm.

Verpressmengen

Im Zuge der GEWI-Herstellung wurden die Mengen an Zementsuspension, die in die Bohrungen verfüllt wurden, aufgezeichnet [2.12]. Sie wurden verglichen mit einem Sollwert, der sich aus der Geometrie der Bohrung ergibt, zuzüglich 20 % Toleranz (z. B. zur Berücksichtigung von Überprofilen in der Bohrung). Je nach Länge der GEWI-Pfähle betrug der Sollwert plus 20% zwischen 225 und 262 ltr Mörtel je Bohrung. Tatsächlich wurden in eine Vielzahl von GEWI-Bohrungen deutlich größere Mengen verfüllt. Anlage 3.7 zeigt einen Lageplan mit allen GEWI-Bohrungen. An diese sind die über den Sollwert plus Toleranz hinausgehenden Mehrmengen als Säulen angetragen. Insbesondere im Bereich der

Achse 33 wurden danach sehr hohe Mehraufnahmen bis zu 8.291 ltr (~ 8 m³) je Pfahl festgestellt. In den Achsen 32 und 31 wurden dahingegen nur vereinzelt größere Aufnahmen gemessen.

Wie weiter unten gezeigt wird, wurde in den Erkundungsbohrungen nur vereinzelt Zementsuspension angetroffen. Um das zu erklären, wird zunächst angenommen, dass die Mehraufnahmen gleichmäßig über die Höhe der GEWIS verteilt sind. Dann bedeutet beispielsweise eine Mehraufnahme von 6.500 ltr eine Verdreifachung des Durchmessers der GEWI-Bohrung (390 mm statt 133 mm), wohingegen eine Mehraufnahme von 500 ltr lediglich zu einer Vergrößerung des Radius um 2 cm führt (Anlage 3.8). Um die überschüssige Suspension mit Erkundungsbohrungen anzutreffen, müsste im unmittelbaren Nahbereich der GEWI-Pfähle gebohrt werden. Die GEWI-Pfähle wurden in einem Raster von 90 cm x 90 cm hergestellt. Aufgrund geometrischer Zwänge sowie um eine Schädigung der GEWI-Pfähle zu vermeiden, mussten die Erkundungsbohrungen in einem gewissen Abstand von den Pfählen abgeteuft werden. Die Skizze auf Anlage 3.9 zeigt, dass es damit unwahrscheinlich war, großflächig Verpressmörtel anzutreffen, wenn man die oben getroffenen Annahmen zugrunde legt.

Anlage 3.10 zeigt die GEWI-Pfähle der Achse 33 in einem Ausschnitt des großen Lageplans, wobei die Mehraufnahmen hier gruppenweise ausgewiesen sind. Hier zeigen sich deutlich die Bereiche mit signifikant höheren Aufnahmen:

- Sehr hohe Aufnahmen sind in der Achse 33 Nord II, insbesondere im westlichen Bereich festgestellt worden (bis zu 39.300 Liter in insgesamt 8 GEWIS im Vergleich zu einem Sollwert von 1.800 - 2.800 ltr).
- Im Bereich des alten Fundaments 33 Ost wurden in allen umgebenden Feldern sehr hohe Aufnahmen dokumentiert. Die beiden Felder im Süden und Südosten zeigen hier mit Abstand die höchsten Aufnahmen (28.200 und 35.000 Liter im Vergleich zu Sollwert von 3.400 ltr, Anlage 3.10).
- Nördlich des alten Fundaments 33 West wurden ebenfalls hohe Aufnahmen festgestellt, südlich dieses Fundaments sind die Werte jedoch deutlich geringer und liegen bereits in der Größenordnung der Sollwerte (vgl. 4.700 - 6.600 ltr mit 3.400 ltr, Anlage 3.10).

Im Kapitel 4.4 werden die bei der Verfüllung der Erkundungsbohrungen BK 1.1 bis BK 3.4 gemessenen Mehraufnahmen von Zementsuspension (über 20 % Toleranz hinausgehend) erläutert. In den Anlagen 3.11 und 3.12 sind zum Vergleich die Mehraufnahmen der Bohrungen und der GEWI-Pfähle in Form von Histogrammen dargestellt. Das Histogramm der

Anlage 3.11 zeigt die Mehrmengen aller Bohrungen und GEWIS. Demnach liegen die an den abgeteuften Erkundungskernbohrungen dokumentierten Mehrmengen (türkis) in einer ähnlichen Größenordnung wie die Mehrmengen, die an den GEWIS mit geringen Aufnahmen festgestellt wurden (magenta). Dahingegen weisen die GEWIS mit hohen Aufnahmen deutlich höhere Werte auf (braun und ocker). Anlage 3.12 zeigt das Histogramm für die Bohrungen und die GEWI-Pfähle mit geringen Mehraufnahmen in einem kleineren Maßstab. Demnach weisen die Bohrungen mit < 50 - 450 ltr. etwas geringere Mehraufnahmen auf als die GEWI-Pfähle mit 100 - 600 ltr. und Schwerpunkt bei 250 - 300 ltr. Die Mittelwerte der Mehraufnahmen belaufen sich auf 144 ltr. (Bohrungen, entspricht ~ 21 % des Sollwerts) bzw. 309 ltr. (GEWIS, entspricht ~ 150 % des Sollwerts). Demnach hat die Ausführung der Erkundungsbohrungen als Kernbohrungen zu einer Reduzierung der Mehraufnahmen an Zementsuspension im Vergleich mit den GEWI-Pfählen mit geringeren Aufnahmen geführt. Gewisse Mehrmengen lassen sich aber bei dem hier anstehenden Baugrund offensichtlich kaum vermeiden (s. Bohrungen, Anlage 3.12).

Bohrverfahren

Die Bohrungen für die GEWI-Pfähle wurden mit dem Doppelkopfbohrverfahren hergestellt (Anlage 3.13). Der innen geführte Imloch-Hammer und die außen liegende Verrohrung werden von 2 getrennten Antrieben gesteuert und können auch in der Höhe versetzt werden (Hammer / Verrohrung vorauseilend).

In der Verfahrensbeschreibung des AN [2.12 h] wird angegeben, dass die Bohrungen unter Wasserauflast hergestellt werden. Abweichend davon wurde nach Aussagen des Bohrmeisters und des Bauleiters [2.12 f] Druckluft als Bohrspülung verwendet. Die Bohrspülung wurde zentrisch über das Bohrgestänge zur Bohrlochsohle geführt und trat dort über Öffnungen im Imlochhammer aus. Druckluft und Bohrgut wurden über den Ringraum zwischen Imlochhammer und Verrohrung nach oben gefördert und ausgeworfen. Die Druckluft für die Spülung wurde über einen Kompressor mit 24 bar Druck erzeugt. Der Luftdruck wurde unregelmäßig aufgebracht. Die einzige Steuerungsmöglichkeit war an/aus. Der Auswurf erfolgte über ein offenes System. Eine Messung und Dokumentation des Bohrfortschritts und der aufgewendeten Drücke erfolgte nicht [2.12 f].

Im März 2015 wurde eine Probebohrung für einen Mikropfahl mit 300 mm Durchmesser in der Achse 34 mit dem gleichen Gerät, umgerüstet für einen größeren Durchmesser, durchgeführt. Statt der Luftspülung wurde eine Spülung mit Wasser verwendet. Der Wasserdruck wurde auch hier unregelmäßig über den Kompressor (24 bar; an/aus) aufgebracht. Anlage 3.14 zeigt beispielhaft ein Foto, das während des Bohrvorgangs aufgenommen wurde. Der Rücklauf lief, wie im Prinzipbild der Anlage 3.13 gezeigt, oben über den Auswurf und dann im Außenbereich nach unten. An dem Foto ist deutlich erkennbar, dass der

Spülungsdruck noch oben am Auswurf - und damit auch innerhalb der Bohrung - äußerst hoch war. Es liegt auch eine Videoaufnahme vor, die dies sehr anschaulich zeigt.

Wenn die Bohrung im Boden abgeteuft wird, muss die Verrohrung gegenüber dem Imlochhammer vorausziehen, um Nachbrüche der Bohrlochwandung und Einspülungen zu vermeiden. Hierauf wurde nach Aussage des Bohrmeisters [2.12 f] sehr sorgfältig geachtet. Allerdings eilte der Imlochhammer beim Durchbohren der gesteinsfesten Kalksteinbänke voraus. Dies ist erforderlich, damit die Kalksteine durchbohrt werden können. Wenn die gesteinsfesten Bänke durchbohrt wurden und die Bohrung wieder in den Boden vordringt, muss die Verrohrung schnellstmöglichst nachgezogen werden, um Bodenentzug zu vermeiden. Dies wurde nach Aussage des Bohrmeisters [2.12 f] auch versucht. Es kann jedoch nicht ausgeschlossen werden, dass es im Übergangsbereich vorübergehend nicht der Fall war. Man erkennt, dass es mit dem gewählten Bohrverfahren schwierig ist, die anstehende, enge Wechsellagerung aus Fels und Boden ohne Bodenaustrag zu durchbohren.

3.4 Schadensfall

Am 10.02.2015 um 22 Uhr kam es zu einem Versagen des Auflagers auf der östlichen Stütze der Achse 33. Dabei senkte sich die Brückenkonstruktion im Bereich des Lagers um ca. 30 cm, und es traten erhebliche Schäden an der Brücke auf ([2.3], [2.4]).

Die Stütze, an der der Schaden aufgetreten ist, ist in den Anlagen 3.15 und 3.16 im Detail dargestellt. Das quadratische Fundament mit den Grundrissabmessungen 6,6 m x 6,6 m und einer Dicke von 1,7 m (1,6 + 0,1 m Sauberkeitsschicht) ist in einer Tiefe von 6,6 m in Höhe ~81 m NN gegründet. Die Gründungstiefe ergibt sich daraus, dass nach dem Bau der Brücke eine künstliche Auffüllung für einen alten Rheindeich erstellt wurde. Die Stütze hat eine Länge von insgesamt ~ 12 m, wobei die unteren 5 m innerhalb der genannten Auffüllung liegen. Sie hat einen Durchmesser von etwa 1,9 m. Die Brücke ist mit einem etwa 25 - 30 cm hohen Stelzenlager auf der Stütze aufgelagert. Basierend auf den Besprechungsergebnissen [2.8] wird davon ausgegangen, dass planmäßig etwa 14 MN Last aus der Brücke über die Stütze abgetragen werden (Anlage 3.16).

Im Zuge des Schadens ist das Stelzenlager herausgefallen (Anlage 3.17). Darüber hinaus wurden an der Stütze 33 Ost die folgenden Beobachtungen gemacht:

- Der Stützenkopf hat sich um etwa 19 cm nach Süden und um etwa 9 cm nach Osten verschoben (Kippbewegung nach SSO, Anlage 3.18 links).
- An der Nord-Seite war auf Höhe der GOF ein etwa 3 cm dicker Spalt zwischen Stütze und Erdreich zu beobachten (Anlage 3.18 rechts oben).

- An der Nord-Seite waren Biegerisse in der Stütze zu beobachten (Anlage 3.18 rechts unten).

Auf die weiteren, z. T. erheblichen Schäden an Überbau, Fahrbahn sowie Stütze 33 West und Widerlager soll an dieser Stelle nicht näher eingegangen werden.

4. Baugrunduntersuchungen

4.1 Geologische Verhältnisse

Das Bauwerk liegt im Bereich des Mainzer Beckens (Anlage 4.1). Hierbei handelt es sich um ein Senkungsfeld, das im Tertiär im Zuge des Einbruchs des Oberrheingrabens als seitliche Erweiterung entstanden ist. In diesem Becken kam es zu zwei lang andauernden Meeresbildungen (Oligozän- und Miozänmeer), die mit entsprechenden marinen Ablagerungen verbunden waren. Dazwischen sowie anschließend gab es Phasen der Verlandung mit entsprechenden terrestrischen Ablagerungen. (Unterlagen [2.5], [2.6], [2.7]).

In Unterlage [2.2] wird folgender geologischer Überblick gegeben (s. auch Anlage 4.2):

"Nach der geologischen Karte [2.6] (Anlage 4.2) sind im Bereich der Brücke MZ99 zwischen etwa 5 m und 10 m dicke quartäre Deckschichten zu erwarten. Hierbei handelt es sich um bindige Böden wie Löß und Lößlehm, die von Sanden und sandigen Kiesen der Main- und Rheinterrassen unterlagert werden. Im Zuge früherer anthropogener Maßnahmen wurden Teile der quartären Böden abgetragen und durch Auffüllungen ersetzt.

Im Liegenden folgen bis in große Tiefe tertiäre Schichtenfolgen. Im Baufeld wird die oberste Tertiärschicht von den Hydrobien-Schichten des Miozäns gebildet. Diese setzen sich überwiegend aus Tonen und Schluffen und untergeordnet aus Kalksteinbänken, Algen- bzw. Riffkalken und Sanden zusammen.

Darunter folgen erfahrungsgemäß ab etwa 40 – 50 m Tiefe unter Gelände die Corbicula-Schichten aus Tonen und Schluffen und bankigen Kalksteinen, die ebenfalls dem Miozän zuzuordnen sind."

Die Anlagen 4.3 bis 4.7 zeigen Photographien aus Steinbrüchen in der Umgebung von Mainz, die einen Eindruck vermitteln von den eng geschichteten tertiären Wechsellagerungen. Anlage 4.6 zeigt, dass die geschichteten Kalkhorizonte teilweise von Algenkalkriffen unterbrochen werden, die kavernöse Strukturen aufweisen. Kavernöse Algenkalkriffe sind auch im Foto der Anlage 4.7 erkennbar.

4.2 Bohrungen, Sondierungen und Laboruntersuchungen

4.2.1 Erkundungsphasen

Die Baugrunderkundungen im Bereich des Herzstücks und der Erweiterung wurden in 4 Phasen ausgeführt. Die Erkundungen in den Jahren 1959, 2010 und 2012 wurden vor dem Bau des Herzstücks bzw. der Erweiterung durchgeführt (Phasen I und II). Die Bohr-ansatzpunkte dieser Phasen sind in Anlage 4.8 in grüner Farbe gekennzeichnet.

Die Bohrungen und Sondierungen der 3. Phase wurden im März 2015, kurz nachdem der Lagerschaden eingetreten war, ausgeführt. Die Ansatzpunkte dieser Erkundungen sind in Anlage 4.8 in lila/rosa gekennzeichnet.

Als Grundlage für das vorliegende Schadensgutachten wurden an insgesamt 12 Erkundungspunkten ergänzende Untersuchungen durchgeführt (Erkundungsphase 4):

- Die Erkundungspunkte 1.1 bis 1.4 (rote Markierungen in Anlage 4.8) liegen im Bereich des alten Bestandsfundaments Achse 33 Ost, an dem sich der Schaden ereignet hat. An diesen Punkten wurden Kernbohrungen abgeteuft, die folgende Ziele hatten:
 - den Baugrund unterhalb des alten Fundaments zu erkunden,
 - die Ober- und Unterkante des alten Fundaments lagegenau festzustellen,
 - eventuelle Hohllagen unterhalb des alten Fundaments zu erkunden.

Die Bohrungen wurden bis zur Unterkante der in diesem Bereich hergestellten GEWI-Pfähle abgeteuft.

- Die Erkundungspunkte 2.1 bis 2.4 (magenta Markierungen in Anlage 4.8) liegen in dem Bereich von GEWI-Pfählen, an denen erhöhte Aufnahmen von Zementsuspension festgestellt wurden (vgl. Kapitel 3.3). An diesen Punkten wurden jeweils
 - 1 Kernbohrung als Liner-Bohrung zur Erkundung des Baugrunds abgeteuft und
 - 1 Sondierung mit der schweren Rammsonde zur Erkundung der Lagerungsdichten durchgeführt, wobei etwaige Sondierhindernisse (z. B. harte Kalksteinbänke) durchbohrt wurden, um die Sondierungen unterhalb fortsetzen zu können.

Auch diese Kernbohrungen und Sondierungen wurden bis zur Unterkante der in dem jeweiligen Bereich hergestellten GEWI-Pfähle abgeteuft.

- Die Erkundungspunkte 3.1 bis 3.4 (türkis-blaue Markierungen in Anlage 4.8) liegen in dem Bereich von GEWI-Pfählen, an denen keine nennenswert erhöhten Mörtelaufnahmen festgestellt wurden (vgl. Kapitel 3.3). Die Erkundungen an diesen Punkten wurden in gleicher Weise durchgeführt wie an den Punkten 2.1 bis 2.4.

Damit liegt ein vergleichsweise dichtes Netz von Erkundungen im Bereich des Herzstücks vor.

Als Grundlage für die Analyse der Schadensursache war es auch notwendig, eine möglichst vollständige Erkundung des Baugrunds vorzunehmen. Aus den Baugrunderkundungen der Vergangenheit war bekannt, dass auch bei vorsichtigem Bohrvorgang das Risiko eines Ausspülens der anstehenden Böden besteht. Dies gilt insbesondere dann, wenn ein Wechsel von einer gesteinsharten Kalksteinbank (oder einem Betonfundament) zu einem Boden vorliegt. Entsprechend wurde bei den ergänzenden Erkundungen für das Schadensgutachten mit äußerster Sorgfalt gearbeitet, um durch den Bohrvorgang bedingte Kernverluste zu vermeiden. Es wurden u. a. die folgenden Maßnahmen getroffen:

- Die Kerne wurden mit Liner gezogen, um sie möglichst ungestört gewinnen zu können.
- In den Boden-Schichten wurde gerammt. Die nicht rambaren Kalksteinlagen wurden mit Seilkern erbohrt. Dabei wurde sehr vorsichtig vorgegangen, um rechtzeitig bei Erreichen der nächsten Bodenschicht auf rammendes Verfahren umzustellen und dadurch ein Ausspülen des Bodens zu vermeiden.
- Ebenso vorsichtig wurde beim Durchbohren der Sondierhindernisse der DPHs vorgegangen, um die anschließenden Bodenschichten möglichst vollständig sondieren zu können.
- Es wurde unter Wasserauflast gebohrt. In den Bohrungen BK 1.1, 1.2 und 1.4 wurde eine Bentonit-Spülung verwendet, um beim Durchbohren des alten Fundaments eine größere Auflast gegen das Grundwasser und Bodeneintrieb zu erzeugen.
- In den Bohrungen BK 1.1 bis 1.4 wurde der unterste Teufenbereich des alten Fundaments ohne Andruck schneidend erbohrt, um den Bereich unterhalb des Fundaments möglichst ungestört erkunden zu können.
- Die Oberkante und Unterkante des alten Fundaments in den Bohrungen BK 1.1 bis 1.4 wurde mittels Lotung und mit Hilfe der verfügbaren Daten des Bohrandruck-schreibers bestimmt. Hohlräume unterhalb des alten Fundaments wurden ebenfalls durch Lotung bestimmt.

4.2.2 Bohrprofile und Sondierergebnisse

Die Schichten im Einzelnen

Zum besseren Verständnis der Ergebnisse der Baugrunduntersuchungen werden zunächst in kurzer Form die unterschiedlichen Schichten beschrieben, die im Zuge der Erkundungen angetroffen wurden. Darüber hinaus wird erläutert, wie diese in den Bohrprofilen dargestellt wurden, um das Studium der Profile zu erleichtern.

Oberflächennah wurden in den Bohrungen anthropogene Auffüllungen unterschiedlicher Dicke angetroffen, die im Zuge des Baus der Brücke bzw. des in Achse 33 liegenden, alten Rheindeichs entstanden sind. Sie sind in den weiter unten erläuterten Bohrprofilen entsprechend als "A" gekennzeichnet.

Unterhalb der Auffüllungen wurden die quartären Schichten, i.w. Sande und Kiese, untergeordnet auch Lehme, erbohrt (vgl. Anlage 4.9 sowie Körnungslinien in Anlage 4.42). Sie werden in den Bohrprofilen mit Farben und Signaturen gemäß Norm dargestellt.

Unterhalb der quartären Schichten wurden erwartungsgemäß die tertiären Hydrobienschichten erbohrt. Diese setzen sich aus sehr unterschiedlichen Schichtgliedern zusammen. Wie aus nachstehender Beschreibung abgelesen werden kann, ist beispielsweise das Risiko eines Bodenaustrags beim Abteufen einer Bohrung für die einzelnen Schichtglieder sehr verschieden. Deshalb ist es im Hinblick auf die Beurteilung des Schadens notwendig, eine differenzierte Kartierung der Bohrkerne durchzuführen. Für die Bohrprofile, die für das vorliegende Gutachten erstellt wurden, wurde eine nach folgenden, typischen Ausprägungen differenzierte Darstellung gewählt:

- Kalkstein mit verschiedenen Verwitterungsgraden (s. z. B. Anlagen 4.10, 4.11) wird in den Bohrprofilen normgemäß mit blauer Farbe und Felssignatur dargestellt. Der Verwitterungsgrad wird mit entsprechenden Symbolen gekennzeichnet (s. z. B. Anlage 4.18).
- Von den massiven, gesteinsharten Kalksteinbänken zu unterscheiden sind die Riffkalke, die ebenfalls häufig erbohrt wurden (siehe z. B. Anlage 4.11, unten rechts). Hierbei handelt es sich um Riffkalkbruchstücke unterschiedlicher Größe (siehe Detailfotos in Anlage 4.12), die in eine Matrix aus Lockergestein eingebettet sind. Die Bruchstücke weisen z. T. poröse, kavernöse Strukturen auf, die häufig mit Lockergestein gefüllt sind. Dieses kann sandig-schluffig sein, wobei der Anteil an Sand und/oder Schluff variiert (siehe auch Körnungslinien in Anlage 4.43). Es gibt auch Bereiche, in denen zusätzlich hohe Anteile von Schnecken (Hydrobien) beobachtet werden (siehe z. B. Anlage 4.12 oben rechts).

In den Bohrprofilen werden diese Zonen in türkiser Farbe gekennzeichnet. Die Signaturen werden entsprechend der jeweils angetroffenen Körnung gewählt (s. z. B. Anlage 4.18).

- Schnecken (Hydrobrien) in sandig-schluffiger Matrix sind beispielhaft in Anlage 4.13 dargestellt. Der Anteil der Schnecken, Sande, Schluffe und teilweise Tone an der Gesamtprobe schwankt (vgl. auch Körnungslinien in Anlage 4.45). In der Regel sind die Schnecken dominant.

In den Bohrprofilen werden diese Bereiche mit diagonalen Streifen ("Zebra") dargestellt, wobei die Farbe der Streifen den angetroffenen Bodenarten entspricht (z. B. Sande = orange, Schluffe = grün, Schnecken = türkis). Die Signaturen werden entsprechend der angetroffenen Körnung gewählt. (s. z. B. Anlage 4.18)

- Sehr eng geschichtete Wechsellagerung von Ton-, Schluff- und Sand-Lagen mit unterschiedlichen Anteilen von Schnecken sowie reine Schneckenlagen (siehe Anlagen 4.14, 4.15 sowie Körnungslinien in Anlage 4.44). Vereinzelt sind auch dünne Mergel-Lagen sowie Braunkohlelagen anzutreffen.

In den Bohrprofilen werden diese Bereiche mit horizontalen Streifen dargestellt, wobei die Farbe der Streifen den angetroffenen Bodenarten entspricht (s.o.). Die Signaturen werden entsprechend der angetroffenen Körnung gewählt (s. z. B. Anlage 4.18).

- Schluffe und Tone mit breiiger bis fester Konsistenz und teilweise Schnecken (Hydrobrien) (Anlagen 4.16, 4.17 und Körnungslinien in Anlage 4.46 sowie Plastizitätsgrenzen in Anlage 4.47).

Sie werden in den Bohrprofilen mit Farben und Signaturen gemäß Norm dargestellt (vgl. Anlage 4.18).

Bohrprofile

Die Erkundungsergebnisse sind in Form von Bohrprofilen und Rammdiagrammen (Anlagen 4.18 bis 4.29) sowie Bohrkernfotos (Anlagen 4.30 bis 4.41) dargestellt.

BK 1.1 bis BK 1.4

Im Bereich des Bestandsfundaments Achse 33 Ost wurden die 4 Kernbohrungen BK 1.1 bis 1.4 abgeteuft. Sie liegen im Bereich von GEWI-Pfählen, an denen sehr hohe Aufnahmen von Zementsuspension festgestellt wurden (vgl. Kapitel 3.3 und Anlage 3.7). In allen vier Bohrungen wurden zunächst das neue Fundament, anschließend die Auffüllungen des alten Rheindeichs und dann das alte Fundament erbohrt (Anlagen 4.18 bis 4.21 und 4.30 bis 4.33).

Unterhalb des alten Fundaments wurden in allen vier Bohrungen etwa 4 m quartäre Sande und Kiese erbohrt. Die Oberkante des Tertiärs wurde etwa bei 76,8 bis 77 m NN erbohrt. Im Tertiär wurden in allen vier Bohrungen 4 massive, gesteinharte Kalksteinbänke erbohrt, unter und zwischen denen Böden gemäß der vorstehenden Beschreibung und den Bohrprofilen der Anlagen 4.18 bis 4.21 angetroffen wurden. Alle vier Kalksteinbänke liegen innerhalb des Teufenbereichs, in dem die GEWI-Pfähle der Achse 33 hergestellt wurden (vgl. grüne Linie in Anlagen 4.18 ff., die den Teufenbereich der GEWI-Pfähle neben den Bohrprofilen kennzeichnet).

In allen vier Bohrungen wurden stellenweise Kernverluste festgestellt (siehe rote Kennzeichnung neben den Bohrprofilen). Die Klüfte der massiven Kalksteinlagen waren z. T. mit Verpressungsresten gefüllt (Siehe grüne Kennzeichnung neben den Bohrprofilen und Bohrkernfotos, z. B. Anlage 4.31, S. 2, oben rechts).

BK 2.1 bis BK 2.4 und DPH 2.1 bis DPH 2.4

Die Erkundungsbohrungen BK 2.1 bis 2.4 wurden ebenfalls im Bereich von GEWI-Pfählen abgeteuft, an denen sehr hohe Aufnahmen von Zementsuspension festgestellt wurden (Anlage 3.7, Kapitel 3.3). In diesen Bohrungen wurden in einer Dicke von etwa 3,5 bis 4,4 m Auffüllungen sowie teilweise die Streifenfundamente der Notunterstützung erbohrt (Anlagen 4.22 bis 4.25 und 4.34 bis 4.37). Die Auffüllungen reichen in den Bohrungen BK 2.1 und 2.2 bis etwa 83 m NN. In den Bohrungen BK 2.3 und 2.4 reichen sie etwas tiefer bis ~ 80 m NN. Unterhalb stehen die quartären Sande und Kiese in Mächtigkeiten von 2,6 bis 6 m an. Die Unterkante des Quartärs bzw. Oberkante der tertiären Hydrobienschichten wurden in den 4 Bohrungen etwa bei 76,9 bis 77,6 m NN erbohrt und damit in ähnlicher Höhenlage wie in den Bohrungen BK 1.1 bis 1.4.

Im Tertiär wurden im Teufenbereich der GEWI-Pfahl-Herstellung in allen vier Bohrungen 3 bzw. 4 massive, gesteinharte Kalksteinbänke erbohrt, unter und zwischen denen Böden gemäß der vorstehenden Beschreibung und den Bohrprofilen der Anlagen 4.22 bis 4.25 angetroffen wurden.

Bei den Rammsondierungen wurden relativ hohe Schlagzahlen in den quartären Kiesen festgestellt und erwartungsgemäß Sondierhindernisse im Bereich der harten Kalksteinlagen. In den tertiären Böden wurden mit einzelnen Ausnahmen in den Riffkalken überwiegend Schlagzahlen $< \sim 10$ gemessen.

Der Grundwasserspiegel wurde in allen 4 Bohrungen etwa bei 81,5 m NN angetroffen.

Kernverluste wurden in den Bohrungen nur vereinzelt beobachtet. In den Klüften der massiven Kalksteinlagen und stellenweise in den Riffkalken wurde Zement aus der Verfüllung der GEWI-Pfähle gefunden.

BK 3.1 bis BK 3.4 und DPH 3.1 bis DPH 3.4

Die Erkundungsbohrungen BK 3.1 bis 3.4 wurden im Bereich von GEWI-Pfählen abgeteuft, an denen nur vergleichsweise geringe Aufnahmen von Zementsuspension festgestellt wurden (Anlage 3.7, Kapitel 3.3). In diesen Bohrungen wurden die Streifenfundamente der Notunterstützung und anschließend etwa 1 bis 2,5 m mächtige Auffüllungen erbohrt (Anlagen 4.26 bis 4.29 und 4.38 bis 4.41). Die Auffüllungen reichen bis 79,4 m NN (BK 3.2, BK 3.3) bzw. ~ 81 m NN (BK 3.1, BK 3.4). Unterhalb stehen die quartären Sande und Kiese in Mächtigkeiten von ~ 2,5 – 4,5 m an. Die Unterkante des Quartärs bzw. Oberkante der tertiären Hydrobienschichten wurden in den 4 Bohrungen etwa bei 76,7 bis 76,9 m NN erbohrt und damit in ähnlicher Höhenlage wie in den Bohrungen BK 1.1 bis BK 2.4.

Im Tertiär wurden im Teufenbereich der GEWI-Pfahl-Herstellung nur in der Bohrung BK 3.1 vier massive, gesteinharte Kalksteinbänke erbohrt, unter und zwischen denen Böden gemäß der vorstehenden Beschreibung und dem Bohrprofil der Anlage 4.26 angetroffen wurden. In den Bohrungen BK 3.2, 3.3 und 3.4 wurde keine gesteinsfeste Kalksteinbank erbohrt. Es wurden in diesen Bohrungen überwiegend Riffkalke angetroffen (Anlagen 4.27 bis 4.29).

Die Ergebnisse der Rammsondierungen sind vergleichbar mit denen der Bohrungen DPH 2.1 bis 2.4 (vgl. Anlagen 4.26 - 4.29 mit 4.22 - 4.25).

Der Grundwasserspiegel wurde in allen 4 Bohrungen etwa bei 81,6 – 81,8 m NN angetroffen.

Kernverluste traten in den Bohrungen nur sehr vereinzelt auf. Zement wurde in diesen Bohrungen nicht gefunden.

4.2.3 Laborversuche

An Proben aus den Bohrkernen der Erkundungsbohrungen wurden systematisch die Wassergehalte bestimmt. Darüber hinaus wurden die Lagerungsdichten bestimmt, Körnungslinien ermittelt und die Plastizitätsgrenzen bestimmt. Aus Gründen der Übersichtlichkeit werden in dem vorliegenden Bericht nicht alle Versuchsergebnisse dargestellt.

Die Anlagen 4.42 bis 4.46 zeigen die Körnungsbänder der bereits in Kapitel 4.2.2 beschriebenen Schichtglieder. Die unterschiedlichen Ausprägungen (z. B. Matrix schluffiger oder sandiger) sind durch unterschiedliche Farben gekennzeichnet. Auf eine weitere Erläuterung wird an dieser Stelle verzichtet.

Die an den bindigen Böden bestimmten Plastizitätsgrenzen sind in Anlage 4.47 dargestellt (vgl. auch Anlagen 4.48 und 4.49). Es fällt auf, dass eine große Anzahl der Proben gemäß Casagrande-Diagramm als organisch einzustufen ist. Die betreffenden Proben beinhalten alle Hydrobien-Schnecken oder Riffkalke, so dass eine rein bodenmechanische Klassifizierung nach Casagrande nicht zielführend ist. Die vier Proben ohne Schnecken oder Riffkalke sind alle als ausgeprägt plastische Tone einzustufen.

4.3 Vergleich mit früheren Untersuchungen **(Lage gesteinsfester Kalksteinbänke, Kernverluste, Lagerungsdichte)**

Nachstehend werden die Ergebnisse der im Abschnitt 4.2.1 erläuterten Erkundungsphasen 1 - 3 mit den Ergebnissen der Erkundungen zur Schadensanalyse (Erkundungsphase 4) verglichen. Dabei ist zu beachten, dass aufgrund der Zielrichtung der 4. Erkundungsphase eine wesentlich detailliertere Kartierung der Kerne erfolgte als in den vorangegangenen Erkundungsphasen. Ein direkter Vergleich der Profile ist deshalb nicht möglich.

Lage massiver, gesteinsfester Kalksteinbänke

In Kapitel 4.2.2 wurde bereits darauf hingewiesen, dass in den Bohrungen 3.2 bis 3.4, die neben GEWIS mit geringen Zementaufnahmen abgeteuft wurden, keine massiven, gesteinsfesten Kalksteinbänke erbohrt wurden. Dahingegen wurden in den Bohrungen 1.1 bis 1.4 und 2.1 bis 2.4, die neben GEWIS mit hohen Zementaufnahmen abgeteuft wurden, mehrere massive, gesteinsfeste Kalksteinbänke im Wechsel mit Boden erbohrt.

Zum Vergleich mit den Bohrungen aus den früheren Erkundungsphasen wurden die geotechnischen Schnitte aus dem Baugrundgutachten von CDM [2.2] für die Achsen 31 bis 34 herangezogen (Anlagen 4.50 bis 4.53). In diese wurden zusätzlich die Bohrprofile der aktuellen Erkundungen hineinprojiziert. Soweit Fotografien verfügbar waren, wurden die Kerne der alten Bohrungen dahingehend überprüft, ob in den entsprechend angesprochenen Zonen tatsächlich massive, gesteinsfeste Kalksteinbänke erbohrt wurden oder ob es sich eher um Riffkalke handelt. Im Falle von Abweichungen wurden diese entsprechend in den Anlagen vermerkt. Es ergibt sich folgendes Bild:

- Achse 31 (Anlage 4.50):
Im westlichen Bereich wurden in dem Teufenbereich, in dem die GEWI-Pfähle hergestellt wurden, in den Bohrungen BK 31.1 und BK 2.4 mehrere massive, gesteins-

festen Kalksteinbänke im Wechsel mit Boden erbohrt. In allen weiter östlich liegenden Bohrungen (BK 31.2, BK 3.3 und BK 3.4) wurden keine massiven, gesteinsfesten Kalksteinbänke im Bereich der GEWI-Pfähle erbohrt.

- Achse 32 (Anlage 4.51):
In den im östlichen Bereich liegenden Bohrungen BK 32.1 und BK 3.2 wurden keine massiven, gesteinsfesten Kalksteinbänke im Teufenbereich der GEWI-Pfähle erbohrt. Dahingegen wurden in den weiter westlich liegenden Bohrungen BK 2.3, BK 3.1 und BK V1 mehrere massive, gesteinsfeste Kalksteinbänke im Wechsel mit Boden erbohrt.
- Achse 33 (Anlage 4.52):
Es wurden in allen Bohrungen im Teufenbereich der GEWI-Pfähle massive, gesteinsfeste Kalksteinbänke im Wechsel mit Boden erbohrt. Der Ordnung halber sei darauf hingewiesen, dass von 2 älteren Bohrungen aus dem Jahr 1959 keine Fotos mehr vorliegen, so dass die oben erwähnte Überprüfung der Kartierung hinsichtlich der Differenzierung zwischen Kalksteinbänken und Riffkalken nicht möglich war.
- Achse 34 (Anlage 4.53):
In der westlich liegenden Bohrung BK A4 wurden ebenfalls bereits in höheren Lagen Kalksteinbänke im Wechsel mit Boden erbohrt. In den weiteren Bohrungen dieser Achse (BK A3, BK A2, BK A1) wurden massive, gesteinsfeste Kalksteinbänke erst in größeren Tiefen unterhalb des geplanten Niveaus der GEWI-Pfähle erbohrt.

Auf der Basis dieser Auswertung wurde im Lageplan der Anlage 4.54 an allen Bohrpunkten - soweit bekannt - die Lage der Oberkante der obersten, massiven Kalksteinbank angetragen. Bereiche, in denen diese hoch (im Bereich der GEWIs) liegt, wurden mit blauer Farbe umrahmt. Bereiche, in denen diese tief (unterhalb der GEWIs) liegt, wurden magenta markiert. Über die außerhalb der Markierungen liegenden Bereiche liegen keine Informationen vor, so dass keine gesicherte Aussage möglich ist. Es ergibt sich Folgendes:

- In allen Erkundungsbohrungen, die im Bereich von GEWI-Pfählen mit hohen Zementaufnahmen abgeteuft wurden, wurden im Teufenbereich der GEWIS mehrere massive, gesteinsfeste Kalksteinbänke im Wechsel mit Bodenschichten erbohrt.
- Im Bereich der Erkundungsbohrungen, die bei GEWI-Pfählen mit geringen Zementaufnahmen abgeteuft wurden, wurden im Teufenbereich der GEWI-Pfähle keine massiven, gesteinsfesten Kalksteinbänke erbohrt. Die einzige Ausnahme hiervon bildet die Bohrung BK 3.1.

Kernverluste

Unmittelbar nach Eintritt des Schadens wurden im März 2015 erste Erkundungen (Kernbohrungen und Rammsondierungen) durchgeführt (vgl. Anlage 4.8). Die Kernbohrungen wurden als Liner-Bohrungen - mit Umstellung des Bohrverfahrens (rammend/rotierend) nach Erfordernis – sorgfältig ausgeführt, um einen möglichst vollständigen Kerngewinn zu ermöglichen. Dennoch ist eine große Zahl von Kernverlusten festgestellt worden; dies insbesondere in den Bereichen unterhalb massiver Kalksteinbänke (Anlage 4.55). Dies kann einerseits dadurch bedingt sein, dass im betreffenden Bereich starke Auflockerungen vorliegen, die einen Kerngewinn stark erschweren. Andererseits hatten Bohrmeister und Bauüberwachung darauf hingewiesen, dass viele der Kernverluste bohrtechnisch bedingt waren – obwohl sehr vorsichtig gebohrt wurde. Wenn Letzteres zutrifft, dann zeigt es, dass es schwierig ist, bei den vorliegenden Baugrundverhältnissen ohne Auswaschen von Boden zu bohren, auch wenn Kernbohrungen ausgeführt werden.

Lagerungsdichten

Wie bereits erwähnt, wurden im März 2015 auch eine Vielzahl von Rammsondierungen durchgeführt. Dabei zeigte die Rammsondierung DPH2 auffällig niedrige Schlagzahlen sowohl im Quartär als auch im Tertiär unterhalb der obersten Kalksteinlage (vgl. Anlage 4.56 links). Diese Rammsondierung liegt nord-westlich des und unmittelbar neben dem Bestands-Fundament. Hier wurde, wie weiter unten erläutert wird, auch in der BK 1.2 ein 11 cm hoher Hohlraum erkundet. Allerdings darf nicht unerwähnt bleiben, dass die unmittelbar neben der DPH2 ausgeführte Kontroll-Sondierung DPH 2.1 deutlich höhere Schlagzahlen auswies (Anlage 4.56, rechts).

4.4 Verfüllen der Bohrungen

Bei der Herstellung der GEWI-Pfähle wurden die Bohrungen nach Einstellen des GEWI-Stahls wie erwähnt mit Zementsuspension verfüllt. Die Verfüllmengen wurden aufgezeichnet, wobei eine Toleranz von 20 % (Mehrverfüllung infolge eventueller Überprofile) berücksichtigt wurde (vgl. Kapitel 3.3).

Zum Vergleich und als Grundlage für die Analyse der Schadensursachen wurden die abgeteuften Erkundungsbohrungen nach Abschluss der Erkundung ebenfalls mit Zementsuspension verfüllt und die Verfüllmengen aufgezeichnet. Bei der Auswertung wurde in gleicher Weise wie bei den GEWI-Pfählen eine Toleranz von 20 % berücksichtigt: es wurde das theoretische Verfüllvolumen aus Bohrdurchmesser und –tiefe ermittelt und um 20 % erhöht. Der Mehrverbrauch an Suspension ergab sich aus der Gegenüberstellung mit dem tatsächlichen Verfüllvolumen:

$$\Delta V = V_{\text{real}} - V_{\text{teor}} * 1,2 \text{ (s. Anlage 4.57).}$$

Der Mehrverbrauch gegenüber der um 20 % erhöhten Sollmenge betrug zwischen < 0 und ~ 405 Liter je Bohrung (Anlage 4.57). Unter der vereinfachenden Annahme, dass sich der Mehrverbrauch gleichmäßig über die Höhe der Bohrung verteilt, ergibt sich hieraus eine Vergrößerung des Radius der Bohrungen um $\Delta r \sim 0$ bis ~ 4 cm (Anlage 4.57, rechte Spalte der Tabelle).

4.5 Lage des Fundaments Achse 33 Ost nach dem Schaden

Wie bereits erwähnt wurden mit den Bohrungen BK 1.1 bis BK 1.4 auch die Höhenlagen der Ober- und Unterkante des alten Fundaments 33 Ost sowie eventuelle Hohlräume unterhalb dieses Fundaments erkundet. Anlage 4.58 zeigt das Fundament und die vier Bohrungen im Lageplan.

In den beiden Erkundungspunkten BK 1.3 und BK 1.4, die auf der Südseite liegen, wurde als die Unterkante des alten Fundaments erreicht wurde, ein starker Bodeneintrieb beobachtet. Der Grundwasserspiegel stand zum Zeitpunkt des Abteufens der Bohrungen etwa in Höhe der Unterkante des Fundaments, ggf. auch etwas höher, an. Beim Abteufen der Bohrung BK 1.3 wurde mit Wasserauflast gebohrt. Bei der Bohrung BK 1.4 wurde daraufhin mit einer Auflast aus einer schwereren Bentonitspülung gebohrt. Auch damit konnte aber der Bodeneintrieb nicht verhindert werden. Der Boden steht in diesem Bereich vermutlich unter Spannung aus dem Fundament.

In den beiden Bohrungen an der Nordseite des Fundaments, BK 1.2 und BK 1.1, wurde dagegen unter der Unterkante des Fundaments ein Hohlraum von 11 bzw. 8 cm Dicke erkundet (Anlage 4.58). Der etwas größere Hohlraum liegt dabei an der Nord-West-Seite (BK 1.2).

Diese Beobachtungen passen zu den Verschiebungen, die am Stützenkopf festgestellt wurden: die Hauptverschiebung des Stützenkopfes war in Richtung SSO gerichtet (Anlage 4.58). Wenn man davon ausgeht, dass Fundament und Stütze sich zusammen als Starrkörper bewegen, hat sich eine Kippbewegung des Fundaments derart eingestellt, dass sich an der Südseite tendenziell eine Senkung (-> Druck -> Bodeneintrieb) und an der Nordseite tendenziell eine Hebung (-> Hohlraum) ergibt.

Die erkundeten Höhenkoten für das Fundament und die Hohlräume sind darüber hinaus in Schnitten dargestellt worden:

- Anlagen 4.59 und 4.60 zeigen Schnitte, die in West-Ost-Richtung durch die Erkundungsbohrungen an der Süd- bzw. Nordseite geführt wurden.

- Anlagen 4.61 und 4.62 zeigen Schnitte, die in Süd-Nord-Richtung durch die Erkundungsbohrungen an der Ost- bzw. Westseite geführt wurden.

In diesen Anlagen ist in grau-schwarz die Soll-Lage und –Geometrie des Fundaments gemäß Planunterlagen [2.14] dargestellt. In gelber Farbe ist die tatsächlich erkundete Lage des Fundaments dargestellt, in hell-grüner Farbe die Verschiebungen im Vergleich zur Soll-Lage. In blaugrüner bzw. oranger Farbe sind die erkundeten Hohlräume bzw. Bodeneintritte eingetragen.

Die Ergebnisse zeigen, dass das Fundament (inkl. Sauberkeitsschicht) zwischen 1 und 8 cm dicker hergestellt wurde als planmäßig vorgesehen (Anlagen 4.59 bis 4.62). Dies ist wahrscheinlich auf bautechnische Ungenauigkeiten zurückzuführen.

Darüber hinaus liegen die Fundament-Oberkanten zwischen 14 und 19 cm tiefer und die Fundamentunterkanten zwischen 15 und 23 cm tiefer, als planmäßig vorgesehen. Eine überschlägige Setzungsberechnung zeigt, dass aus den Belastungen durch die Auffüllung des alten Rheindeiches Setzungen in der Größenordnung von 3 cm zu erwarten waren. Aus den von den Statikern angegebenen Belastungen aus der Brücke (~ 14 MN, siehe [2.8]) ergeben sich Setzungen in der Größenordnung von etwa 7 cm. Vor diesem Hintergrund ist davon auszugehen, dass große Teile der Abweichungen von der planmäßigen Lage (Höhenlagen) und Geometrie (Dicken) auf Ungenauigkeiten in der Bauausführung und auf Setzungen infolge Belastung zurückzuführen sind.

In West-Ost-Richtung ist das Fundament annähernd horizontal (Anlagen 4.59, 4.60).

Wie bereits erläutert, wurden an der Südseite unkontrollierbarer Bodeneintritt und an der Nordseite Hohlräume beobachtet. In der Süd-Nord-Richtung ist dementsprechend eine Verkipfung des Fundaments nach Süden zu erkennen (Anlagen 4.61, 4.62):

- Die östliche Fundament-Oberkante liegt bei Bohrung BK 1.4 (Süd) etwa 4 cm tiefer als bei Bohrung BK 1.1 (Nord, Anlage 4.61). An der Unterkante beträgt der Lage-Unterschied 7 cm = 4 cm (Verkipfung OK) + 3 cm (Dicken-Unterschied). Damit kann man davon ausgehen, dass das Fundament zwischen BK 1.1 und 1.4 um 4 cm nach Süden gekippt ist.
- An der West-Seite ist ebenfalls eine Verkipfung nach Süd zu beobachten. Der Höhenunterschied beträgt hier aber nur 1 cm (vgl. Anlage 4.62).

Diese Bewegung (Richtung S-SO) stimmt, wie bereits erwähnt, mit den beobachteten Bewegungen des Stützenkopfs überein.

5. Hypothese für die Ursache des Schadens

Wie in den vorstehenden Kapiteln erläutert, wurden die folgenden Beobachtungen gemacht:

- Sehr hohe Mehrmenge an Zementsuspension bei einer Vielzahl von GEWI-Pfählen.
- Die hohen Mehraufnahmen gehen einher mit dem Antreffen einer Wechselfolge aus massiven Kalksteinbänken und Boden. Erkundete Bereiche, in denen keine Wechsellagerung angetroffen wurde, zeigen keine hohen Mehraufnahmen an Zementmörtel.
- Das Fundament und die Stütze der Achse 33 Ost haben sich im Zuge des Schadensfalls schief gestellt. Die beobachteten Bewegungen von Fundament und Stütze weisen auf eine Starrkörperbewehrung (Kippen) hin. Das Kippen erfolgte in Richtung der Bereiche neben dem Fundament, in denen die höchsten Aufnahmen von Zementsuspension festgestellt wurde (S-SO).

Aus diesen Beobachtungen ist zu schließen, dass im Baugrund im Bereich der zu verfüllenden GEWI-Bohrungen und unterhalb des alten Fundaments Sackungen aufgetreten sind, in deren Folge der Schaden entstanden ist.

Wie bereits erläutert, wurde die Druckluftspülung unregelmäßig und mit sehr hohem Druck (24 bar) ausgeführt (vgl. Anlagen 3.13 und 3.14, Kapitel 3.3). Der sehr hohe Spüldruck kann, insbesondere in dafür anfälligen Bodenschichten, zu einem unkontrollierten Ausspülen von Boden führen (Anlage 5.1). Das dabei entstehende Überprofil bzw. die Größe der aufgelockerten Zonen hängt sowohl von der Bodenart als auch vom Spüldruck ab.

Darüber hinaus ist davon auszugehen, dass beim Durchbohren der harten Kalksteinbänke der Imlochhammer der Verrohrung vorausgeeilt ist. Bei Erreichen von Bodenschichten, die unterhalb der Kalksteinlagen anstehen, ist es für den Bohrmeister sehr schwierig, die Verrohrung immer sofort nach zu ziehen. Dies gilt insbesondere für Bereiche, in denen häufige Wechsel zwischen massiven Kalksteinbänken und Bodenschichten vorliegen, wie sie z. B. im Bereich der Erkundungsbohrungen BK 2.1 bis 2.4 und BK 1.1 bis 1.4 angetroffen wurden. In diesen Fällen kommt es insbesondere unterhalb des Grundwasserspiegels - zusätzlich zu dem destabilisierenden Effekt des hohen Spülungsdrucks - zu einem Verlust der Standsicherheit des Bohrlochs. Hoher Spülungsdruck und fehlende Verrohrung führen zu Bodenentzug (Anlage 5.2). Das Risiko des Bodenentzugs besteht insbesondere bei lockeren rolligen Böden (z. B. Sanden), bei weichen bindigen Böden und bei Wechsellagerungen. Diese Verhältnisse liegen hier vor. Auf Grundlage der Erkundungen ist anzunehmen, dass insbesondere die sandig-schluffigen Partien, die Lockergesteins-Matrix der

Riffkalke sowie die Hydrobien-Schnecken (sehr geringes spezifisches Gewicht) leicht ausgespült worden sind.

Auf diese Weise ist Bodenentzug in der Umgebung der GEWI-Pfähle entstanden. Es ist davon auszugehen, dass dies vorzugsweise unterhalb harter Kalksteinlagen stattgefunden hat. Vergleichbare Verhältnisse liegen allerdings auch unterhalb der Bestandsfundamente vor (Wechsel Beton – Boden).

Da durch Bodenentzug bedingte Hohlräume bei den vorliegenden Baugrundverhältnissen unterhalb des Grundwasserspiegels nicht standsicher sind, fallen sie zusammen, und es kommt zu Sackungen - beispielsweise unterhalb eines der bestehenden Fundamente. Es wird aber auch Boden aus der Umgebung in diese Hohlräume eindringen, was zu Auflockerungszonen in der weiteren Umgebung der Bohrlöcher führt (Anlage 5.3 links).

In Bohrlochnähe werden die Hohlräume durch die unmittelbar nach der Herstellung der Bohrungen folgende Verfüllung mit Zementsuspension wieder verfüllt. Zum Teil kommt es auch zu einer Komprimierung des aufgelockerten Bodens infolge der Verfüllung mit Zementsuspension. Dadurch verringert sich die Ausdehnung der aufgelockerten Zonen (Anlage 5.3 mitte). Eine nennenswerte Verdichtung des Bodens kann auf diesem Wege allerdings nicht erfolgen, so dass außerhalb des mit Zement verfüllten Bereiches aufgelockerte Zonen verbleiben. Auch diese erfahren infolge äußerer Einflüsse, wie Erschütterungen, Kornumlagerungen durch Sickerströmung, etc., eine Verdichtung, die dann weitere Sackungen an der Geländeoberfläche oder unterhalb der oberhalb liegenden Fundamente zur Folge hat (Anlage 5.3 rechts).

Die Bestandsfundamente der Brücke sind flach gegründet und tragen die Lasten über die Gründungssohle in die quartären Sande und Kiese ab. Durch das Fundament der Achse 33 Ost wurden allerdings auf der Süd- und Nordseite jeweils 5 bzw. 4 GEWI-Pfähle hindurch gebohrt und mit dem Fundament kraftschlüssig verbunden (Anlage 5.4). Bei teilweisem Ausfall der Bodenpressung infolge von Sackungen werden Teile der Brückenlast deshalb zunächst über die GEWI-Pfähle abgetragen. Das geht bis zu einem Grenzzustand, bei dem die Summe aus der verbleibenden Bodenpressung und der Gesamttragfähigkeit der betreffenden GEWI-Pfähle ausreicht, um die Brückenlast abzutragen (Anlage 5.4).

Da zwischen dem Zeitpunkt der Fertigstellung der GEWI-Pfähle in Achse 33 Ost (August 2014) und dem Eintreten des Schadens (Februar 2015) etwa ein halbes Jahr liegt, ist davon auszugehen, dass ein solcher Grenzzustand der Tragfähigkeit eine gewisse Zeit lang vorgelegen hat.

Als auslösendes Moment für die Schiefstellung kommt die Grundwasserströmung infolge des schwankenden Rheinwasserspiegels in Betracht. Der Grundwasserspiegel im Bereich der Brückengründung korrespondiert mit dem Rheinwasserspiegel. Bei Mittelwasserstand liegt der Grundwasserspiegel in etwa in Höhe der Gründungssohle der Brückenpfeiler. Der Rhein hat im Januar 2015 einen Hochwasserstand gehabt, der Ende Januar wieder abgefallen ist (Anlage 5.5). Am Tag der Schiefstellung war der Rheinwasserspiegel nach dem Hochwasser auf die Höhe ~ 81,1 m NN und damit auf die Fundamentsohle zurückgegangen. Dieser Vorgang ist mit einer Sickerströmung von der Gründung in Richtung Rhein verbunden und hat vermutlich zu Bodenumlagerungen geführt. Infolgedessen wurde die durch die GEWI-Herstellung entstandene Hohllage des Fundaments vergrößert (Anlage 5.6). Hierdurch wird die Fläche, über die die Fundamentlast in der Gründungssohle in den Baugrund abgetragen werden kann, reduziert und die Last der GEWI-Pfähle auf der Seite der Senkungsmulde vergrößert (Anlage 5.7). Die GEWI-Pfähle haben mit je ~ 600 kN jedoch nur eine begrenzte Tragfähigkeit und können die Brückenlast nicht vollständig abtragen. Es kommt zu einem Versagen und Kippen des Fundaments. Die Folge ist, dass sich die Senkungsmulde schließt und eine erhöhte Bodenpressung entsteht (Südseite, auf der vorher die Hohllage war und auf der bei den Erkundungsbohrungen der Bodeneintrieb beobachtet wurde). Auf der abgewandten Seite entsteht infolge der Kippbewegung ein neuer Hohlraum (Nordseite, auf der die Hohlräume unterhalb des Fundaments erbohrt wurden).

Mit dem Fundament neigt sich auch die Stütze. Im Verlauf einer solchen Kipp-Bewegung hat sich das Stelzenlager schief gestellt und die in Anlage 5.8 links skizzierte Zwischenlage eingenommen, nachdem sich 10 cm der insgesamt etwa 20 cm großen Horizontalverschiebung des Stützenkopfes eingestellt haben. Die in diesem Zustand wirkenden, überschläglich ermittelten Kräfte H und V dürften in Höhe der Geländeoberfläche zu Zugspannungen im Beton der Stütze von 35 MPa geführt haben (Anlage 5.8 rechts). Damit lassen sich die auf der der Drehung abgewandten Nord-Seite der Stütze festgestellten Risse in der Stütze erklären (vgl. Kapitel 3.4, Anlage 3.18).

Damit liegt ein schlüssiges Bild für die Ursachen und Entstehung des Schadens vor, das die vorliegenden Beobachtungen widerspruchsfrei erklärt.

Die im Folgenden skizzierten Hypothesen kommen im Vergleich dazu eher nicht in Betracht, wie ausgeführt werden soll:

- **Mehrverbrauch Zementsuspension infolge von Hohlräumen in Riffkalken**
Im Zuge der Herstellung der GEWI-Pfähle wurde zunächst angenommen, dass die erhöhten Verfüllmengen durch das Verschließen von Hohlräumen und offenporige Strukturen in den Riffkalken verursacht werden [2.11]. Angesichts der Hohlräume, die an Aufschlüssen von Riffkalken beobachtet werden können (vgl. Anlagen 4.6 und

4.7), ist dies eine denkbare Hypothese. In einem solchen Fall konnte und kann man davon ausgehen, dass bei entsprechender Verfüllung kein Schaden entsteht. Allerdings können in einem solchen Fall keine aufgelockerten Zonen und Hohlräume infolge Sackungen entstehen, wie sie hier aber beobachtet wurden. Weiterhin müssten die erhöhten Aufnahmen dann insbesondere im Bereich der Riffkalke festgestellt worden sein. Tatsächlich wurden aber gerade bei den Bohrungen, in denen hohe Anteile von Riffkalken erbohrt wurden (Bohrungen BK 3.2, 3.3, 3.4) geringe Mehraufnahmen beobachtet (Anlagen 4.27 bis 4.29 und 3.7). Die Erkundungsbohrungen, die an GEWIS mit hohen Aufnahmen abgeteuft wurden, weisen außerdem Riffkalke nur untergeordnet auf. Vielmehr ist hier die bereits mehrfach erwähnte Wechselfolge von massiven, gesteinsharten Kalksteinbänken und Boden zu beobachten. Vor diesem Hintergrund kommen die Hohlräume in den Riffkalken nicht als Ursache für den Schaden in Betracht. In diesem Zusammenhang soll auch noch einmal darauf hingewiesen werden, dass bei der Verfüllung der Erkundungsbohrungen der 4. Phase an keiner Stelle nennenswerte Mehrmengen festgestellt wurden.

– **Bohren im Grundwasser ohne ausreichende Wasserauflast**

Anlage 5.9 zeigt beispielhaft die Verrohrung für einen Bohrfahl mit einer bestimmten Teufe und einem deutlich über der Teufe anstehenden Grundwasserspiegel. Senkt man das Grundwasser innerhalb der Verrohrung auf das Niveau der Bohrlochsohle ab, so ergibt sich eine auf das Bohrloch zu gerichtete Sickerströmung, die zu einer Beanspruchung des in Höhe der Bohrlochsohle unter Auftrieb anstehenden Bodens durch den Strömungsdruck führt. Der hydrodynamische Strömungsdruck ergibt sich aus dem Produkt der Wichte des Wassers, des Gefälles und des Volumens des betrachteten Bodenelements. Dem Strömungsdruck entgegen wirkt das Auftriebsgewicht des Bodens. Wenn der Strömungsdruck größer ist als das Gewicht unter Auftrieb, kommt es zum hydraulischen Grundbruch und zum "Einspülen" von Boden in das Bohrloch und damit zum Bodenentzug auch außerhalb des Bohrlochs.

Bei dem verwendeten Bohrverfahren mit unregelmäßiger Druckluftspülung und offenem Auswurf des Rücklaufs ist der in Höhe der Bohrlochsohle wirkende Luftdruck von den Druckverlusten im Bohrgestänge und im aufsteigenden Ringraum abhängig und nicht kontrolliert. Ist der Druckverlust im aufsteigenden Ringraum klein, so stellt sich in Höhe der Bohrlochsohle nur ein geringer Luftdruck ein (Anlage 5.10).

Aufgrund der in Kapitel 3.3 beschriebenen Beobachtung bei der Herstellung des Probepfahls in Achse 34 ist jedoch davon auszugehen, dass eher ein sehr hoher Spülungsdruck wirksam war (Anlagen 3.13, 3.14).

Insofern kommt das Bohren ohne ausreichende Wasserauflast als Ursache eher nicht in Frage.

– **Zustand des Bauwerks**

Es wäre auch denkbar, dass das Lager der Stütze 33 Ost versagt hat und infolgedessen die Kippbewegung von Stütze und Fundament aufgetreten ist. In diesem Fall wäre der Zustand der Brücke zu bemängeln. Allerdings würde ein Versagen/Herausfallen des Lagers zwar zum Absenken der Brücke nicht jedoch zu einem Kippen von Stütze und Fundament in der beobachteten Form führen. Hierzu bedürfte es zusätzlicher Horizontallasten im Stützenbereich (die nicht vorlagen) und/oder zusätzlicher Einflüsse im Fundamentbereich.

Weiterhin lassen sich durch einen Lagerschaden weder die beobachteten Mehraufnahmen von Zementsuspension in den GEWI-Pfählen/Bohrungen, noch die Korrelation der Mehraufnahmen mit den Wechselfolgen Kalksteinbänke/Lockergestein, noch das Kippen des Fundaments erläutern.

Vor diesem Hintergrund kann man einen Lagerschaden als Ursache für die Schiefstellung ausschließen. Da dieser jedoch in den Gutachten[2.18] und [2.19] als Schadensursache postuliert wird, wird im nachstehenden Kapitel 6 noch einmal detaillierter auf diese Fragestellung eingegangen.

6. Stellungnahme zu den Gutachten von H+P GmbH und Prof. Katzenbach

6.1 Hintergründe

Im September 2015 hatte WBI im Auftrag des LBM Worms ein Gutachten zur Ursache des Schadens vorgelegt (Unterlage [2.17]). Hierzu wurden im Auftrag der Firma Max Bögl zwei Gutachten von Prof. Dr. Hegger und Prof. Dr. Katzenbach erstellt (Unterlagen [2.18] und [2.19]). Zu diesen zwei Gutachten haben sowohl KHP als auch WBI Stellung genommen. (Unterlagen [2.20] und [2.23]). Diese Stellungnahmen werden nachstehend der Vollständigkeit halber vollinhaltlich wiedergegeben.

Im Kapitel 6.2 werden die Kapitel 2, 3 und 4 der Stellungnahme von KHP (Unterlage [2.20]) vollumfänglich zitiert (kompletter Text = Zitat). Lediglich die Nummerierung der zitierten Unterlagen wurde an das Unterlagenverzeichnis des vorliegenden Berichts angepasst ([U1] = [2.18], [U2] = [2.19], [U3] = [2.17], [U4] = [2.21]).

In den Kapiteln 6.3 und 6.4 wird die Stellungnahme von WBI (Unterlage [2.23]) wiedergegeben.

6.2 Stellungnahme von KHP zu dem Gutachten von H+P GmbH

Unterlage [2.20], Kapitel 2 - Lagerbewegungen

Der Aufzählung von Lagerweganteilen im Gutachten [2.18], S. 41ff können wir uns grundsätzlich anschließen.

Die Ermittlungen der Lagerverschiebung infolge Temperatur (Schwankung des konstanten Temperaturanteils) bezogen auf eine Aufstelltemperatur $T_0 = +10^\circ\text{C}$ ist unter der Voraussetzung, dass die Bauwerkstemperatur beim Lagereinbau ermittelt und eine entsprechende Lagervoreinstellung vorgenommen wurde, mit $\Delta T_{N, \text{pos}, k} = +27 \text{ K}$ gemäß DIN-Fachbericht 101 durchzuführen. Der hieraus abzuleitende, charakteristische Lagerweg an der betroffenen Achse 33 ergibt sich zu

$$\delta_k^T = \pm 27 \text{ K} * 72,80 \text{ m} * 10^{-5} \text{ K}^{-1} * 10^3 \text{ mm/m} = \underline{\pm 19,7 \text{ mm}} \text{ (bezogen auf } T_0 = +10^\circ\text{C)}$$

Die im Gutachten (Unterlage [2.18], S. 42) aus Unterlage [2.21] zitierten Temperaturschwankungen von $\pm 37 \text{ K}$ sind bereits Bemessungswerte ($1,35 * \pm 27 \text{ K} = \pm 37 \text{ K}$) und müssen nicht nochmals mit einem Teilsicherheitsbeiwert beaufschlagt werden. Nach aktuell gültiger DIN EN 1991-1-5 betragen die minimal und maximal zu berücksichtigenden Bauteiltemperaturen von Betonbrücken $-16^\circ \text{C} / +39^\circ \text{C}$ (bzw. $\Delta T_N = -26 \text{ K} / +29 \text{ K}$ bezogen auf $T_0 = +10^\circ\text{C}$). Diese Werte bestätigen dem Grunde nach die seit vielen Jahren gültigen Temperaturansätze. In der Originalstatik aus dem Jahre 1962 wurde zum Vergleich an der Achse 33 eine Temperaturverformung von $\pm 21,8 \text{ mm}$ (entsprechend einer Temperaturschwankung von $\Delta T = \pm 30 \text{ K}$, bezogen auf $T_0 = +10^\circ\text{C}$) berücksichtigt.

Die Verschiebung des Überbaus infolge Bremsen und Anfahren wurde in unserer Berechnung (Unterlage [2.21]) im Rahmen der Entwurfsplanung für die Ermittlung der Verschiebungen der Übergangskonstruktion in der Achse 34 auf der sicheren Seite liegend mit $\pm 42,5 \text{ mm}$ abgeschätzt und ist bei genauerer Betrachtung mit einem erheblich geringeren Rechenwert zu berücksichtigen. Eine Berechnung auf Grundlage des DIN-FB 101 liefert unter Berücksichtigung der Biegesteifigkeit aller 6 Festpfeiler (Rundpfeiler $D = 1,90 \text{ m}$, Achse 31) eine Gesamtverschiebung infolge Bremsen/Anfahren in der betroffenen Achse 33 von maximal $\delta_{B/A, k} \leq \pm 10 \text{ mm}$. Es ist darüber hinaus anzumerken, dass auch dieser rechnerische Wert von $\delta_{B/A, k} \leq \pm 10 \text{ mm}$ tatsächlich in dieser Größe nicht auftritt, da den Brems- und Anfahrkräften (hier: ca. 580 kN) vor Auftreten einer Biegeverformung der Festpfeiler (und daraus folgend einer horizontalen Überbauverschiebung) die Reibungskräfte sämtlicher Rollen- und Stelzlager des Herzstücks entgegen stehen. Für die realistische Ermittlung eines Lagerwegs in der Achse 33 Ost ist daher der Anteil infolge Brem-

sen/Anfahren im Vergleich zu den übrigen Lastfällen vernachlässigbar klein und für die Untersuchung der Ursache des Bauunfalls ohne maßgebliche Bedeutung ($\delta_{B/A,k} \approx 0$ mm).

Wie bereits im Gutachten [2.18], S. 43 erwähnt, liegen keine Vermessungen zu etwaig aufgetretenen Imperfektionen des Pfeilers in der Achse 33 Ost vor. Die Schlussfolgerung, dass bereits vor Baubeginn eine Schiefstellung des Lagers in der Achse 33 Ost vorlag und in Achse 33 West nicht, und deshalb eine Imperfektion in der Achse 33 Ost vorgelegen haben muss, bedarf allerdings einer genaueren Quantifizierung dieses möglichen Einflusses. Die im Gutachten [2.18], S. 43 abgeleitete mögliche Imperfektion von 1/200 der Pfeilerhöhe betrifft primär nur die rechnerisch zu berücksichtigende Schiefstellung des Pfeilers, nicht jedoch einen Lagerweg, da für das Lager nur Verformungen des Überbaus und der Pfeiler nach dem Einbau des Lagers von Bedeutung sind. Aus einer Stützenschiefstellung (Imperfektion infolge nicht lotrechter Herstellung) entsteht jedoch bei Lastaufbringung durch den Überbau in erster Linie eine Biegebeanspruchung des Pfeilers, die zu einer horizontalen Kopfauslenkung des Pfeilers und somit zu einem Lagerweg führen kann. Diese Kopfauslenkung (und somit der Lagerweg) kann im vorliegenden Fall unter Berücksichtigung der nach DIN-FB 102 in Verbindung mit DIN-FB 101, Anhang O, Kap. 1.1(5) ermittelten rechnerischen Imperfektion von $\alpha_a = \frac{1}{2} * H / 200 = H / 400$ sowie der maximalen Vertikallast des Pfeilers in der Achse 33 Ost (\leq zul. Lagerkraft aus Eigengewicht + Verkehr = 1.750 t) zu maximal $\delta_{imp,k} = +/- 4$ mm berechnet werden.

In der geprüften statischen Berechnungen der Lagerbewegungen aus dem Jahre 1962 werden zusätzlich noch die Anteile an der Achse 33 aus elastischer Bauteilverkürzung infolge Vorspannung mit $\Delta l_{el} = -3,7$ mm und infolge Kriechen und Schwinden mit $\Delta l_{K+S} = -31,7$ mm angegeben.

In der Überlagerung ergeben sich dann die in Anlage 6.1 dargestellten, relevanten Lagerwege unter Berücksichtigung aller oben genannten Einflussfaktoren.

Negative Werte bezeichnen in dieser Zusammenstellung eine Überbaubewegung in Richtung Süden (zur Festpfeilergruppe in Achse 31 hin, "Winterstellung"), positive Werte eine Überbaubewegung in Richtung Norden (von der Festpfeilergruppe in Achse 31 weg, "Sommerstellung"), siehe Anlage 6.2.

Unterlage [2.20], Kapitel 3 – Beurteilung der Lagerbewegungen

Der auf die Nullstellung bezogene, maximale Lagerweg bei Rollen- oder Stelzlagern ergibt sich aus der Addition des Laufwegs an der oberen und unteren Lagerplatte. Unter Ansatz der vorhandenen Breite der Corroweld-Auftragsschweißung von mindestens 75 mm, deren Achsversatz von 10 mm (erkennbar beispielsweise in [2.18], Bild 4.7) und einem Sicher-

heitsabstand der vertikalen Lagerlast zur Kante der Auftragsschweißung von 2 mm (Ausbildung der Hertz'schen Pressung) kann der vorhandene ansetzbare Lagerweg wie folgt berechnet werden:

$$\delta_{\text{vorh, min}} = -2 * (47,5 \text{ mm} - 2 \text{ mm}) = - 95 \text{ mm} + 4 \text{ mm} = \underline{- 91 \text{ mm}} \text{ (zum Festpunkt Achse 31 hin)}$$

$$\delta_{\text{vorh, max}} = 2 * (27,5 \text{ mm} - 2 \text{ mm}) = + 55 \text{ mm} - 4 \text{ mm} = \underline{+ 51 \text{ mm}} \text{ (vom Festpunkt Achse 31 weg)}.$$

Die Lagervoreinstellung ist aufgrund der fehlenden Bestandszeichnung leider unbekannt. Die Lagervoreinstellungen an den Achsen 32 und 34 betragen gemäß Bestandszeichnungen + 4 mm (Achse 32) und + 25 mm (Achse 34). Aufgrund der in der Originalstatik ausgewiesenen Lagerwege und der vorhandenen Lagergeometrie (Achsversatz der Auftragschweißung von 10 mm) wäre in der Achse 33 eine Lagervoreinstellung von $e = 0 \text{ mm}$, also keine zusätzliche Voreinstellung, sinnvoll gewesen.

Unter Annahme einer Lagervoreinstellung von $e = 0 \text{ mm}$ ergeben sich gemäß Originalstatik folgende anzusetzenden Lagerwege:

$$\delta_{k, \text{min}} = 0 \text{ mm} - 57,2 \text{ mm} = - 57,2 \text{ mm} < - 91 \text{ mm} \quad (\text{Zeitpunkt } t = \infty)$$

$$\delta_{k, \text{max}} = 0 \text{ mm} + 18,1 \text{ mm} = + 18,1 \text{ mm} < + 51 \text{ mm} \quad (\text{Zeitpunkt } t = 0)$$

Unter gleichen Annahmen ergeben sich gemäß Nachberechnung folgende Lagerwege:

$$\delta_{k, \text{min}} = 0 \text{ mm} - 59,1 \text{ mm} = - 59,1 \text{ mm} < - 91 \text{ mm} \quad (\text{Zeitpunkt } t = \infty)$$

$$\delta_{k, \text{max}} = 0 \text{ mm} + 20 \text{ mm} = + 20 \text{ mm} < + 51 \text{ mm} \quad (\text{Zeitpunkt } t = 0)$$

Selbst wenn gemäß DIN-Fachbericht 101, Kapitel V-6.3.1.3.3(4)P die mittlere Bauwerkstemperatur beim Herstellen der endgültigen Verbindung nicht durch Messung bestimmt und das Lager darauf eingestellt wurde, und somit in den obigen Betrachtungen ein zusätzliches Sicherheitselement in Form einer Temperatur von $\Delta T_0 = \pm 10 \text{ K}$ (entspricht $\pm 7,3 \text{ mm}$) berücksichtigt wird, ist die Bewegungskapazität des Stelzlagers nicht überschritten.

Die im Gutachten [2.18], Kap. 6.1 dargestellten Ermittlung von Bemessungswerten des Lagerwegs ist für die Neubemessung eines Lagers sinnvoll, jedoch für die Beurteilung der Schadensursache des Bauunfalls nicht zielführend. Obwohl die Lagervoreinstellung nicht bekannt ist, dient die oben angeführte rechnerische Ermittlung der maximalen bzw. minimalen Lagerbewegungen für eine realistische Einschätzung des Verhältnisses zwischen Einwirkung und Widerstand. Die im Gutachten [2.18], Seite 46/47 getroffene Aussage, dass die auftretenden Lagerwege die Breite der Corroweld-Auftragsschweißung deutlich

überschreiten und somit das Herausfallen des Lagers unvermeidlich gewesen ist, ist auf Grundlage der obigen Werte nicht nachvollziehbar.

Aufgrund der zur heutigen Lagern vergleichsweise geringen Bewegungskapazität von Stelz- und Rollenlagern war die Planung einer Abrollsicherung an der Hochstraße Lenneberg (1984) sinnvoll, wurde aber am Los 1 (Herzstück) nicht ausgeführt. Beim Vergleich der auftretenden Lagerwege mit der Bewegungsfähigkeit des Stelzlagers ist jedoch nicht unmittelbar mit einem Lagerversagen zu rechnen.

Die bereits vor der Baumaßnahme durch eine Fotoaufnahme dokumentierte Schiefstellung des Lagers (Unterlage [2.18], Bild 2.8) lässt aufgrund des Aufnahmewinkels und der Entfernung leider keine quantifizierbare Aussage zu der Größe des zugehörigen Lagerwegs zu. Grundsätzlich ist auf dem Foto jedoch erkennbar, dass das Lager am 3.9.2012 (Tageshöchsttemperatur +25° C gemäß Wetterdaten-Archiv www.wetteronline.de) in der Achse 33 Ost eine leichte Auslenkung in Richtung Sommerstellung (Überbauverschiebung Richtung Norden) aufweist, was grundsätzlich der erwarteten Temperaturbewegung des Überbaus entspricht.

Die übrigen Fotodokumentationen (Unterlage [2.18], Bild 2.9 und Bild 2.10) sind bereits der Baumaßnahme zuzuordnen und daher hinsichtlich der Aussage, ob das herausgefallene Lager "bereits geraume Zeit vor dem Schadensfall und den Bauarbeiten eine beträchtliche Schiefstellung aufwies" ([2.18], Seite 46) nicht eindeutig verwertbar.

Ausgehend von der Fotoaufnahme im Gutachten ([2.18], Bild 2.10), welches laut Bildunterschrift ca. drei Wochen vor dem Schadensereignis aufgenommen wurde, leiten die Gutachter eine Schiefstellung von > 10% ab, was aufgrund der schrägen Bildperspektive lediglich eine Abschätzung darstellt. Setzt man im Weiteren diese Abschätzung der vorhandenen Schiefstellung mit 10% bzw. ca. 5,7° als richtig voraus, so ist diese gleichbedeutend mit einem Rollweg δ von

$$\delta_{\text{vorh}} (\alpha = 5,7^\circ) = 2 * (5,7^\circ/360^\circ * 2 * \pi * r) = 2 * 5,7^\circ/360^\circ * 2 * \pi * 130 \text{ mm} = \underline{25,9 \text{ mm}}$$

Dieser Rollweg verteilt sich gleichmäßig auf die obere und untere Lagerplatte mit jeweils 12,95 mm (siehe Anlage 6.3). Die Darstellung verdeutlicht anschaulich, dass der Lagerweg δ nicht, wie in Unterlage [2.18], S. 44/45 dargelegt, zu Abtriebskräften führt, sondern lediglich zu einer Ausmitte der Vertikalkraft bezogen auf die untere bzw. oberer Lagerplatte.

Abtriebskräfte entstehen erst dann, wenn der maximale Lagerweg überschritten und eine senkrechte Wirkungslinie der Lagerkraft sich geometrisch bedingt nicht mehr einstellen kann (siehe Anlage 6.4). Diese Abtriebskräfte sind ab einem Lagerweg $\delta_{\text{max}} > +55 \text{ mm}$

("Sommerstellung", zur Veranschaulichung ohne Abzug eines 2 mm-Sicherheitsabstands an der oberen und unteren Corroweld-Auftragsschweißung) zur Sicherstellung des Gleichgewichts erforderlich und erzeugen dann den in Unterlage [2.18], Kapitel 6.2 beschriebenen Effekt, dass daraus zusätzliche Horizontalverformungen entstehen, die ihrerseits dann wieder in größeren Abtriebskräften resultieren.

Für die Ergründung der Schadensursache ist allerdings von besonderer Bedeutung, dass das Lager, am 10. Februar 2015 (Tageshöchsttemperatur +6°C gemäß Wetterdaten-Archiv www.wetteronline.de) in Richtung Sommerstellung herausfiel. Extreme positive Bauwerkstemperaturen können demnach nicht als wesentliche Schadensursache herangeführt werden, insbesondere da zum Zeitpunkt der Bildaufnahme von Unterlage [2.18], Bild 2.10, ca. drei Wochen vor dem 10.2.2015, ungefähr die gleichen Lufttemperaturen herrschten wie zum Zeitpunkt des Schadensereignisses.

Lagerbewegungen infolge elastischer Bauteilverkürzung durch das Vorspannen, Imperfektion des Pfeilers sowie die zeitabhängige Verkürzung des Überbaus infolge Kriechen und Schwinden waren bereits eingepreist bzw. abgeklungen und hatten keinen Einfluss auf die aktuell zu berücksichtigenden Lagerbewegungen. Für eine Überschreitung des maximalen, positiven Lagerwegs von $\delta_{\text{vorh,max}} = + 51 \text{ mm}$ wäre ausgehend von der Lagerstellung in Anlage 6.3 (ca. 3 Wochen vor dem Schadensereignis, $\delta = 25,9 \text{ mm}$; Annahme $T_{\text{Bauwerk}} \approx T_{\text{Luft}} = + 6^\circ\text{C}$) eine Bauwerkstemperatur von +40°C erforderlich gewesen:

$$\delta (\Delta T = +1 \text{ K}) = 72,80 \text{ m} * 10^{-5} \text{ K}^{-1} * 10^3 \text{ mm/m} = 0,728 \text{ mm/K}$$

$$T_{\text{max}} = (51 \text{ mm} - 25,9 \text{ mm}) / 0,728 \text{ mm/K} + 6^\circ\text{C} = \underline{+ 40^\circ\text{C}}$$

Da die Bauarbeiten an der Achse 33 zum Zeitpunkt der Fotoaufnahme von Unterlage [2.18], Bild 2.9 und 2.10 bereits weit fortgeschritten waren, ist darüber hinaus nicht auszuschließen, dass der aus den Fotoaufnahmen abgeleitete und in Anlage 6.3 dargestellte Lagerweg von $\delta = 25,9 \text{ mm}$ bereits Lagerweganteile enthielt, die womöglich durch die Bauarbeiten verursacht worden sind.

Unterlage [2.20], Kapitel 4 – Fazit

Die in Unterlage [2.18], Kapitel 3 aus der einschlägigen Literatur zitierte und daraus abgeleitete Beurteilung von Prof. Dr. Hegger und Dr. Roeser, dass der Einsatz von Rollenlagern nicht mehr dem heutigen Stand der Lagertechnik entspricht, ist grundsätzlich unstrittig. Trotz dieser in der Fachwelt allgemein anerkannten Meinung sind auch heute noch eine Vielzahl von Brücken mit Rollen- oder Stelzlagern in Betrieb.

Im vorliegenden Fall des Herzstücks Mainz-Mombach kann das Herausfallen des Lagers in Richtung "Sommerstellung" zum Zeitpunkt des Schadensereignisses (10. Februar 2015) aufgrund der dabei herrschenden, relativ niedrigen Bauwerkstemperatur jedoch nicht klimatisch bedingt gewesen sein.

Die rechnerische Ermittlung des maximalen, positiven Lagerwegs führt unter Berücksichtigung realistischer Werte der einzelnen Lagerweganteile nicht zu einem "unvermeidlichen Herausfallen" des Lagers.

Die Unterbauten werden durch die Wirkungsweise eines Rollen- oder Stelzlagers bis zum maximal möglichen Lagerweg nicht durch Abtriebskräfte beansprucht. Ein Lagerversagen, welches ursächlich auf hohe Abtriebskräfte aus der Schiefstellung der Stelzlagers und eine damit einhergehende Überbeanspruchung der Unterbauten zurückgeführt wird, kann somit ausgeschlossen werden.

Des Weiteren beschreibt das vorliegende Gutachten [2.18] zwar zutreffend die Verschiebung des havarierten Pfeilers (am Stützenkopf etwa 19 cm nach Süden und 9 cm nach Osten), geht jedoch in der Begründung der Schadensursache nicht auf die Querverschiebung des Pfeilers ein. Der im Gutachten [2.18] beschriebene Schadensmechanismus liefert aus unserer Sicht keine nachvollziehbare Erklärung für die entstandene, deutliche Querverschiebung des Pfeilers.

Der im Gutachten von Prof. Dr. Hegger und Dr. Roeser [2.18] beschriebene Schadensablauf, dass die "bereits vor der Mikropfahlherstellung vorhandene Lagerschiefstellung eine zunehmende Überlastung der Stütze mit einhergehender horizontaler Verschiebung verursachte, die schließlich zum Herausfallen des Lagers und zum Absenken des Überbaus führte" (Unterlage [2.18], S. 47), ist aufgrund der oben genannten Aspekte aus unserer Sicht nicht schlüssig nachvollziehbar.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass es keinen plausiblen Einwand gegen das Versagen des östlichen Stelzenlagers in Achse 33 infolge einer Bewegung des Stützenfundamentes gibt. Bei Berücksichtigung des Zeitpunktes des Schadenseintrittes lagen äußere Umstände vor, die bezüglich Temperatureinfluss (niedrige Bauwerkstemperatur) sowie Kriech- und Schwindeinflüssen (Bauwerksalter) günstig auf die Lagerstellung wirkten. Es hat daher in der Vergangenheit häufig ungünstigere Bedingungen gegeben, die nicht zum Absturz der Lagerstelze geführt haben.

Daraus ist als Fazit abzuleiten, dass nur eine Baugrundbewegung zu einer Schiefstellung des Pfeilers und letztendlich zum Versagen des Lagers geführt haben kann und somit für den Unfall verantwortlich ist.

6.3 Ergänzende Betrachtungen zu dem Gutachten von H+P GmbH

Die ergänzenden Erkundungsbohrungen BK1.1 bis BK 1.4, die durch das Fundament abgeteuft wurden, haben gezeigt, dass das Fundament schief steht (siehe detaillierte Beschreibung in Kapiteln 4.2.2 und 4.5 so wie auch schon in Unterlage [2.17]). Die Richtung der Schiefstellung stimmt mit der beobachteten Bewegungsrichtung der Stütze überein. Auf der Seite, auf der das Fundament abgesackt ist, wurde trotz Bentonitaufkast in der Bohrung ein Bodeneintrieb beim Bohren der BK 1.3 und 1.4 festgestellt. Auf der abgewandten Seite wurden in den Bohrungen BK 1.2 und 1.1 Hohlräume mit 8 bis 11 cm Dicke erbohrt.

Aufgrund der Beobachtungen von Bodeneintrieb und Hohlräumen kann davon ausgegangen werden, dass die Schiefstellung des Fundaments nicht auf Imperfektionen bei der Herstellung zurückzuführen ist.

Wenn man, wie in Unterlage [2.18], davon ausgeht, dass der Lagerschaden nicht durch Vorgänge im Baugrund, sondern durch unzulässige Lagerwege verursacht wurde, muß auch die Schiefstellung des Fundaments hierdurch verursacht worden sein. D.h. die Lagerbewegungen müssen zu einem Grundbruch unterhalb des Fundaments geführt haben.

Wie in Kapitel 6.2 erläutert, ist das Lager in Richtung Sommerstellung herausgefallen. Der zulässige Lagerweg in Richtung Sommerstellung beträgt 55 cm (vgl. Kapitel 6.2 und Unterlage [2.20]). Es ist davon auszugehen, dass es bei größeren Lagerwegen zum Versagen bzw. Herausfallen des Lagers kommt. Die bei einem Lagerweg von 55 cm entstehende Ausmitte und das zugehörige System für den Nachweis der Sicherheit gegen Grundbruch sind auf der Anlage 6.5 dargestellt. Die generellen Systemskizzen, Bemessungswerte und Formeln für den Nachweis der Sicherheit gegen Grundbruch nach DIN 4017 sind auf den Anlagen 6.6 und 6.7 dargestellt. Oberhalb der Gründungssohle der Stütze stehen Auffüllungen an, unterhalb das Quartär mit etwa 4 m Mächtigkeit, darunter das Tertiär (Anlage 6.5, vgl. auch Anlagen 4.18 bis 4.21). Die in [2.2] angegebenen Kennwerte sind auf Anlage 6.8 zusammengestellt. Es wurden zwei Grenzfälle betrachtet, in denen die größten bzw. kleinsten Kennwerte für die Auffüllungen und für das Quartär bzw. Tertiär angenommen wurden (vgl. Anlage 6.8). In beiden Fällen, d.h. auch bei ungünstigen Kennwert-Annahmen, läßt sich die Sicherheit gegen Grundbruch problemlos nachweisen (vgl. Anlage 6.9).

D.h. durch einen Lagerschaden kann kein Grundbruch erzeugt worden sein. Die Schiefstellung des Fundaments muß durch andere Vorgänge verursacht worden sein.

Bei der Beschreibung des Schadens wird in Unterlage [2.18], Seite 12, beschrieben, dass die Pfeileroberkante sich "um 19 cm nach Süden und 9 cm nach Osten verschoben" hat. Auf der gleichen Seite weiter unten wird auf die elastische Rückfederung nach Anheben des Überbaus hingewiesen: "Die Rückfederung beträgt an der Oberkante 50 mm nach Norden und 10 mm nach Westen...". Es ist aus Sicht der Unterzeichnenden irreführend, dass die schadensbedingten Verschiebungen in cm und die Rückfederung in mm angegeben wird. Hierdurch entsteht bei schnellem Lesen leicht der Eindruck, dass die Rückfederung größer ist als sie tatsächlich stattgefunden hat. Alle Maße sollten in der gleichen Einheit angegeben werden.

6.4 Stellungnahme zu dem Gutachten von Prof. Katzenbach

Herstellung GEWI-Pfähle / Bohrverfahren

Zur Herstellung der GEWI-Pfähle wird in Abschnitt 15 des Gutachtens [2.19] auf Seite 43 festgestellt: "Die Herstellung der GEWI-Pfähle erfolgte gemäß DIN 4128 und DIN EN 14199. " In einem nachfolgenden Absatz wird erwähnt, dass die GEWI-Pfähle "im Doppelkopf-Bohrverfahren mit Innenspülung aus Luft" hergestellt wurden.

DIN 4128 gibt für die Herstellung der Pfähle vor: "Beim Bohren unter dem Grundwasserspiegel muß durch Überdruck der Spül- oder Stützflüssigkeiten verhindert werden, dass Boden in den Hohlraum eintreibt." Die GEWI-Pfähle wurden unterhalb des Grundwasserspiegels hergestellt. Es wurde eine Innenspülung aus Luft verwendet. Der Anforderung der DIN 4128, einen Überdruck durch Spül- oder Stützflüssigkeit sicherzustellen, ist damit nicht Rechnung getragen worden. Insofern ist die o.g. Feststellung des Gutachters, die Pfähle seien nach Norm hergestellt worden, nicht richtig.

Das Gutachten [2.19] geht über eine reine Beschreibung des Bohr- und Herstellverfahrens der GEWI-Pfähle nicht hinaus. Insbesondere wird auf die Schwierigkeiten, die sich aus dem Bohren in einer Wechselfolge von Böden und gesteinsharten Kalksteinlagen ergeben, überhaupt nicht eingegangen. Dahingegen wurden diese in dem Schadensgutachten von WBI (Unterlage [2.17] bzw. vorstehende Kapitel) erläutert. Dort wurde auch festgestellt, dass in den Bereichen, in denen hohe Mehrverbräuche an Zementsuspension auftraten, in den Erkundungsbohrungen Kalksteinlagen im Wechsel mit Lockergestein erbohrt wurden. Dahingegen wiesen die Erkundungsbohrungen in Bereichen mit geringen Mehraufnahmen an Zementsuspension nahezu ausnahmslos keine Kalksteinbänke, sondern nur Lockergesteine aus. Dies legt einen Zusammenhang zwischen Baugrundprofil und Mehrverbrauch von Zementsuspension nahe, der aus den in Unterlage [2.17] bzw. den vorstehenden Kapiteln näher erläuterten Schwierigkeiten des Bohrverfahrens im anstehenden Baugrund resultiert.

Mehraufnahmen Zementsuspension

Die großen Mehraufnahmen an Zementsuspension, die bei der Herstellung der GEWI-Pfähle festgestellt wurden, werden in dem Gutachten [2.19] erwähnt und tabellarisch zusammengestellt. Diese Zusammenstellung stimmt im Wesentlichen mit der Darstellung der Zementaufnahmen im Lageplan (Anlage 3.7) überein.

Der Gutachter der Unterlage [2.19] geht allerdings nicht auf mögliche Ursachen für den bereichsweise erheblichen Mehrverbrauch ein. Eine Aussage hierzu fehlt.

Auch wird nicht darauf eingegangen, dass sich die großen Mehraufnahmen von Zementsuspension auf bestimmte Bereiche konzentrieren (vgl. Anlage 3.7), während in anderen Bereichen deutlich geringere Aufnahmen festgestellt wurden.

Auch der in Unterlage [2.17] bzw. den vorstehenden Kapiteln herausgearbeitete Zusammenhang zwischen den Mehraufnahmen und dem Antreffen einer Wechselfolge von Lockergesteinen und Kalksteinlagen bleibt unerwähnt.

In Unterlage [2.19] wird weiterhin folgende Aussage getroffen:

[2.19], S.83:

"Aus der Beobachtung, dass das Kippen des Einzelfundaments in der Achse 33 Ost in die Richtung erfolgt ist, in denen die höchsten Aufnahmen von Zementsuspension festgestellt worden sein sollen (Anmerkung des Unterzeichneten: Dies ist nicht zutreffend, vgl. S. 59)...."

[2.19], Seite 59:

"An den fünf GEWI-Pfählen G519, G522, G525, G528 und G531 im Süden ist der Ist-Verbrauch um den Faktor $n_{I/S} = 6,4$ größer als der Soll-Verbrauch plus 20%, an den vier GEWI-Pfählen G595, G598, G601 und G604 im Norden ist dieser Faktor etwa doppelt so groß und beträgt $n_{I/S} = 12,9$. An der Nordseite des Fundamentes wurde also deutlich mehr Suspension in den Boden eingepresst als auf der Südseite."

Diese Feststellungen sind, wie nachfolgend ausgeführt, nicht haltbar:

- Es werden in [2.19] lediglich die 4 bzw. 5 GEWI-Pfähle die nördlich bzw. südlich der Stütze durch das Fundament gebohrt wurden (vgl. Anlage 3.7), berücksichtigt. Für diese trifft es zu, dass in den nördlichen 4 GEWIS mehr Zement aufgenommen wurde als in den südlichen 5 GEWIS.

- Maßgebend für den Bodenentzug ist jedoch die gesamte GEWI-Pfahlgruppe nördlich und südliche des Fundaments (vgl. Anlagen 3.7 und 3.10). Hierfür trifft es zu, dass südlich deutlich höhere Zementaufnahmen festgestellt wurden als nördlich.

Erkundungen

In Kapitel 17 der Unterlage [2.19] werden die nachstehend aufgeführten Aussagen zu den Erkundungen getroffen. Die Aussagen aus [2.19] sind jeweils mit Spiegelstrichen eingerückt dargestellt. Unsere Stellungnahme hierzu ist jeweils darunter ausgerückt dargestellt.

- [2.19], Seite 71:
"Wie aus den Bildern 34 bis 36 eindeutig hervorgeht, unterscheidet sich die Lagerungsdichte der dort aufgeschlossenen Böden an keiner Stelle und in keiner Weise von der Lagerungsdichte, die nach dem Schadensfall unter dem verkippten Fundament der Achse 33 Ost identifiziert worden ist."

Die Lagerungsdichte unterhalb des schadhaften Fundaments nach dem Schadenseintritt wurde nicht untersucht. Deshalb ist eine vergleichende Aussage zur Lagerungsdichte abseits und unterhalb des Fundaments nicht möglich.

- [2.19], S. 72:
"Die Bilder 37 bis 44 zeigen typische Sondierdiagramme von Sondierungen mit der schweren Rammsonde, die in bzw. unmittelbar neben den GEWI-Pfahlgruppen nach der Herstellung der GEWI-Pfähle und nach dem Schadensereignis an den verschiedensten Orten ausgeführt worden sind."

Die Sondierdiagramme der Bilder 37 bis 44 zeigen Ergebnisse von Sondierungen, die in Bereichen durchgeführt wurden, in denen geringere Mehraufnahmen von Zement festgestellt wurden. Insofern waren hier auch keine größeren Auflockerungen zu erwarten.

- [2.19], S. 82:
"Wie die oben beispielhaft vorgestellten Erkundungsergebnisse eindeutig belegen, sind keine relevanten Unterschiede zwischen den Sondierungen, die im Bereich der GEWI-Pfähle abgeteuft worden sind, und den Sondierungen, die entweder vor der Herstellung der GEWI-Pfähle bzw. weit weg von den GEWI-Pfählen niedergebracht worden sind, festzustellen."

Im Zuge der Erkundungen nach dem Schaden wurde versucht, Sondierungen unmittelbar neben GEWI-Pfählen mit hohen Zementaufnahmen auszuführen. Diese mußten leider alle aufgrund von Sondierhindernissen abgebrochen werden. Die anderen Sondierungen sind nicht in unmittelbarer Nähe von GEWIS mit hohen Aufnahmen durchgeführt worden. Inso-

fern können die Ergebnisse der Sondierungen nur eine begrenzte Aussagekraft haben. Dies gilt auch angesichts der vom Gutachter angeführten großen Schwankungsbreite der Sondierergebnisse im ungestörten Untergrund.

- In den Bildern 30 bis 33 (Seiten 64 – 68) der Unterlage [2.19] sind die Bohrprofile der Bohrungen BK1 bis BK4 und die zugehörigen Sondierdiagramme dargestellt. Weitere Bohrprofile werden in [2.19] nicht behandelt.

Neben den o.g. Kernbohrungen BK 1 bis BK4 wurden nach dem Schadenseintritt 12 weitere Kernbohrungen abgeteuft, deren Ergebnisse in [2.17] und das vorliegende Gutachten Eingang gefunden haben. Darüber hinaus gibt es zahlreiche Kernbohrungen aus früheren Erkundungsprogrammen, deren Ergebnisse ebenfalls in [2.17] und dem vorliegenden Gutachten berücksichtigt wurden.

Die in [2.17] und dem vorliegenden Gutachten vorgenommene Auswertung der Bohrprofile im Vergleich mit den Mehraufnahmen von Zementsuspension bei der GEWI-Pfahl-Herstellung ergab, wie bereits erwähnt, den folgenden Zusammenhang:

Wenn im Untergrund eine Wechselfolge aus harten Kalksteinlagen und Lockergestein vorlag, wurden hohe Zementaufnahmen festgestellt; in den Bereichen mit niedrigen Zementaufnahmen wurden i.W. keine Kalksteinlagen, sondern nur Lockergesteine erbohrt.

Die 4 Kernbohrungen BK 1.1 bis BK 1.4, die durch das schadhafte Fundament hindurch in den darunter anstehenden Baugrund abgeteuft wurden, haben gezeigt, dass sich das Fundament Achse 33 Ost schief gestellt hat und dass infolge dessen auf der Nordseite Hohlräume entstanden sind, wohingegen der Boden unterhalb des Fundaments auf der Südseite derart unter Spannung aus dem Fundament steht, dass es beim Bohren trotz Bentonit-Auflast zum Bodeneintrieb in den südlichen Bohrungen kam. Die Richtung der Schiefstellung des Fundaments (SO) stimmt mit derjenigen der Stütze überein. In West-Ost-Richtung ist das Fundament annähernd horizontal. Dies sind Hinweise auf Bodenauflockerungen bzw. –entzug sowie Verkippen des Fundaments. Vergleiche die entsprechenden Darstellungen in den Anlagen 5.1 bis 5.5. Die Schiefstellung des Fundaments kann, wie in Kapitel 6.3 gezeigt wurde, nicht durch Grundbruch verursacht worden sein.

- [2.19], S. 35:
" Die für die Schadensbeurteilung relevanten Bodenproben und die entsprechenden Rammsondierdiagramme sind in den Bildern 29 – 44 und in den Anlagen 2.1 bis 2.46 des gegenständlichen Prüfberichts Nr. IK1573/01 dargestellt."

Ergebnisse der Kernbohrungen bleiben mit Ausnahme von BK1 bis BK4 unberücksichtigt. Ebenso wenig wird auf den Zusammenhang zwischen Untergrundprofil und Zementauf-

nahmen eingegangen. Auch die aus den Kernbohrungen BK 1.1 bis BK 1.4 resultierende Schiefstellung des Fundaments sowie die erbohrten Hohlräume bzw. der Bodeneintrieb finden keine Erwähnung. Damit ist die in die Bewertung eingeflossene Information unvollständig. Es wurden nicht alle für die Schadensbeurteilung relevanten Erkundungsergebnisse berücksichtigt.

Dies hat möglicherweise zu der nachstehenden Schlußfolgerung geführt:

- [2.19], S. 68:
"Zusammenfassend ist auf der Basis der direkt am Fundament durchgeführten umfangreichen Baugrunduntersuchungen daher festzustellen, dass es keinerlei Hinweis auf Bodenauflockerungen bzw. Bodenentzug im Bereich des nach Süden verkippten Einzelfundamentes der Achse 33 Ost gibt."

Bei Berücksichtigung aller relevanten Erkundungsergebnisse und Zusammenhänge hätte der Gutachter in [2.19] vermutlich andere Schlüsse gezogen.

Unterlage [2.19], Kapitel 20 "Prüfbefunde und Hinweise"

In Kapitel 20 der Unterlage [2.19] trifft der Gutachter seine abschließenden Feststellungen. Die folgenden 3 Feststellungen wurden weiter oben bereits behandelt, so dass sich eine nochmalige Stellungnahme erübrigt:

- I "Wie die Bohrungen und die insgesamt 46 Sondierungen mit der schweren Rammsonde im Projektgebiet eindrucksvoll belegen, ist der anstehende Baugrund äußerst heterogen und besitzt sehr unterschiedliche Lagerungsdichten. Es gibt keine Hinweise darauf, dass die Herstellung der GEWI-Pfähle zu Auflockerungen des Baugrundes bzw. zu Bodenentzug geführt hat."
- IVa "Die Hypothese im Schadensgutachten der WBI GmbH, dass die Verkipfung des Fundaments der Achse 33 Ost durch Sackungen infolge Bodenauflockerung und Bodenentzug durch die Herstellung der GEWI-Pfähle und durch den schwankenden Rheinwasserspiegel verursacht worden sei, ist durch nichts belegt und unplausibel. Alle vor und nach dem Schadensereignis erhobenen Messdaten stehen im Widerspruch zu dieser Hypothese."
- IVd "Die Behauptung der WBI GmbH, dass an der Südseite des Fundamentes der Achse 33 Ost der größte Mehrverbrauch an Suspension aufgetreten ist, ist nicht zutreffend; der Mehrverbrauch ist an der Nordseite etwa doppelt so groß wie an der Südseite. Im Sinne der Logik der WBI GmbH hätte die Stütze demnach in umgekehrter Richtung, nämlich nach Norden kippen müssen."

Die folgenden Feststellungen beinhalten neue Gesichtspunkte, zu denen nachstehend Stellung genommen wird.

- II "Hinzu kommt, dass die GEWI-Pfähle unter dem Einzelfundament der Stütze Achse 33 auf der Südseite des Fundaments bereits 137 Tage und auf der Nordseite des Fundaments 106 Tage vor dem Schaden am 10.2.2015 fertig gestellt worden waren. Es gibt keinen zeitlichen Zusammenhang zwischen der Herstellung der GEWI-Pfähle und dem Schadenseintritt."
- III "Beim Schadenseintritt am 10.2.2015 sind an der Stütze und am Einzelfundament der Achse 33 Ost keine Arbeiten ausgeführt worden. Am 10.2.2015 ist zuletzt der GEWI-Pfahl G668 hergestellt worden, der mit einem Achsabstand von rd. 11,3 m nördlich der Stützenachse 33 Ost und damit weit außerhalb jeder Beeinflussungsmöglichkeit liegt."
- IVc "Da Fundamentverkippen infolge von Sackungen immer in enger zeitlicher Folge zur Sackungsursache, d.h. mit nur minimalen Zeitversatz, auftreten, ist nicht plausibel nachvollziehbar, wieso der Schaden erst 106 Tage, nachdem der letzte GEWI-Pfahl unter dem Einzelfundament der Stütze in der Achse 33 Ost fertig gestellt worden war, aufgetreten ist."
- IVe "Wenn die Herstellung der GEWI-Pfähle – warum auch immer – schadensursächlich gewesen wäre, hätte der Schaden entweder beim Herstellungsprozeß selbst, insbesondere beim Bohren, oder aber kurz danach auftreten müssen. Dies war nachweislich nicht der Fall, weder an der Achse 33 Ost noch an allen anderen Achsen."

Es ist richtig, dass der Schaden an der Achse 33 Ost nicht unmittelbar nach der Herstellung der GEWI-Pfähle in diesem Bereich eingetreten ist und dass zum Zeitpunkt des Schadenseintritts nur in größerer Entfernung gearbeitet wurde. Das ist jedoch kein Beweis dafür, dass kein Zusammenhang zwischen der Entstehung des Schadens und dem Bodenentzug bei der Herstellung der GEWI-Pfähle besteht.

Vielmehr dürfte sich im Zuge der Herstellung der GEWI-Pfähle im Bereich der Stütze 33 Ost ein Grenzzustand der Tragfähigkeit eingestellt haben, der auch über einen längeren Zeitraum bestehen blieb. Es bedurfte nur einer geringen Änderung der Gleichgewichtsbedingungen, wie z.B. geringer Bodenumlagerungen, um ein Versagen auszulösen. Dies ist in dem vorstehenden Kapitel 5 so wie bereits in Unterlage [2.17] erläutert.

IVb "Die Hypothese der WBI ist vor allem insofern nicht plausibel, weil mit dieser Hypothese nicht erklärt werden kann, warum der Schaden nur an der Stütze der Achse 33 Ost und nicht auch an allen anderen Stützen aufgetreten ist."

Wie in den vorstehenden Kapiteln sowie bereits in Unterlage [2.17] gezeigt, wurden im Bereich der Achsen 33 Nord I und II (West + Ost) sowie 33 Süd I Ost die mit Abstand größten, durch Bodenzug verursachten Mehraufnahmen von Zementsuspension bei der Herstellung der GEWI-Pfähle festgestellt (siehe Anlagen 3.7 und 3.10). Darüber hinaus ist das Fundament der Stütze 33 Ost das einzige, bei dem in dem gesamten Umfeld hohe Zementaufnahmen festgestellt wurden. Dahingegen beschränken sich diese bei der Stütze 33 West auf die nördliche Seite, wohingegen im Süden nur geringe Mehraufnahmen aufgetreten sind. An den anderen Fundamenten wurden nur vereinzelt Mehraufnahmen festgestellt. So erklärt es sich, dass der Schaden nur an der Stütze der Achse 33 Ost und nicht an den anderen Stützen aufgetreten ist.

- Abschließend stellt der Gutachter [2.19] fest, dass der "aufgetretene Schaden eindeutig nichts mit der Herstellung der GEWI-Pfähle durch die Max Bögl Stiftung & Co. KG zu tun hat." Vielmehr schließt er sich vollinhaltlich der "in sich schlüssigen und plausiblen Schadensanalyse der H + P Ingenieure GmbH" (Unterlage [2.18]) an.

Diesbezüglich verweisen wir einerseits auf Kapitel 6.2 und 6.3 des gegenständlichen Berichts, in dem gezeigt wird, dass die Schadensanalyse der H + P Ingenieure GmbH nicht zutrifft, und andererseits auf das gegenständliche Kapitel 6.4, in dem zu den Aussagen des Gutachters Stellung genommen wird.

Es ist zu vermuten, dass der Gutachter in Unterlage [2.19] bei Berücksichtigung aller für die Schadensanalyse wesentlichen Ergebnisse und Beobachtungen zu anderen Schlußfolgerungen gekommen wäre.

Die Hypothese für die Ursache des Schadens, die mit allen Beobachtungen und Messungen widerspruchsfrei in Einklang gebracht werden kann, wurde in Kapitel 5 des gegenständlichen Gutachtens sowie auch schon in Unterlage [2.17] dargelegt.

6.5 Zusammenfassende Bewertung

Vorstehend wurde gezeigt, dass beide im Auftrag der Max Bögl AG vorgelegten Gutachten keine zutreffende Schadensanalyse vorlegen können. Auch die gegen das Schadensgutachten von WBI ([2.17]) vorgebrachten Argumente treffen nicht zu. Wie erläutert, lassen sich die in den Gutachten angegebenen Schlußfolgerungen zur Schadensursache widerlegen.

Damit konnte die in Kapitel 5 sowie auch schon in Unterlage [2.17] erarbeitete Hypothese für die Ursache und Entstehung des Schadens nicht widerlegt werden. Nur mit dieser Hypothese lassen sich alle vorliegenden Messungen und Beobachtungen widerspruchsfrei erklären.

7. Verantwortlichkeiten

Die in Kapitel 5 erläuterte Hypothese für die Ursache des Lagerschadens führt zu der Feststellung, dass durch die Herstellung der GEWI-Pfähle Auflockerungen im Baugrund entstanden sind, die zu Sackungen unterhalb des Fundaments der Achse 33 Ost geführt haben. Nachstehend wird diskutiert, ob diese Ursache dem Verantwortungsbereich eines der Beteiligten zugeordnet werden muss.

Der Baugrund ist in dem Gutachten [2.2] grundsätzlich richtig beschrieben. Er setzt sich in dem unter dem Quartär anstehenden Tertiär aus Kalksteinbänken, Riffkalken und Wechsellagerungen aus Sanden, Schluffen, Tonen und Hydrobieren zusammen. Die hinsichtlich ihrer Eigenschaften unterschiedlichen Kalksteinbänke und Riffkalke sind in den Bohrprofilen nicht getrennt ausgewiesen.

Weiterhin ist festzustellen, dass der Baugrundgutachter im Rahmen der fachtechnischen Baubegleitung, die aufgrund der hohen Zementaufnahmen im Zuge der GEWI-Herstellung stattfand [2.11], die löchrigen und kavernen Strukturen der Riffkalke als voraussichtliche Ursache angeführt hat. In den nach dem Schaden durchgeführten Bohrungen fanden sich, wie oben erläutert keine größeren Hohlräume in den Riffkalken. Dennoch konnte man die Schlussfolgerung, die hohen Zementaufnahmen auf Hohlräume in den Riffkalken zurückzuführen, vor dem Hintergrund der allgemeinen geologischen Verhältnisse zum damaligen Zeitpunkt als gerechtfertigt ansehen.

In der Ausschreibung ist die Baumaßnahme, in der die Gründung auf GEWI-Pfählen vorgesehen war, richtig beschrieben.

Das gewählte Bohrverfahren hat - mit den genannten Ausnahmen - in dem größten Teil der hergestellten GEWI-Pfähle zum Erfolg geführt. Lediglich im Bereich der Achse 33, in der im Tiefenbereich der GEWI-Pfähle vier harte Kalksteinbänke anstehen, kam es zu den vorstehend beschriebenen Problemen, weil ein Vorseilen des Imloch-Hammers gegenüber der Verrohrung im Bereich der Kalksteinbänke notwendig war und weil es durch die hohen Drücke der Luftspülung zu Bodenaustrag gekommen sein dürfte. Für diesen Bereich muß man das Bohrverfahren deshalb als ungeeignet bezeichnen, und es hätte hier durch ein anderes Herstellungsverfahren ersetzt werden müssen. Diese unterschiedliche

Eignung des Bohrverfahrens für die verschiedenen Bereiche war trotz der zutreffenden Beschreibung der Baugrundverhältnisse im Baugrundgutachten nur schwer vorhersehbar.

Zusammenfassend kann man feststellen, dass sich die Ursache für das Versagen des Fundaments Achse 33 Ost erst nach eingehender Untersuchung erkennen ließ. Die Entscheidungen der Projektbeteiligten wurden aufgrund der jeweils vorliegenden Kenntnisse nach bestem Wissen und Gewissen getroffen. Vor dem Hintergrund der besonders schwierigen Bohrbarkeit des Bodens und der Einbindung des geotechnischen Sachverständigen des AG kann von fahrlässigem Handeln nicht ausgegangen werden.

8. Zusammenfassung

Am 10.02.2015 kam es zu einem Versagen des Auflagers auf der östlichen Stütze der Achse 33. Dabei senkte sich die Brückenkonstruktion im Bereich des Lagers um ca. 30 cm, und es traten erhebliche Schäden an der Brücke auf.

Der vorliegende Bericht hat zum Ziel, die Ursachen für den Schaden aufzuzeigen und Verantwortlichkeiten zu benennen. Als Grundlage hierfür werden in Kapitel 3 zunächst das bestehende Bauwerk und die geplante Erweiterung sowie die dazu gehörigen Maßnahmen erläutert. Hierbei wird ein besonderer Schwerpunkt auf die Herstellung der GEWI-Pfähle für die Notunterstützung gelegt, bei denen hohe Mehraufnahmen an Zementsuspension für die Verfüllung beobachtet wurden. Es wird herausgearbeitet, dass hohe Mehraufnahmen insbesondere im Bereich der Achse 33 und hier insbesondere im Bereich des Fundaments 33 Ost beobachtet wurden, wohingegen in den anderen Achsen nur punktuell große Mehraufnahmen auftraten. Weiterhin wird im Detail auf das eingesetzte Bohrverfahren eingegangen. Ebenso werden in Kapitel 3 die Ereignisse und Beobachtungen im Zuge des Schadensfalls zusammengestellt. Hierzu gehören u.a. das Kippen der Stütze 33 Ost in Richtung S-SO sowie die Risse in der besagten Stütze.

Als Grundlage für das vorliegende Schadensgutachten wurden in den Monaten Juni und Juli 2015 Baugrunduntersuchungen an insgesamt 12 Erkundungspunkten durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Erkundungen werden in Kapitel 4 im Detail vorgestellt und auch mit den Ergebnissen vergangener Erkundungsphasen verglichen. Als wesentliche Ergebnisse seien die folgenden hervorgehoben:

- In den Bereichen, in denen Mehraufnahmen an den GEWI-Pfählen beobachtet wurden, liegen im Teufenbereich der GEWIs Wechselfolgen aus gesteinsharten Kalksteinbänken und Boden vor. Dahingegen wurden in den Bereichen mit geringen Mehraufnahmen nahezu ausnahmslos keine gesteinsharten Kalksteinbänke im Teufenbereich der GEWI-Pfähle angetroffen.

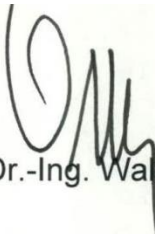
- Das Fundament der Stütze 33 Ost ist in gleicher Weise wie die Stütze in Richtung S-SO gekippt.

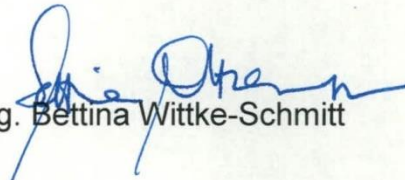
Auf der Basis aller verfügbaren Daten wird in Kapitel 5 eine Hypothese für die Ursache des Schadens erarbeitet. Diese Hypothese berücksichtigt alle Beobachtungen und Erkundungsergebnisse und fügt sie widerspruchsfrei und schlüssig zu einem Bild zusammen. Sie führt zu der Feststellung, dass durch die Herstellung der GEWI-Pfähle Auflockerungen im Baugrund entstanden sind, die zu Sackungen unterhalb des Fundaments der Achse 33 Ost geführt haben und infolgedessen zur Schiefstellung von Fundament und Stütze, die wiederum zu dem beobachteten Lager- und Brückenschaden geführt hat.

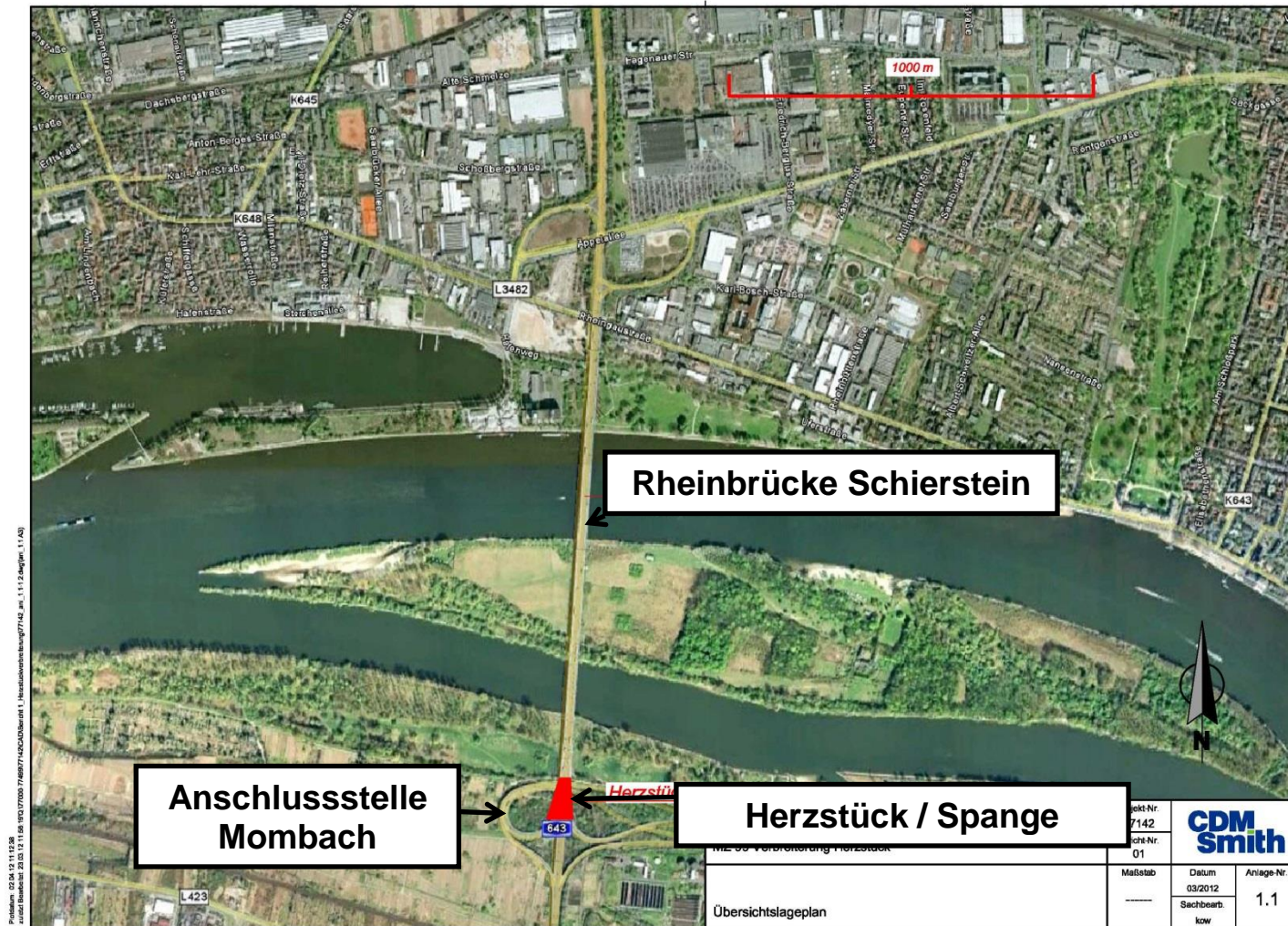
In Kapitel 6 des vorliegenden Gutachtens wird zu den im Auftrag der Firma Max Bögl vorgelegten Gutachten von Prof. Hegger und Partner sowie von Prof. Katzenbach Stellung genommen. Es wird gezeigt, dass die dort angeführten Argumente gegen das Schadensgutachten von WBI nicht stichhaltig sind. Ebenso wird deutlich, dass die dort aufgestellte Hypothese, dass der Schaden auf einen Lagerschaden zurückzuführen ist, nicht haltbar ist. Somit ist die o.g., in Kapitel 5 erläuterte Hypothese für die Schadensursache bestätigt.

Abschließend wird in Kapitel 7 des vorliegenden Schadensgutachtens diskutiert, ob die Ursache des Schadens dem fahrlässigen Handeln eines der Beteiligten zugeordnet werden kann. Hierzu ist festzustellen, dass von fahrlässigem Handeln nicht ausgegangen werden kann.

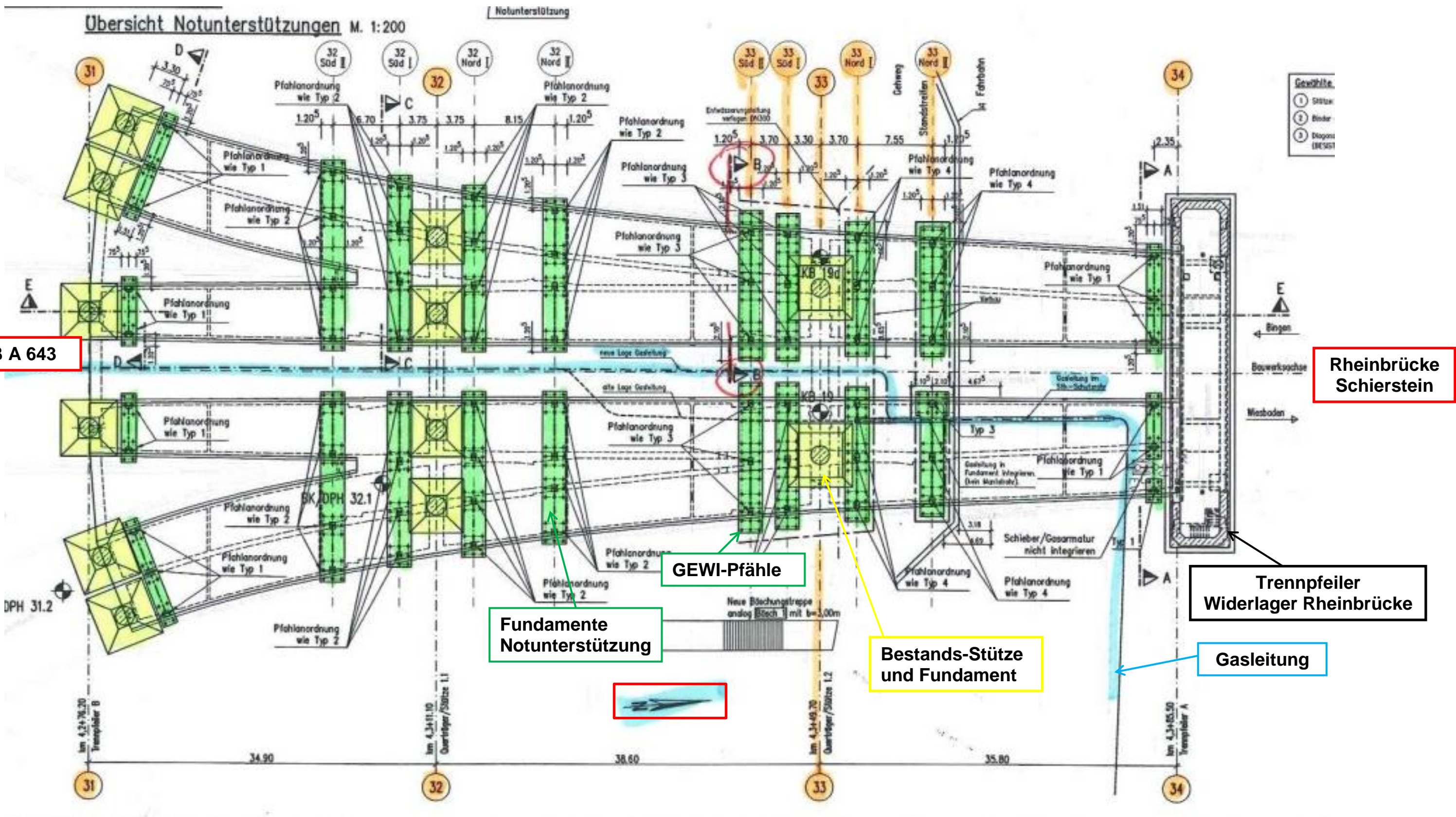
Weinheim, 10.01.2018


Prof. Dr.-Ing. Walter Wittke


Dr.-Ing. Bettina Wittke-Schmitt



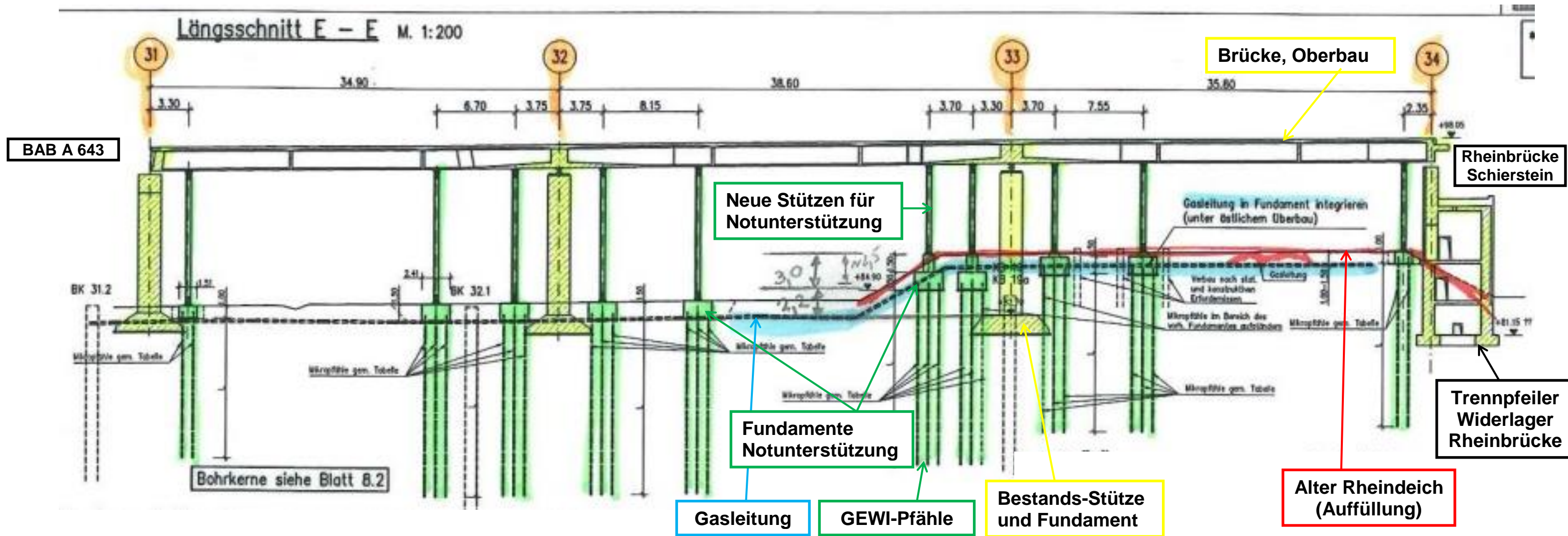
BAB A 643, Anschlussstelle Mombach, Luftbild [2.2]



**Spange, Lageplan
Bestand und Notunterstützung [2.14]**

Süd

Nord



**Spange, Längsschnitt
Bestand und Notunterstützung [2.14]**



Süd

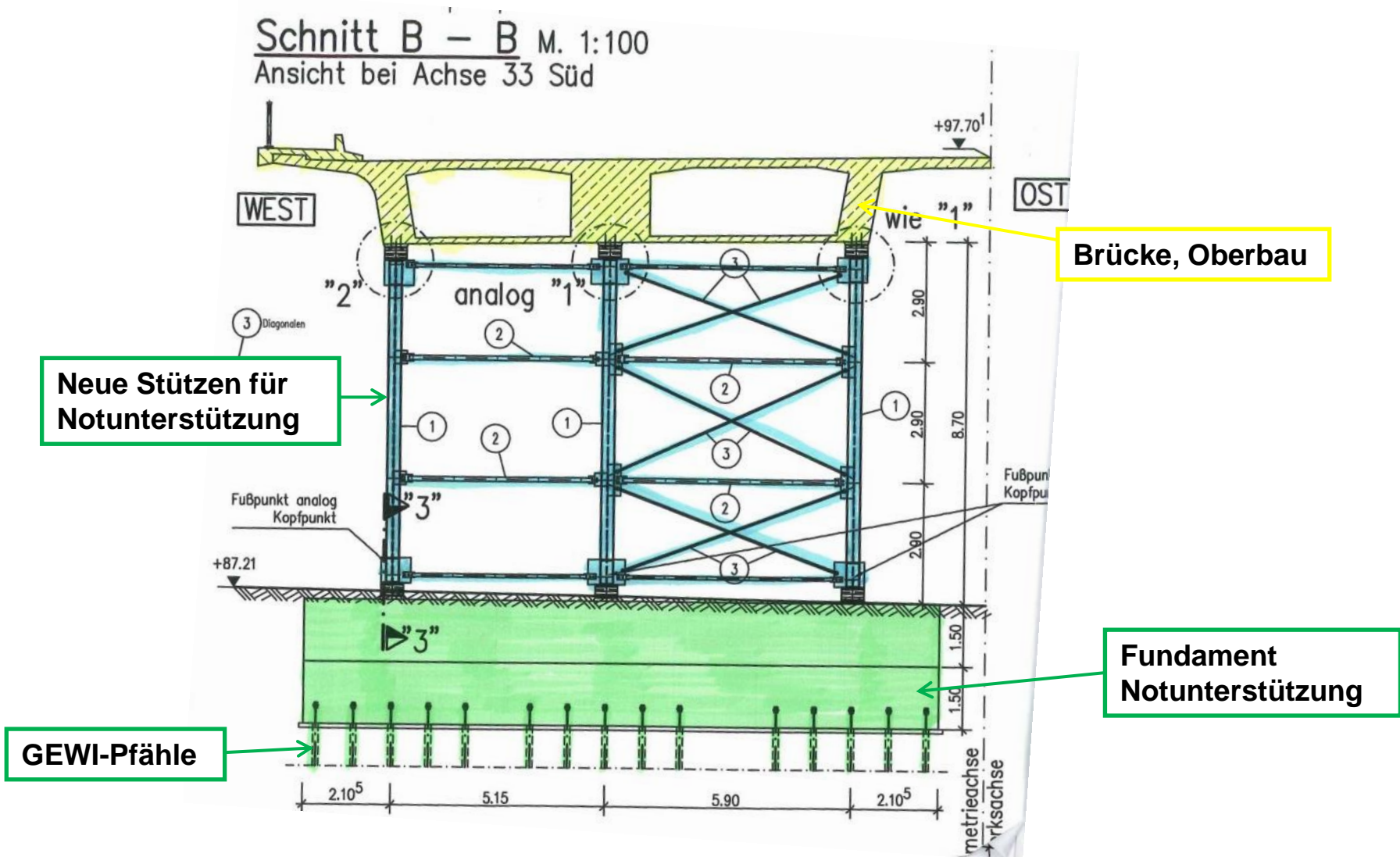
Nord

Brücke, neu,
unterstrom

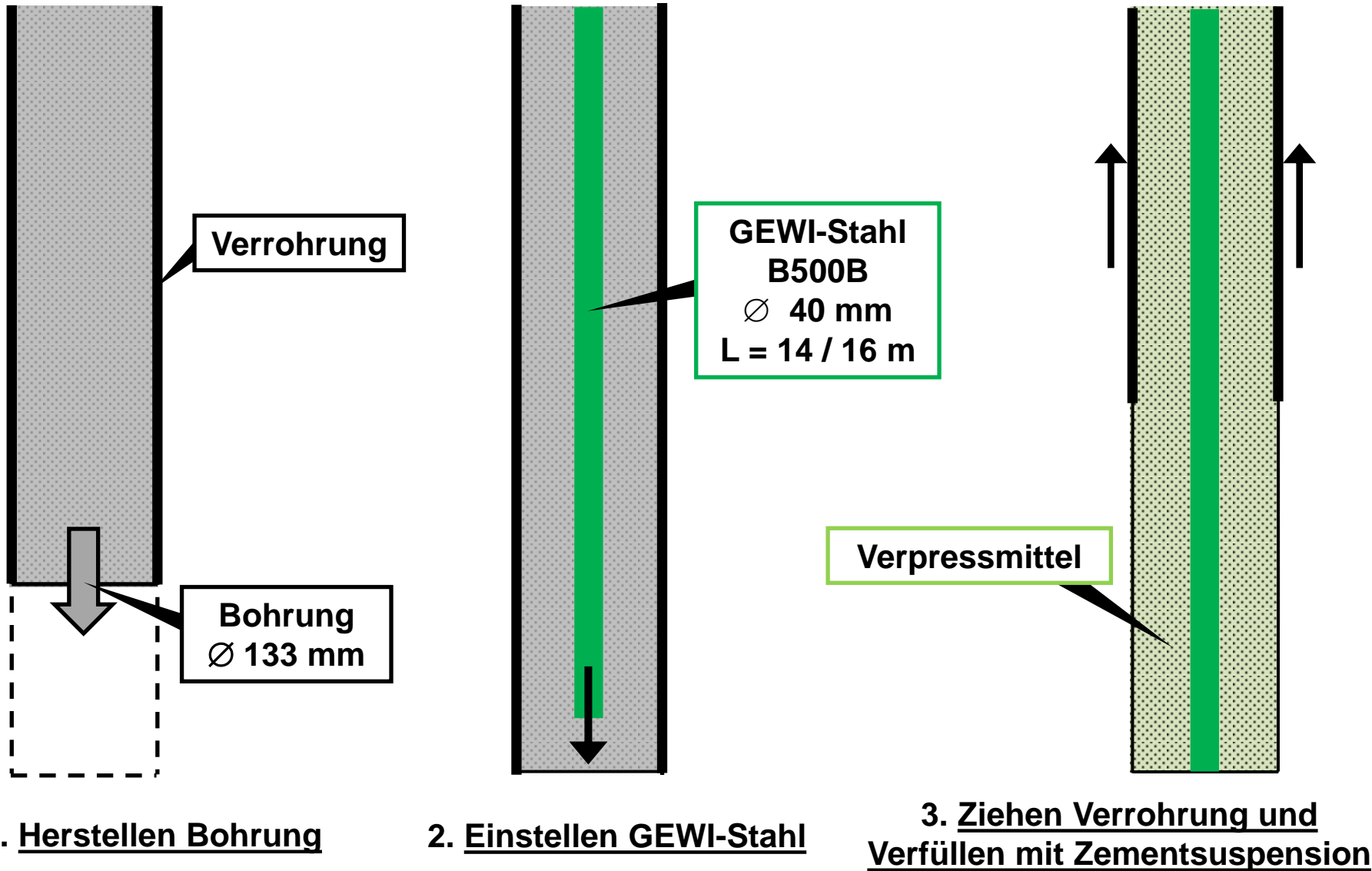
BAB A 643

Brücke,
Bestand

Anschlussstelle Mombach Erweiterung, Lageplan [2.1]



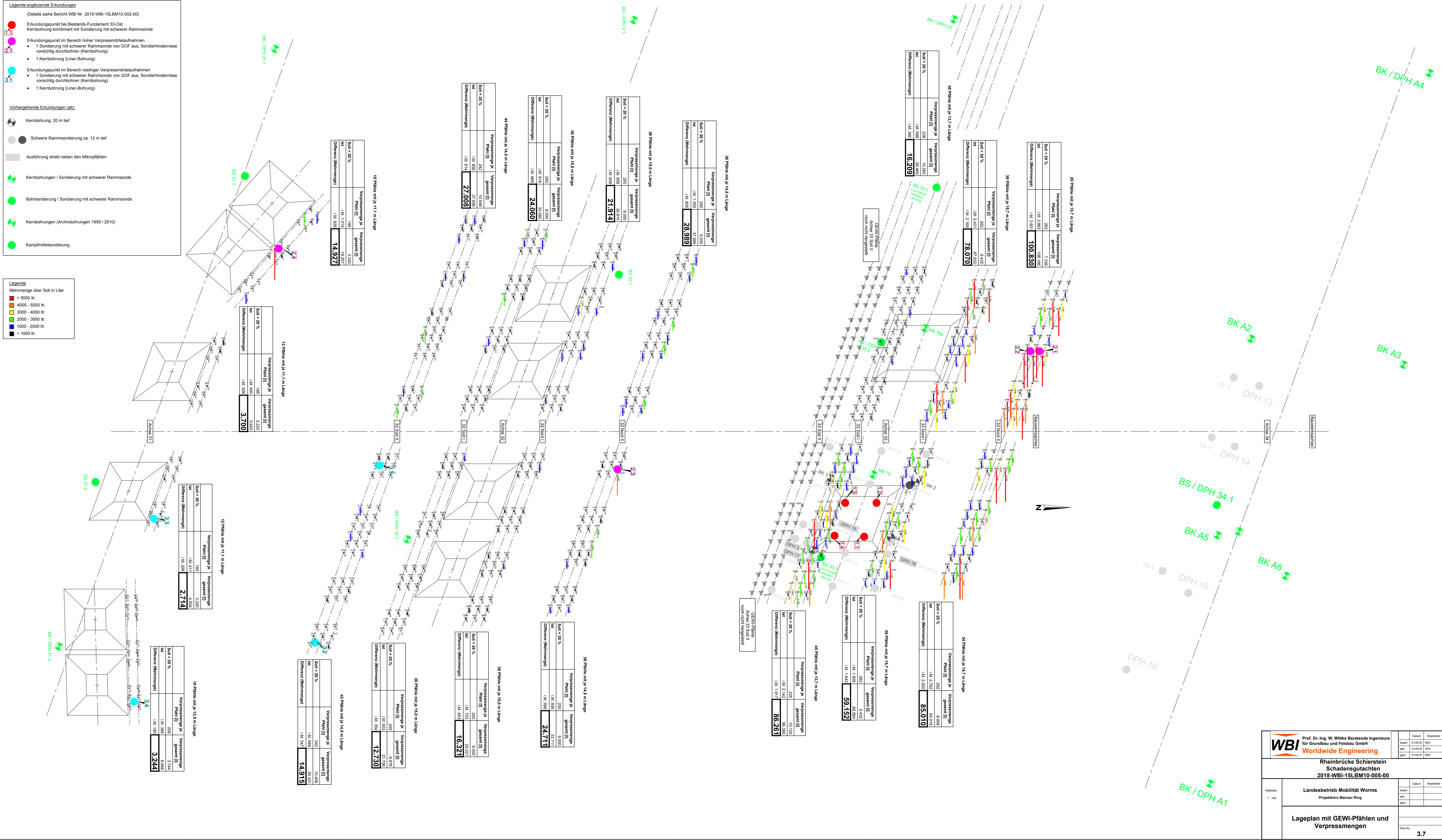
Querschnitt im Bereich Achse 33 Süd (südl. Stütze West) [2.14]



Herstellen GEWI-Pfähle Achse 33, Prinzip

- Legende ergänzende Erkundungen**
(Details siehe Bericht WBI Nr. 2015-WBI-15LBM10-002-00)
- 1.1 Erkundungspunkt bei Bestands-Fundament 33-0at
Kernbohrung kombiniert mit Sondierung mit schwerer Rammsonde
 - 2.1 Erkundungspunkt im Bereich hoher Verpressmörtelaufnahmen
• 1 Sondierung mit schwerer Rammsonde von GOF aus, Sondierhindernisse vorsichtig durchbohren (Kernbohrung)
• 1 Kernbohrung (Liner-Bohrung)
 - 3.1 Erkundungspunkt im Bereich niedriger Verpressmörtelaufnahmen
• 1 Sondierung mit schwerer Rammsonde von GOF aus, Sondierhindernisse vorsichtig durchbohren (Kernbohrung)
• 1 Kernbohrung (Liner-Bohrung)
- Vorhergehende Erkundungen (alt):**
- Kernbohrung, 20 m tief
 - Schwere Rammsondierung ca. 12 m tief
 - Ausführung direkt neben den Mikropfählen
 - Kernbohrungen / Sondierung mit schwerer Rammsonde
 - Bohrsondierung / Sondierung mit schwerer Rammsonde
 - Kernbohrungen (Archivbohrungen 1959 / 2010)
 - Kampfmittelsondierung

- Legende**
Mehrmenge über Soll in Liter
- > 5000 ltr.
 - 4000 - 5000 ltr.
 - 3000 - 4000 ltr.
 - 2000 - 3000 ltr.
 - 1000 - 2000 ltr.
 - < 1000 ltr.



WBI Prof. Dr.-Ing. W. Wittke Beratende Ingenieure für Grundbau und Felsbau GmbH
Worldwide Engineering

Rheinbrücke Schierstein
Schadensgutachten
2018-WBI-15LBM10-005-00

Mafstab: 1:100

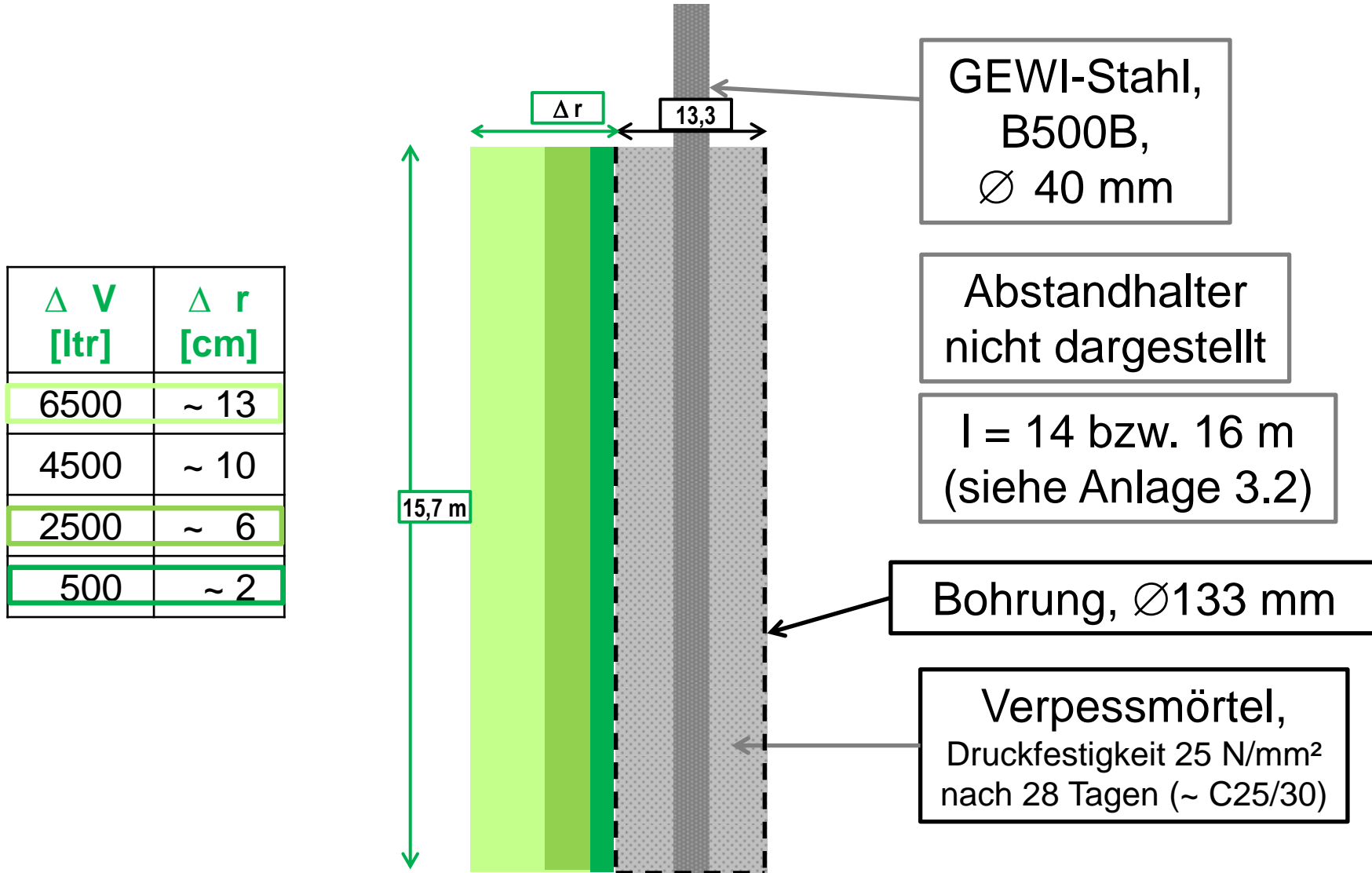
Landesbetrieb Mobilität Worms
Projektbüro Mainzer Ring

Lageplan mit GEWI-Pfählen und Verpressmengen

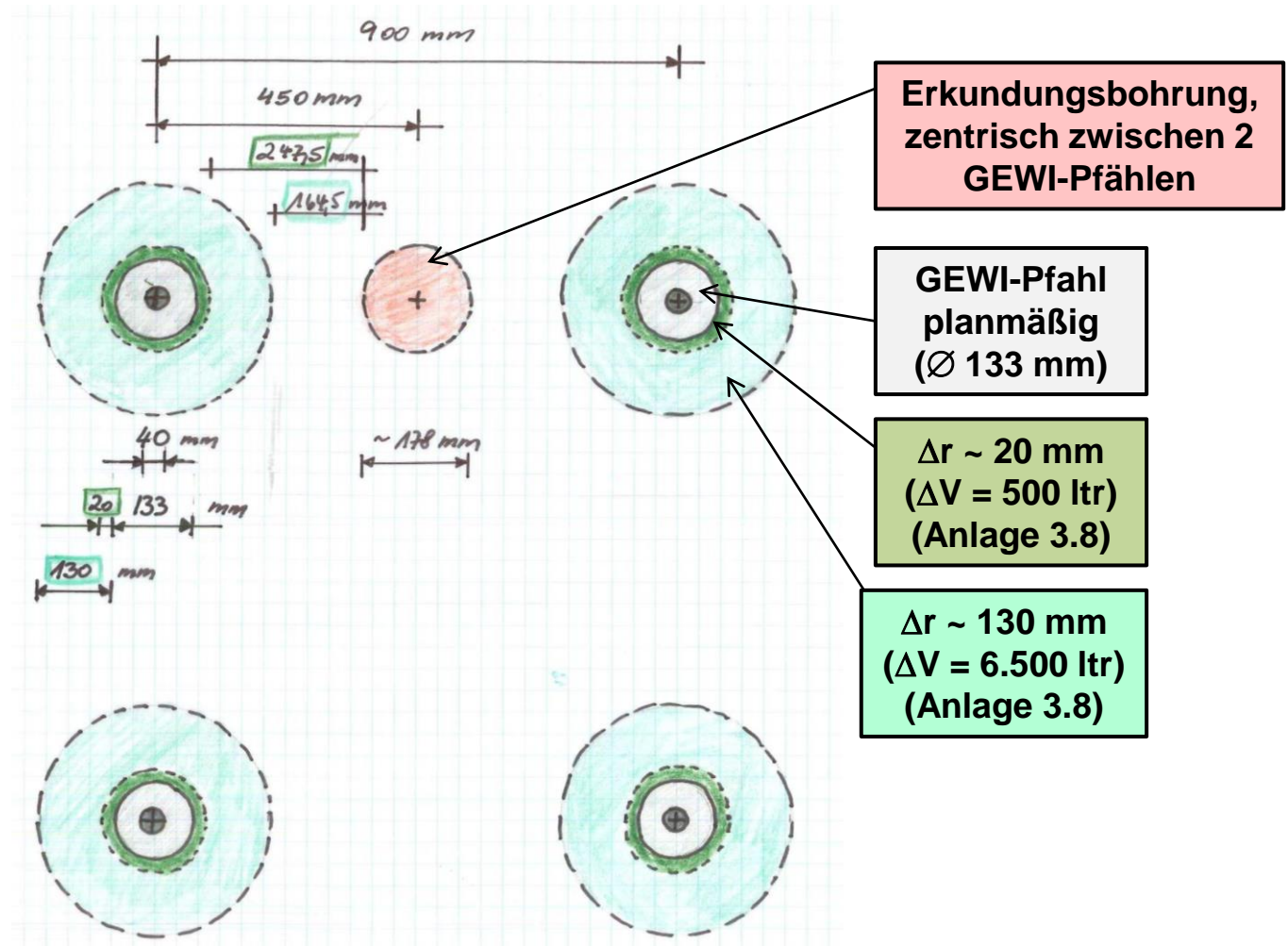
Plan-Nr.: 3.7

Datum	01/2018	BW
gepr.	01/2018	SFe
gepr.	01/2018	BW

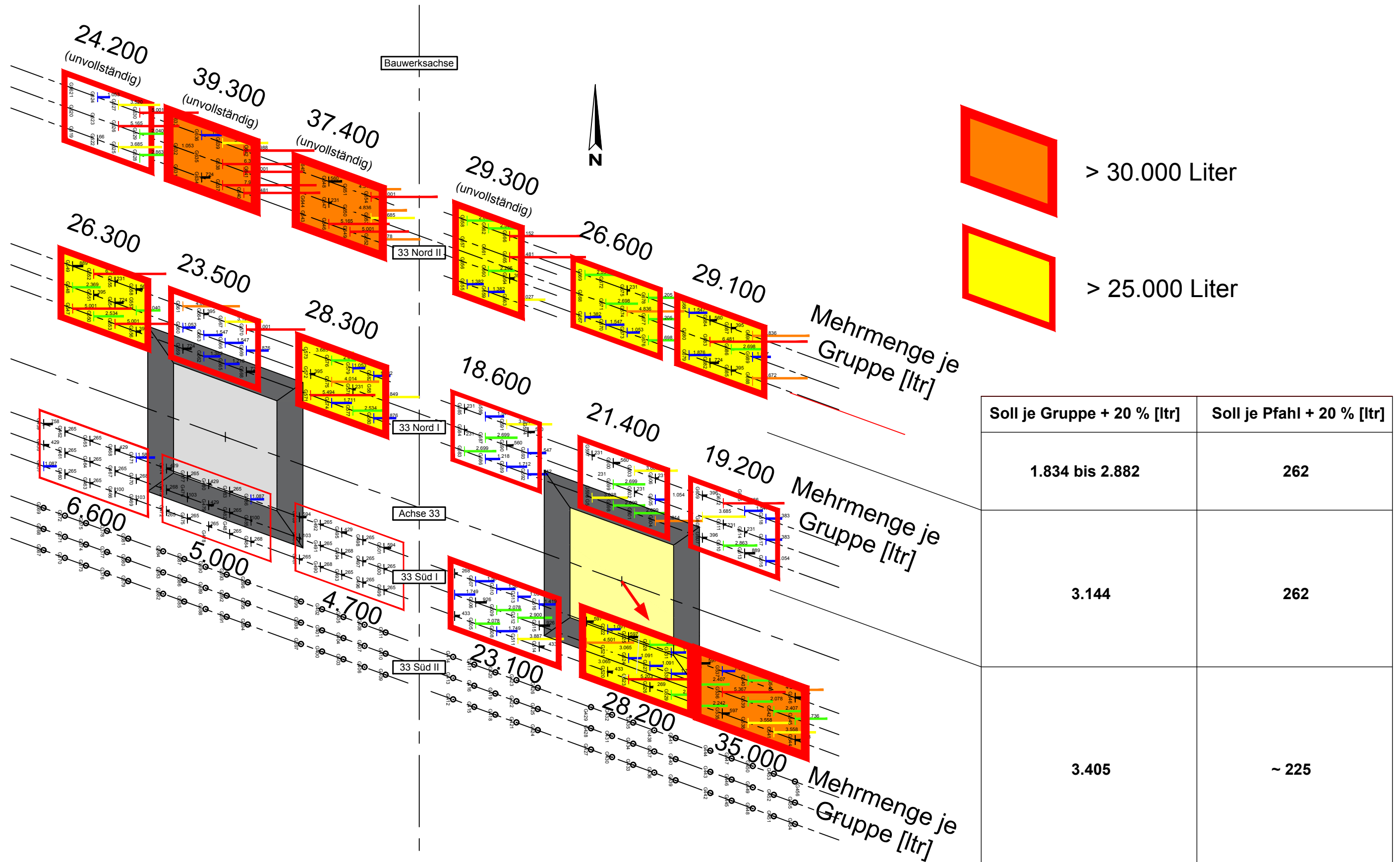
Datum		Beauftragter
gepr.		
gepr.		



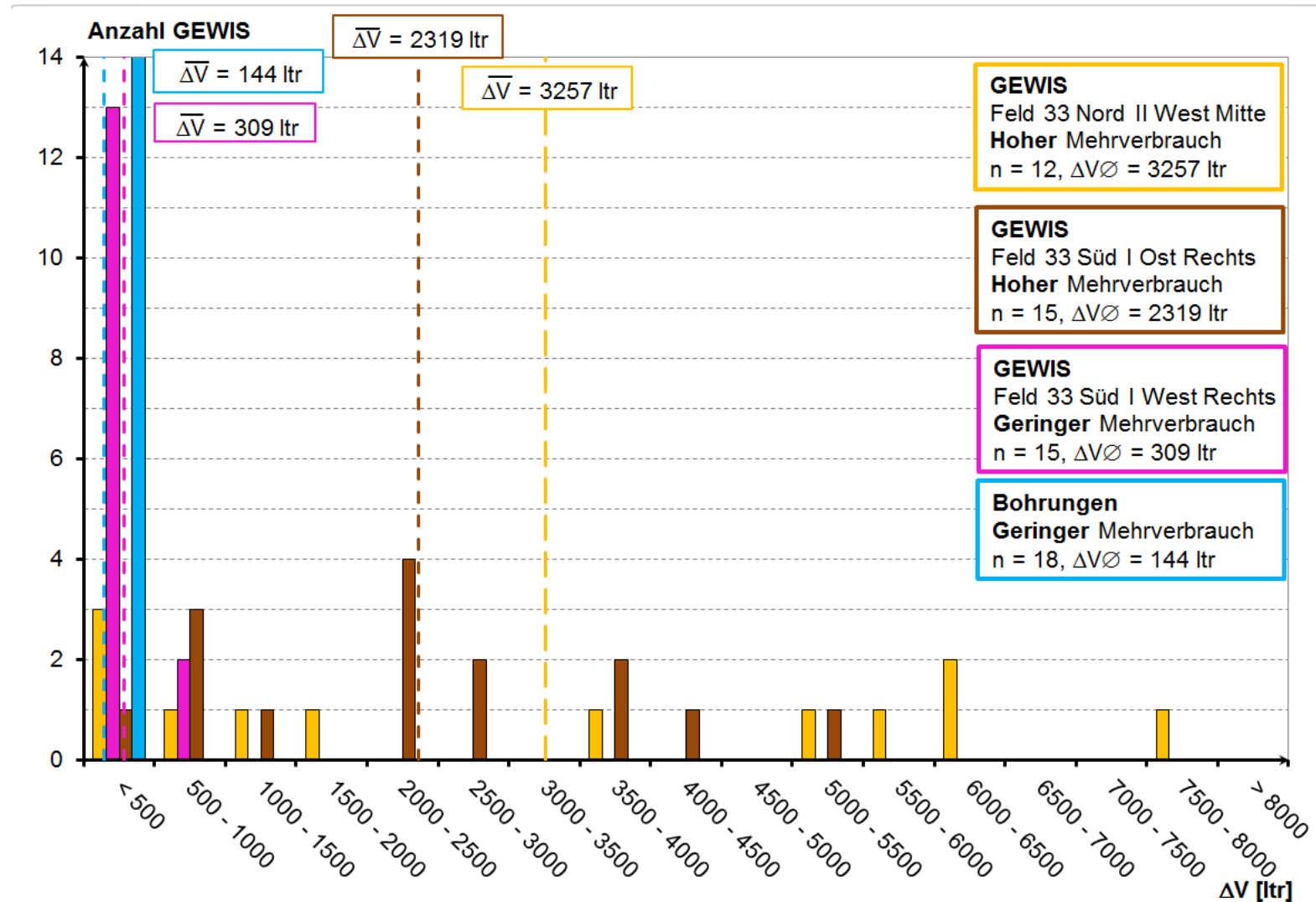
Radius-Vergrößerung GEWI-Pfähle durch Mehr-Verpressung



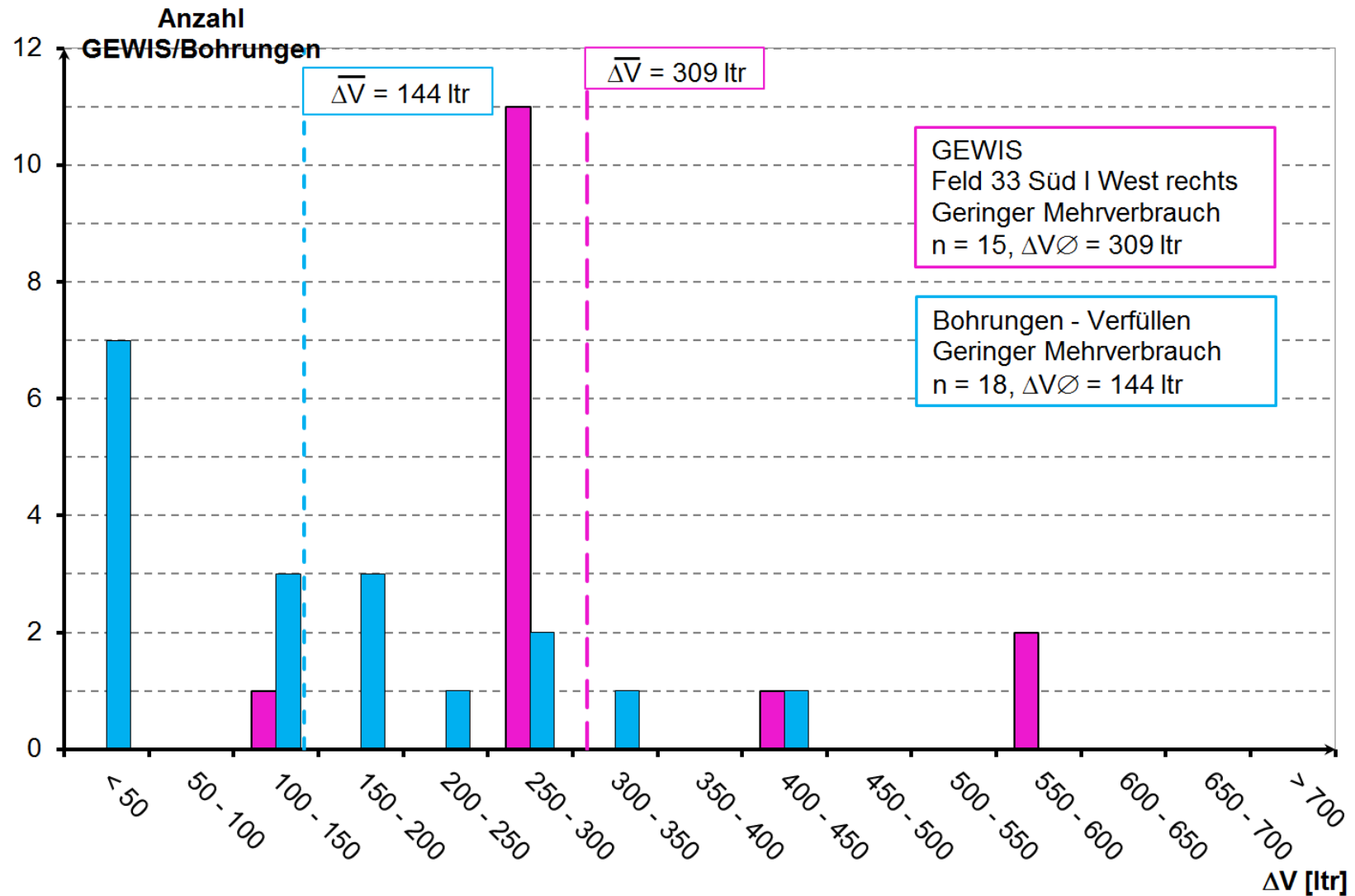
Abstände Bohrungen - GEWI-Pfähle mit vergrößertem Radius



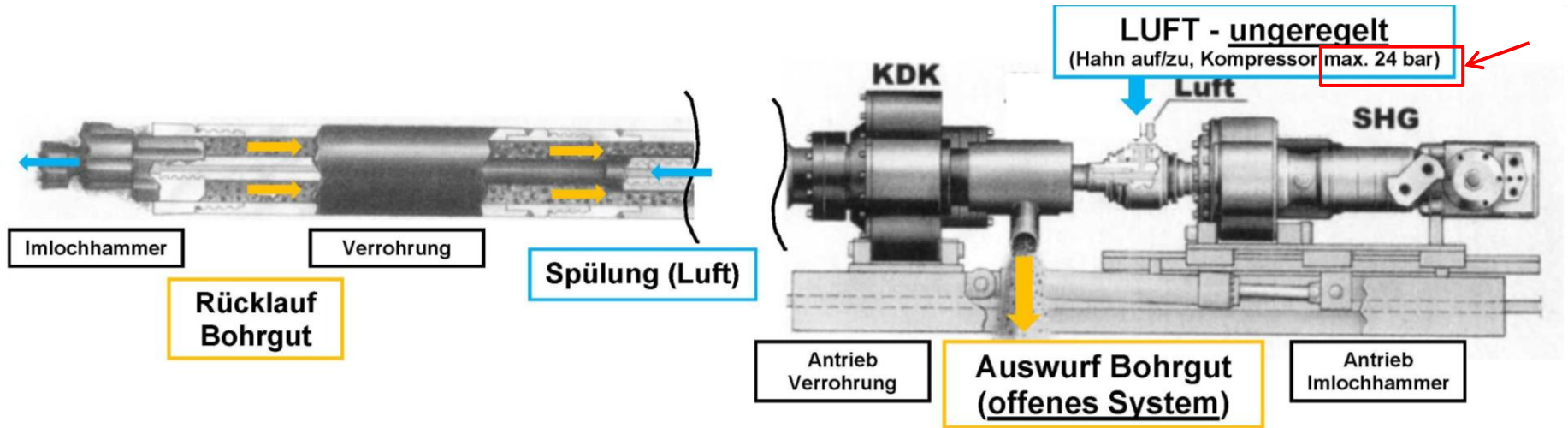
**Lageplan Achse 33 mit
GEWI-Pfahlgruppen und Verpress- Mehrmengen**



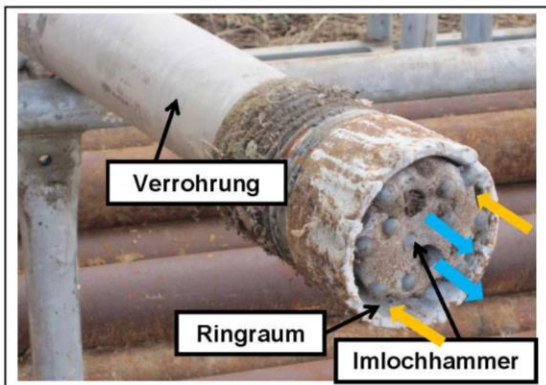
Mehrverbrauch Zementsuspension alle GEWIS und Erkundungsbohrungen



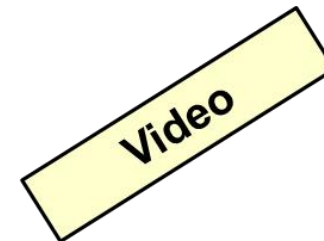
Mehrverbrauch Zementsuspension GEWIS mit geringen Aufnahmen und Erkundungsbohrungen



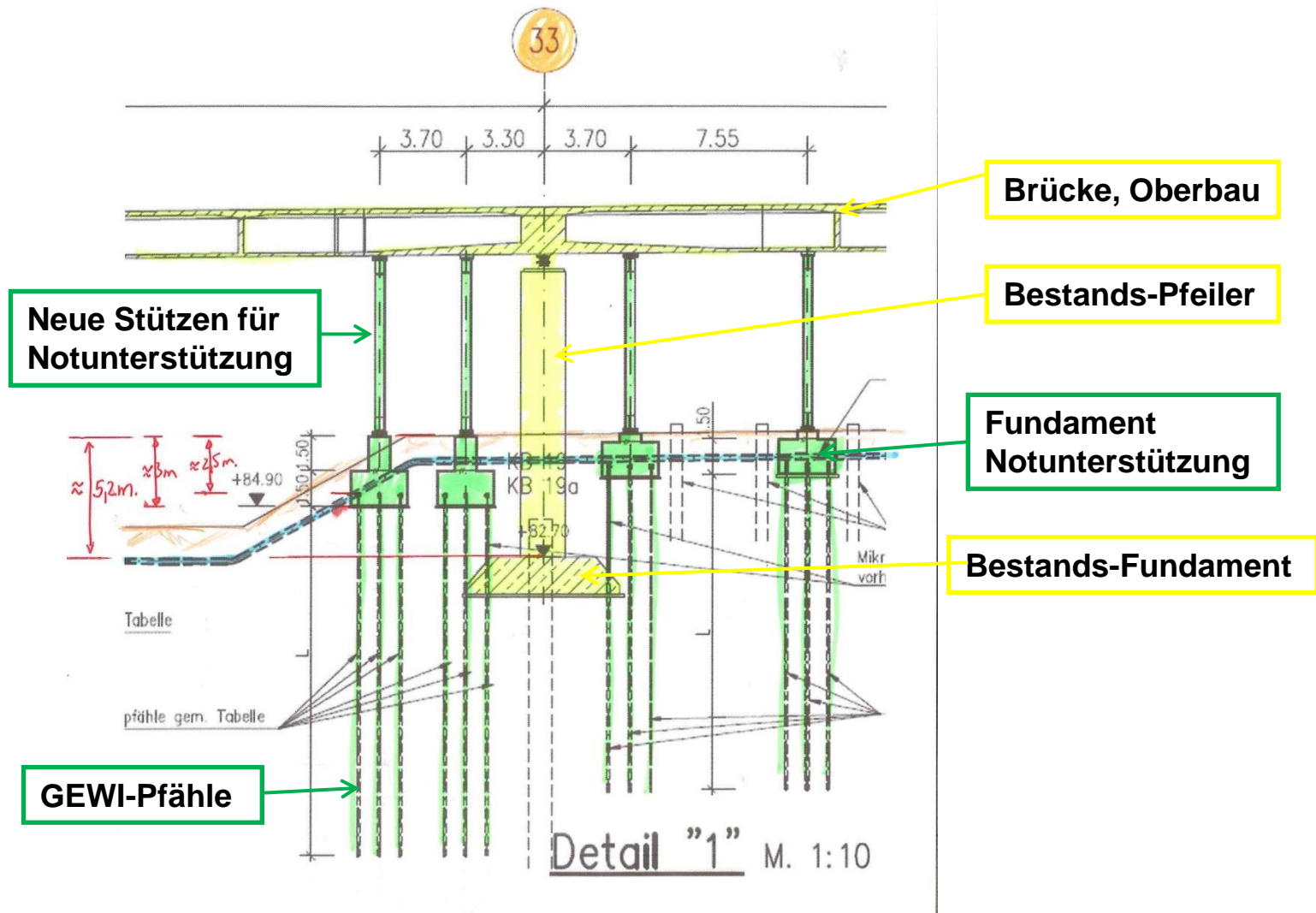
PRINZIP



Doppelkopfbohrverfahren



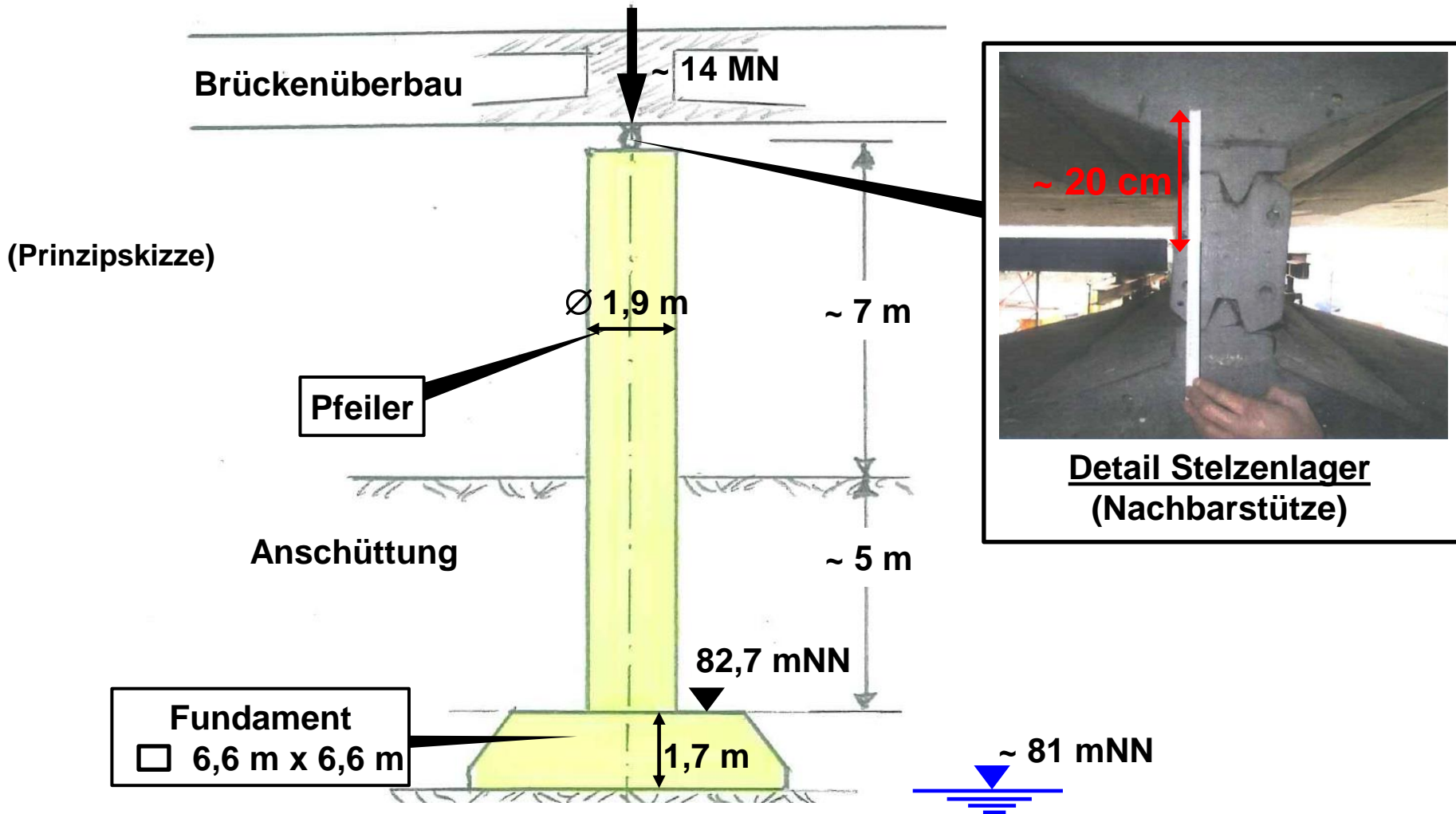
Bohren mit Wasserspülung Probebohrung Mikropfähle Achse 33



Spange, Längsschnitt Bestand, Detail Achse 33 Ost [2.14]

Süd / Ufer

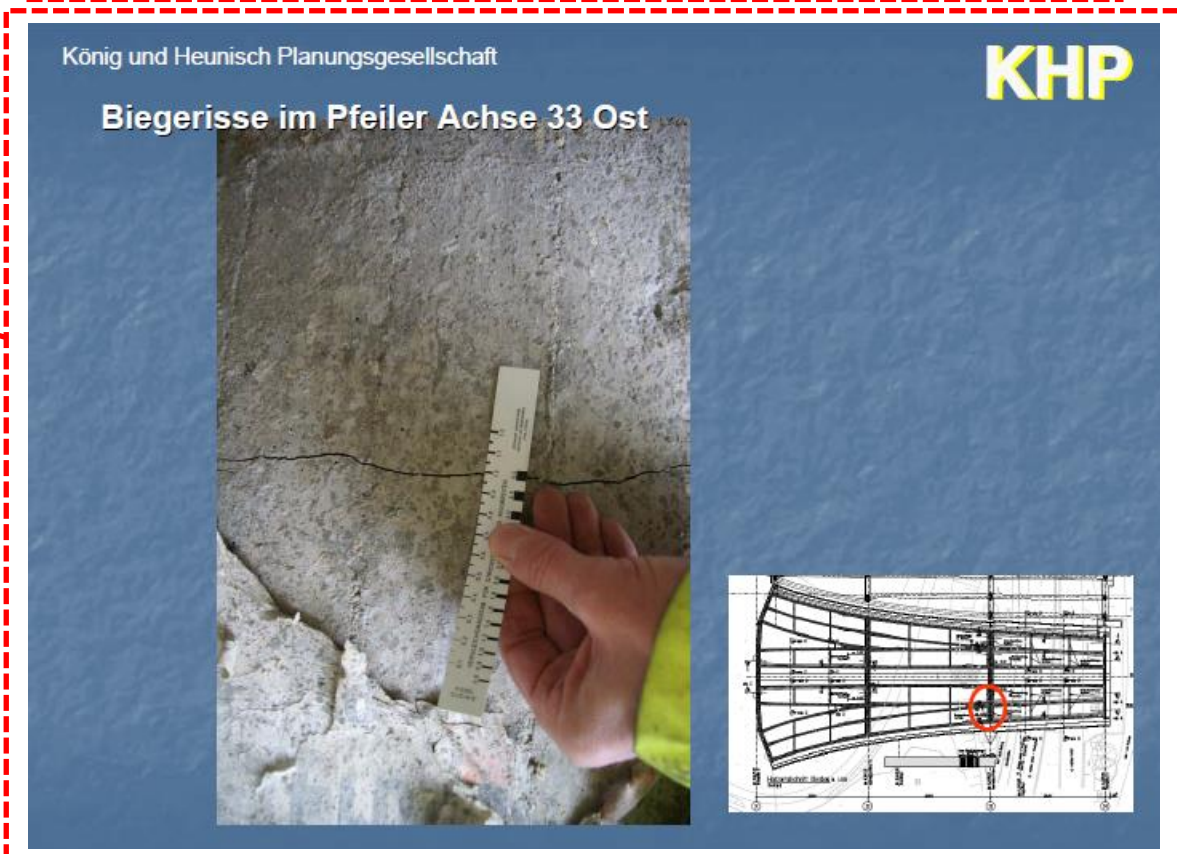
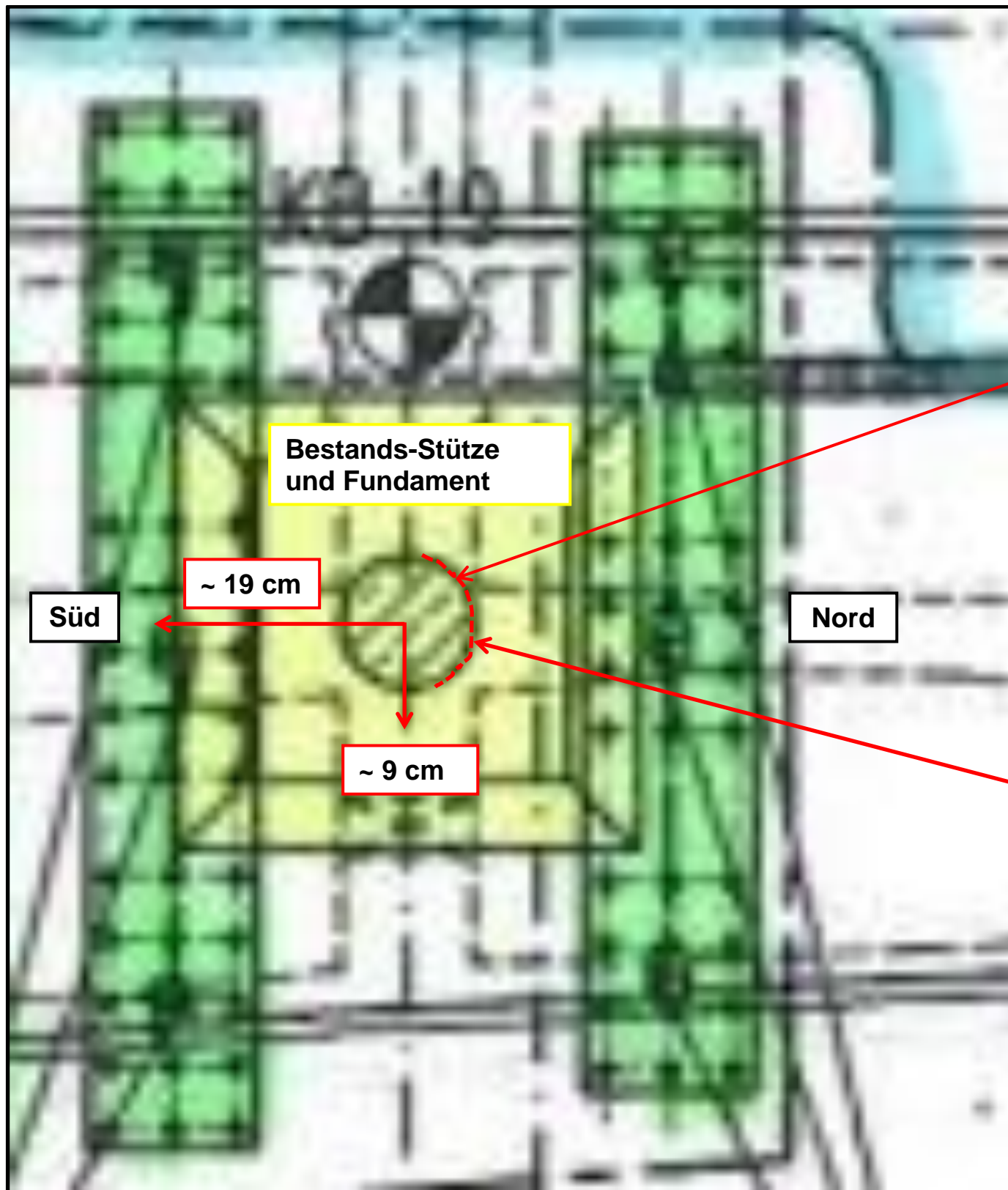
Nord / Rhein



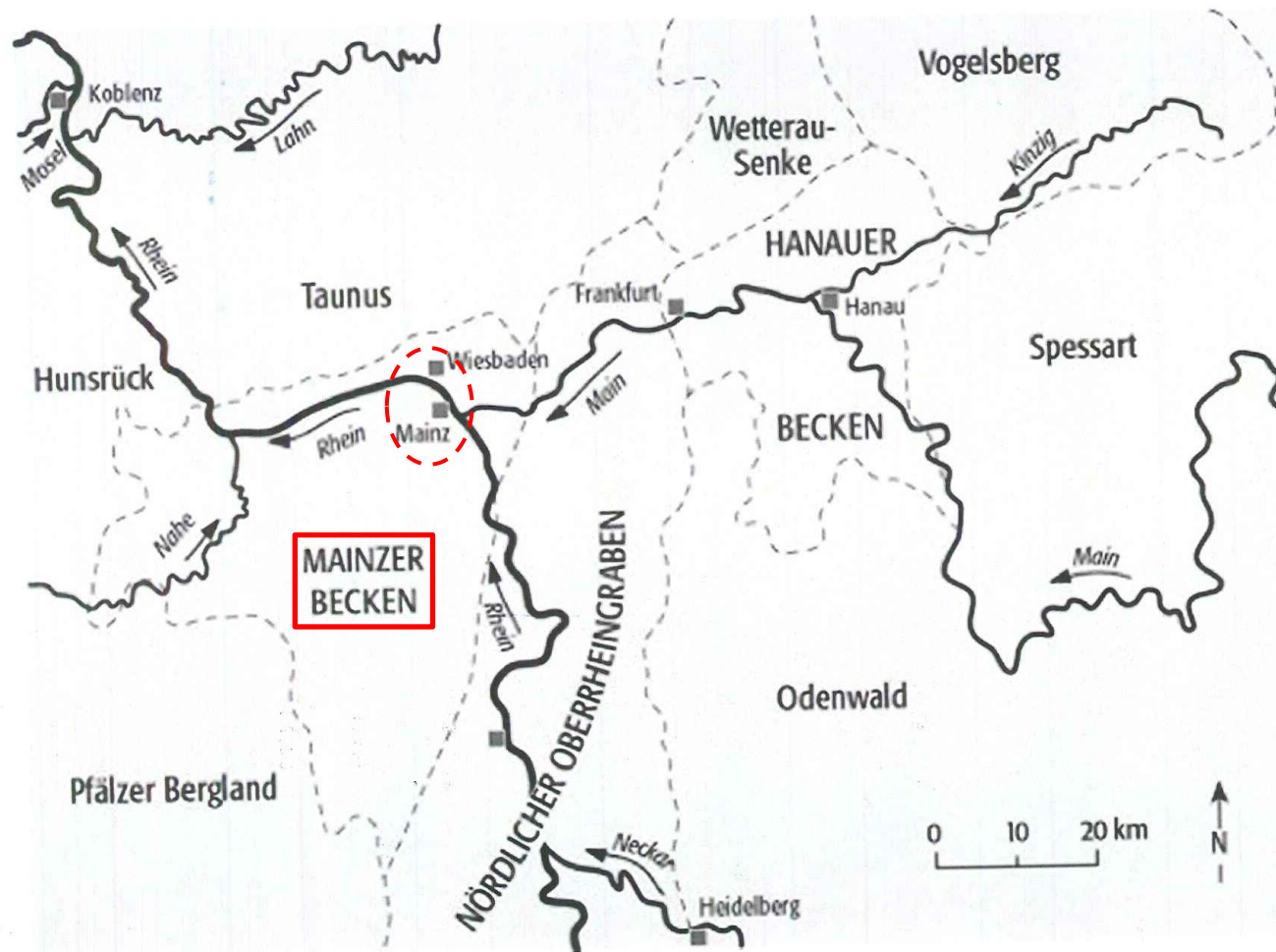
Pfeiler Achse 33, System [2.14, 2.3, 2.8]



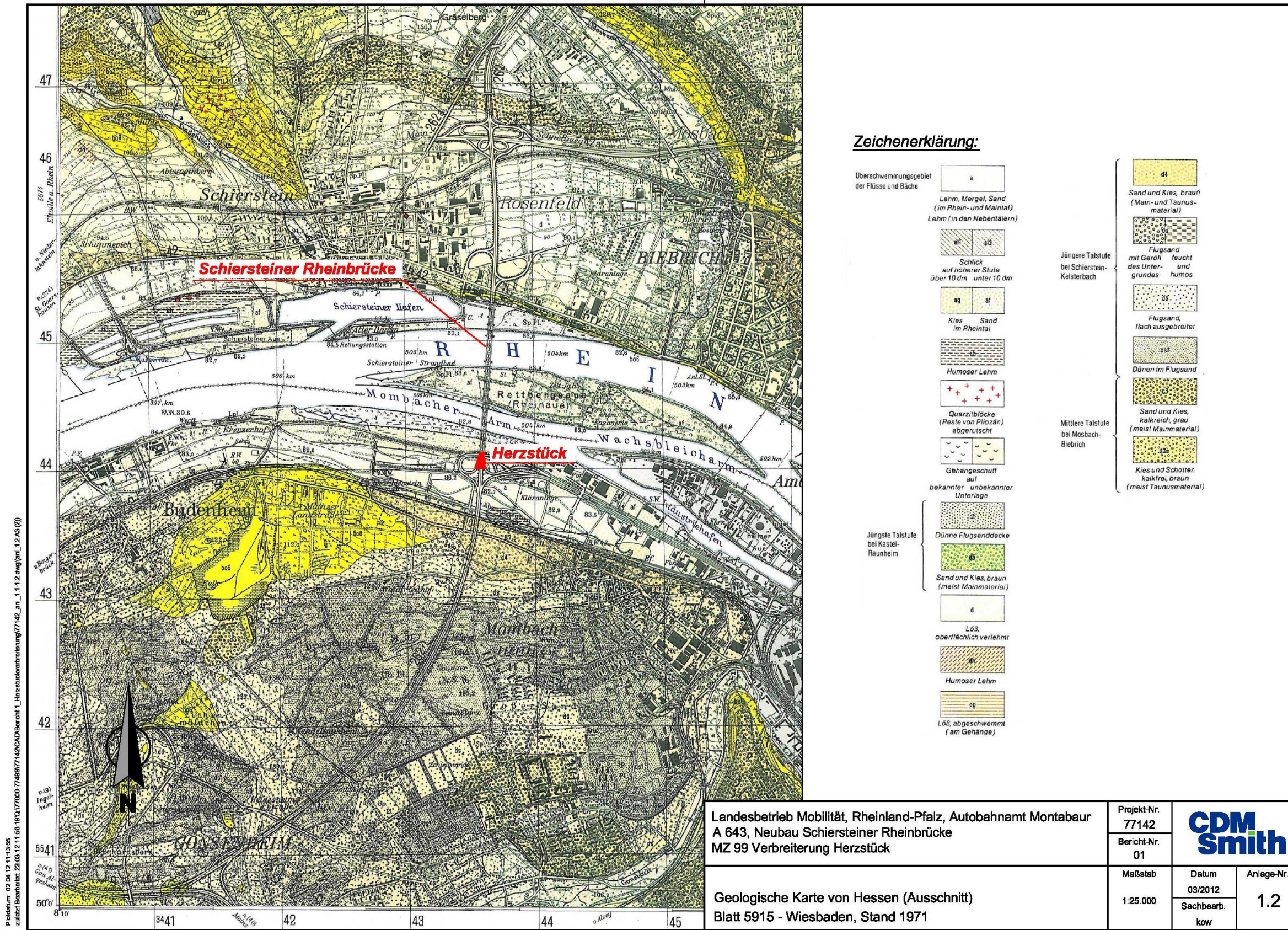
Achse 33 Ost - herausgefallenes Stelzenlager Corroweld [2.3]



Lagerschaden Beobachtungen an Stütze 33 Ost [2.3, 2.4]



Mainzer Becken: geographische Lage [2.5]



Projektdatum: 02.04.12 11:13:55
 zurück Bearbeiten: 23.03.12 11:56:19
 177000-7746987142CAD/Bericht 1_Herzstückverbreiterung/77142_an_1_1-1-2.dwg (em_12 AS 2)
 5541
 50°

Landesbetrieb Mobilität, Rheinland-Pfalz, Autobahnamt Montaubaur A 643, Neubau Schiersteiner Rheinbrücke MZ 99 Verbreiterung Herzstück	Projekt-Nr. 77142	CDM Smith	Anlage-Nr. 1.2
	Bericht-Nr. 01		
Geologische Karte von Hessen (Ausschnitt) Blatt 5915 - Wiesbaden, Stand 1971	Maßstab 1:25.000	Datum 03/2012	Sachbearb. kow

Geologische Karte von Hessen (Ausschnitt) Blatt 5915 – Wiesbaden, Stand 1971 [2.2, 2.6]



Steinbruch Mainz Laubenheim, Oppenheim- bis Wiesbaden-Formation sowie Weisenauer Sande (Unterlage [2.7], Foto Fam. Keller)



Steinbruch Mainz Laubenheim, Oberrad-Formation: Wechselfolge aus Kalken und Mergeln (Unterlage [2.7], Foto Fam. Keller)



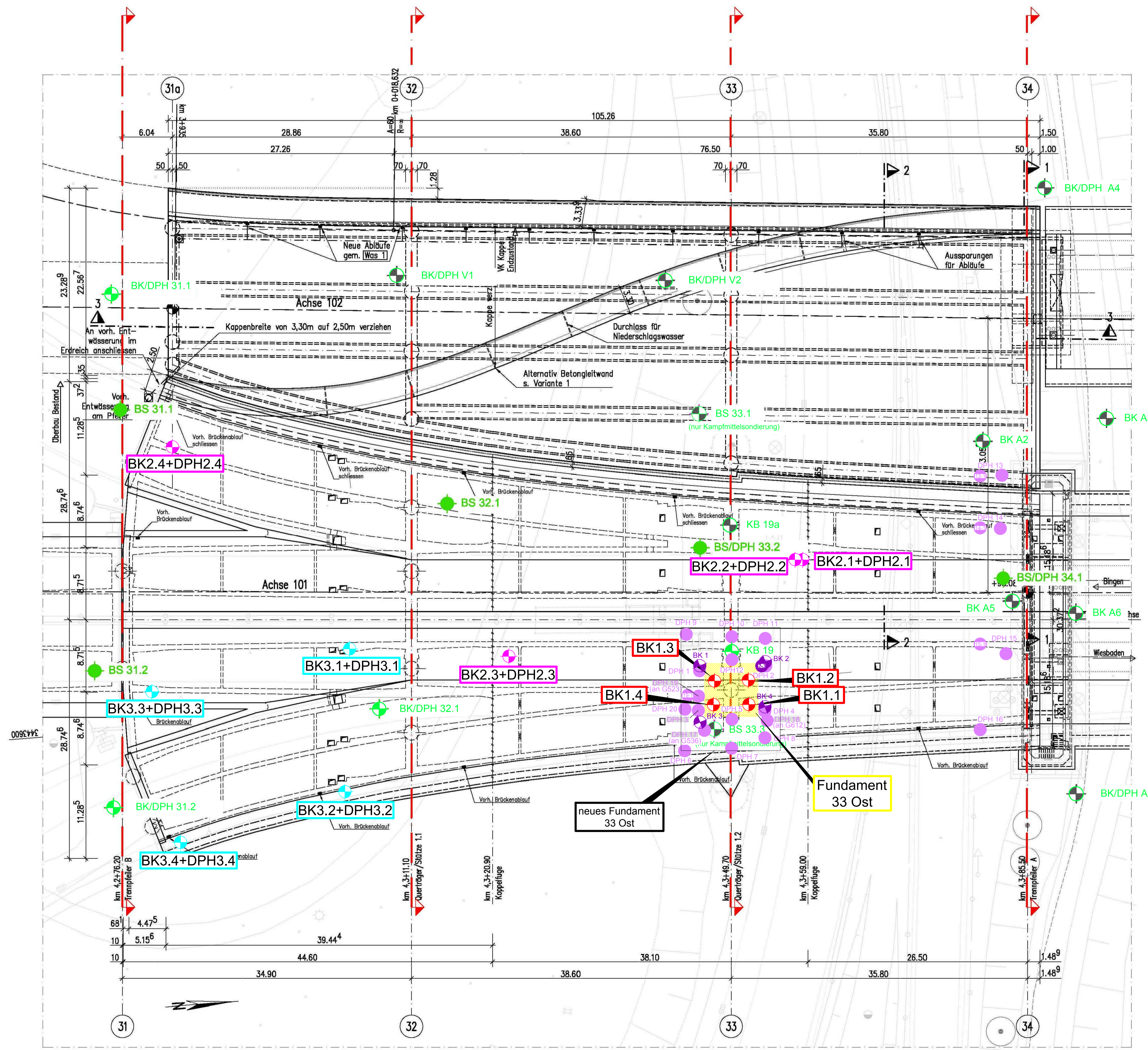
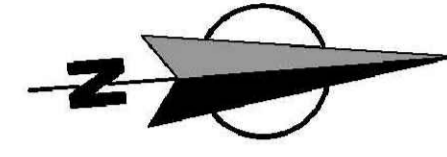
**Steinbruch Mainz Laubenheim, Hartenberg-Subformation (dunkles Band im oberen Drittel)
und darüber Kalke der Kästrich-Subformation (Unterlage [2.7], Foto Fam. Keller)**



**Steinbruch Mainz Laubenheim, Rüssingen-Formation:
Schichtung teilweise von Algenkalk-Riffen unterbrochen (Unterlage [2.7], Foto Fam. Keller)**



Steinbruch bei Gundersheim: Algenkalkriffe (Unterlage [2.7])



Legende ergänzende Erkundungen Juni und Juli 2015
(Details siehe Bericht WBI Nr. 2015-WBI-15LBM10-002-00)

- Erkundungspunkt bei Bestands-Fundament 33-Ost
Kernbohrung (Liner-Bohrung)
- Erkundungspunkt im Bereich hoher Verpressmörtelaufnahmen
 - 1 Sondierung mit schwerer Rammsonde von GOF aus, Sondierhindernisse vorsichtig durchbohren (Kernbohrung)
 - 1 Kernbohrung (Liner-Bohrung)
- Erkundungspunkt im Bereich niedriger Verpressmörtelaufnahmen
 - 1 Sondierung mit schwerer Rammsonde von GOF aus, Sondierhindernisse vorsichtig durchbohren (Kernbohrung)
 - 1 Kernbohrung (Liner-Bohrung)

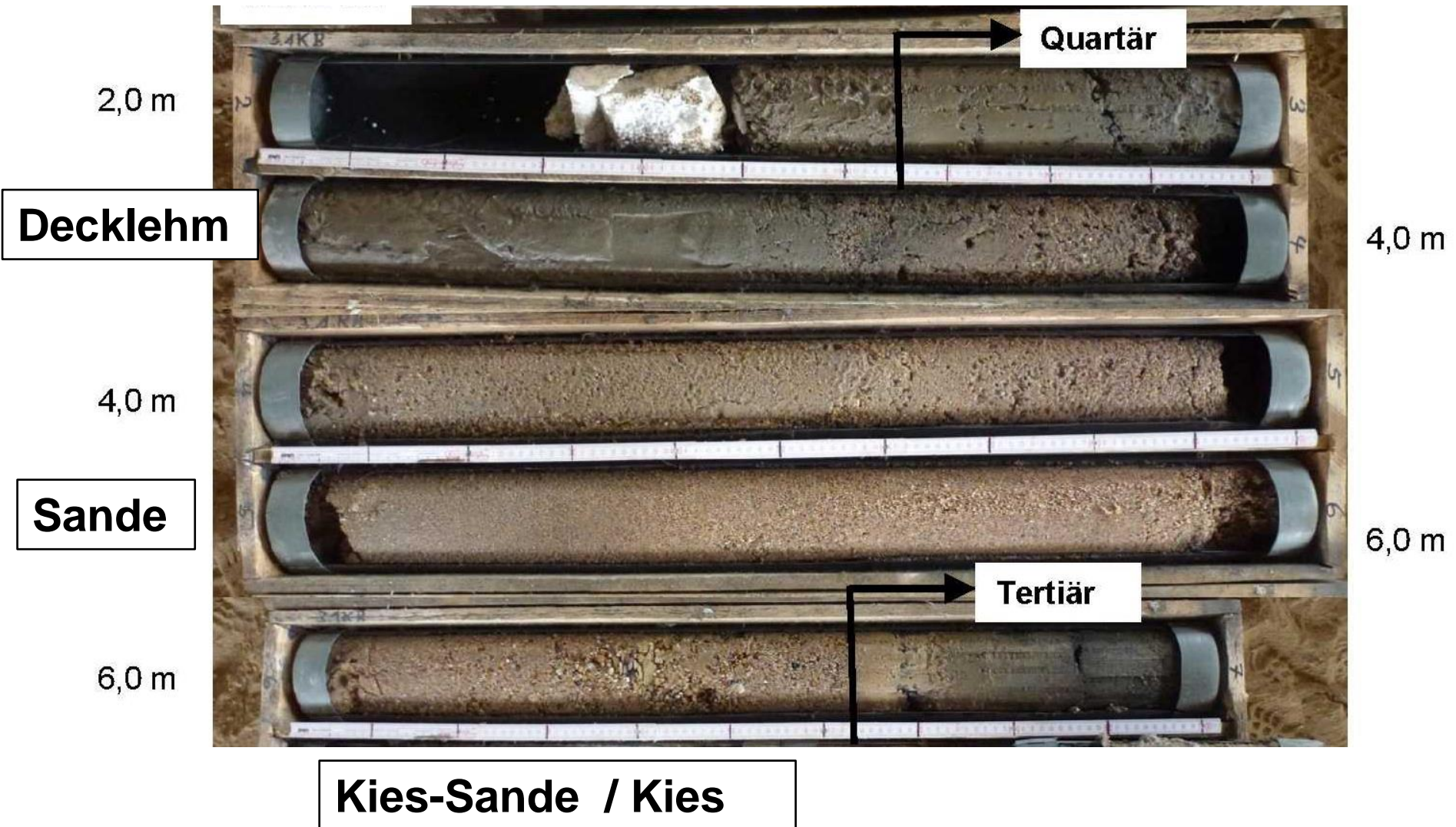
Erkundungen März 2015 [2.9]

- Kernbohrung, 20 m tief
- Schwere Rammsondierung ca. 12 m tief
- Schwere Rammsondierung ca. 20 m tief

Erkundungen 2010/2012/1959 [2.2]

- Kernbohrungen / Sondierung mit schwerer Rammsonde
- Bohrsondierung / Sondierung mit schwerer Rammsonde
- Kernbohrungen (Archivbohrungen 1959 / 2010)
- Kampfmittelsondierung

	Prof. Dr.-Ing. W. Wittke Beratende Ingenieure für Grundbau und Felsbau GmbH Worldwide Engineering	Datum	Bearbeiter
		bearb. 01/2018	BWi
		gez. 01/2018	SFe
	gepr. 01/2018	BWi	
Rheinbrücke Schierstein Schadensgutachten 2018-WBI-15LBM10-005-00			
Maßstab: 1:250	Landesbetrieb Mobilität Worms Projektbüro Mainzer Ring	Datum	Bearbeiter
		bearb.	
Lageplan der Baugrundaufschlüsse		gez.	
		gepr.	
		Plan-Nr. 4.8	



Quartär, beispielhafte Bohrkernfotos BK 3.1



BK3 (03/2015), 12 – 12,4 m, Kalkstein



**BK3 (03/2015),
12,47 – 12,8 m,
Kalkstein mürbe**

Tertiär – hier: Kalkstein, beispielhafte Bohrkernfotos



BK1.1 (07/2015), 12 – 14 m

Tertiär – hier: Kalkstein, Beispiele für mürbe Zonen / Riffkalke

Riffkalkbruchstücke in s-u-Matrix**Riffkalkbruchstücke, Schnecken in s-u-Matrix****Probe nach Siebung****Riffkalkbruchstück nach Siebung****Riffkalkbruchstück nach Siebung**

Tertiär – hier: Riffkalke, beispielhafte Detailaufnahmen



Probe nach Siebung



Detail Schnecken



Probe nach Siebung

Tertiär - hier: Schnecken in s-u-Matrix, beispielhafte Detailaufnahmen



**BK3 (03/2015), 18 – 19 m,
Wechselagerung aus bindigen Lagen und
Fossilsanden**

**Tertiär – hier: Wechselagerung Tone/Schluffe/Sande,
beispielhafte Bohrkernfotos**



**Tertiär – hier: Wechsellagerung Tone/Schluffe/Sande,
beispielhafte Detailaufnahmen**

10,12

T, u, fs, h'

10,37

10,44

10,55



U, t, s, weich



10,48

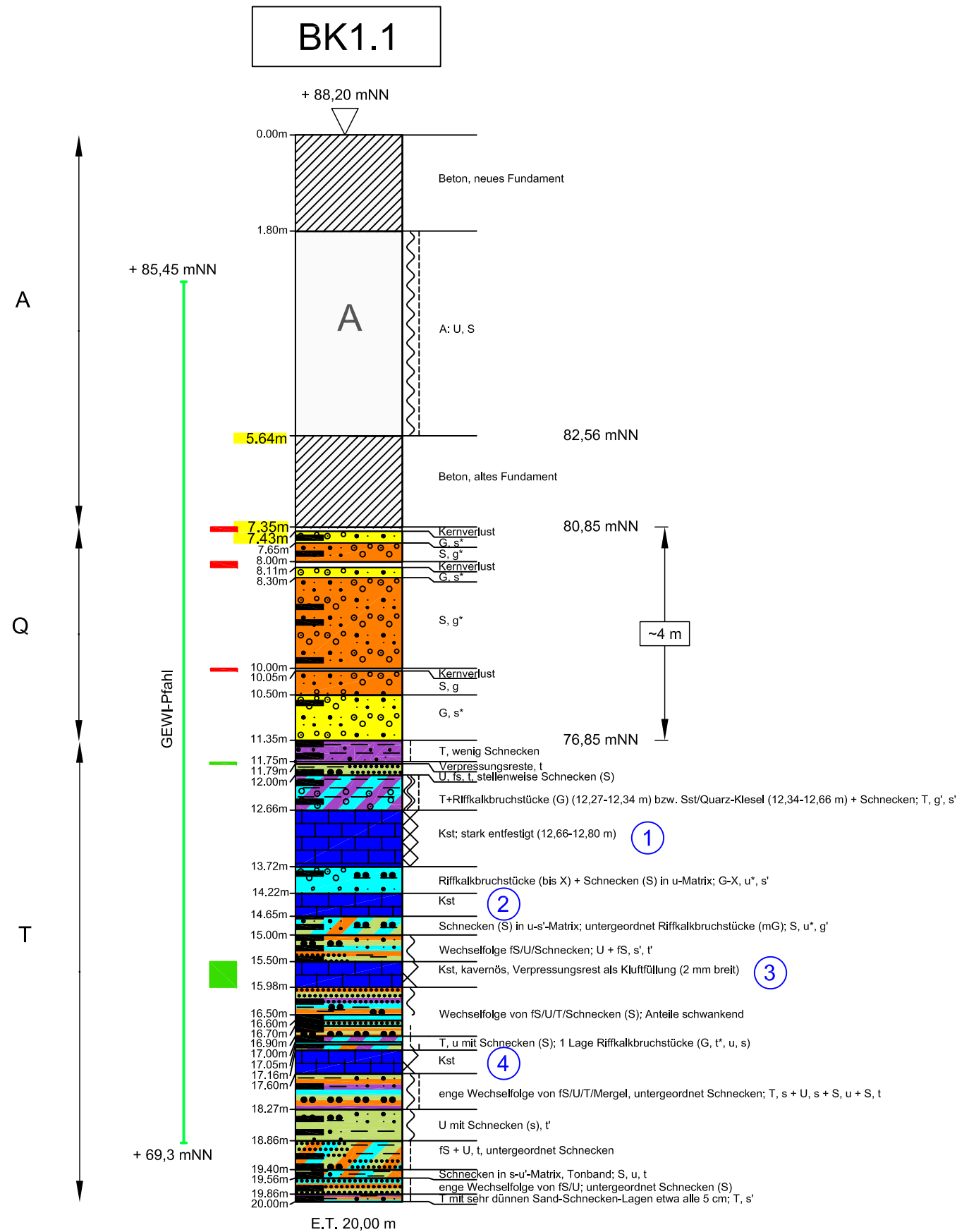
BK3 (03/2015), 10 – 11 m

11

Tertiär – hier: Tone/Schluffe, beispielhafte Bohrkernfotos



Tertiär – hier: Tone/Schluffe, beispielhafte Detailaufnahme



Sondersignatur

- ① massive, gesteinharte Kalksteinbank

Maßstab 1:100

Konsistenz

- breiig } weich | steif | halbfest || fest } nass

Verwitterungsstufen

- schwach verwittert (Stufe 1)
- mäßig bis stark verwittert (Stufe 2 bis 3)
- vollständig verwittert (Stufe 4)

Bodengruppen (Hauptanteil)

- A Auffüllung
- Kies
- Sand
- Kalkstein
- Riffkalkbruchstücke in s-u Matrix
- Schluff
- Ton
- Schnecken in s-u Matrix

Grundwasser

0,52 (24.02.15) Grundwasser morgens/nach Bohrende

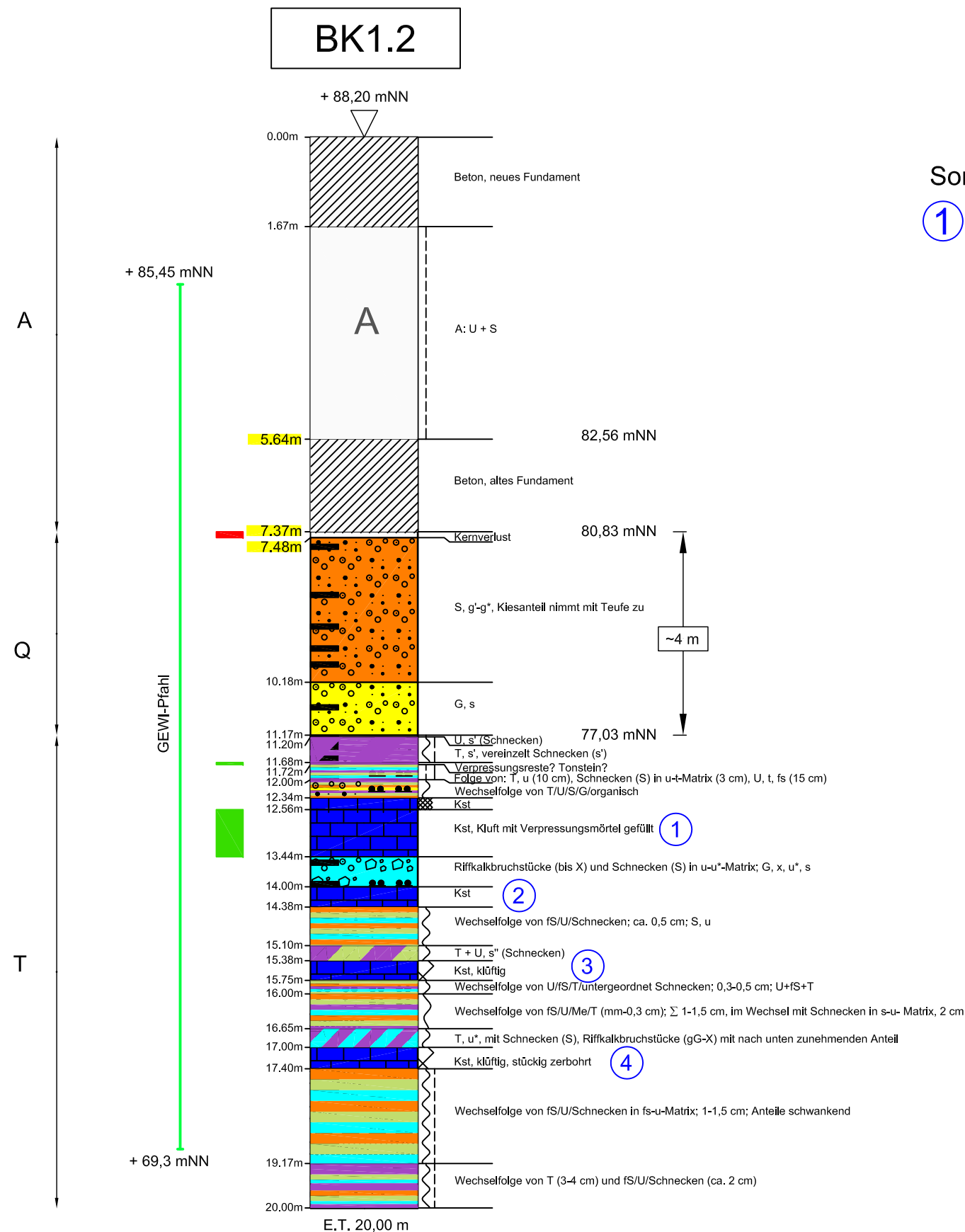
Probenentnahme



Besonderheiten

- Kernverlust
- Verpressungsrest
- KB=Kernbohrung

Bohrprofil BK 1.1



Sondersignatur

- ① massive, gesteinsharte Kalksteinbank

Maßstab 1:100

Konsistenz

- breiig } weich | steif | halbfest || fest } nass

Verwitterungsstufen

- schwach verwittert (Stufe 1)
- mäßig bis stark verwittert (Stufe 2 bis 3)
- vollständig verwittert (Stufe 4)

Bodengruppen (Hauptanteil)

- A Auffüllung
- Kies
- Sand
- Kalkstein
- Riffkalkbruchstücke in s-u Matrix
- Schluff
- Ton
- Schnecken in s-u Matrix

Grundwasser

0,52 (24.02.15) Grundwasser morgens/nach Bohrende

Probenentnahme

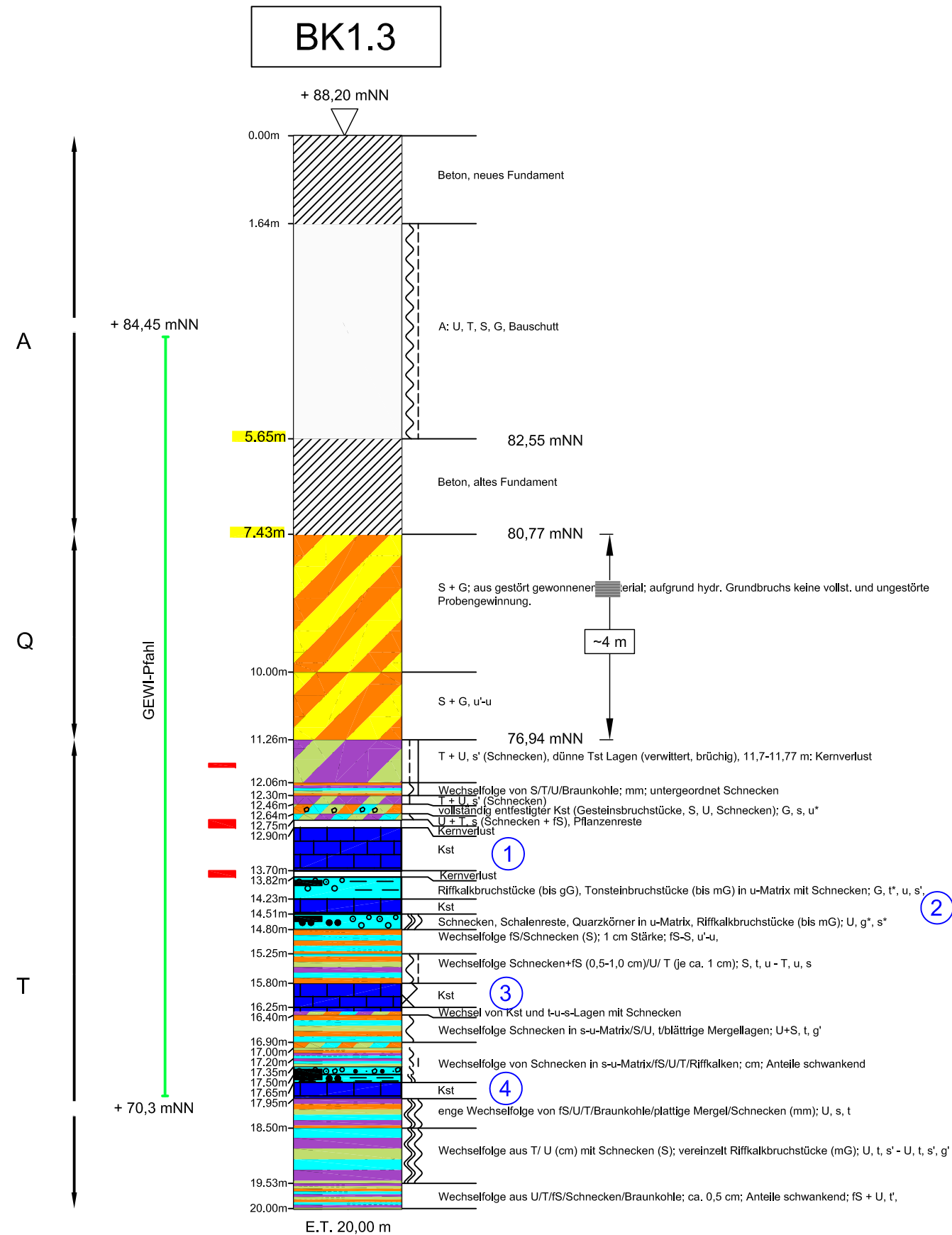


Besonderheiten

- Kernverlust
- Verpressungsrest

KB=Kernbohrung

Bohrprofil BK 1.2



Sondersignatur

① massive, gesteinsharte Kalksteinbank

Maßstab 1:100

Konsistenz

breiig } weich | steif | halbfest || fest } nass

Verwitterungsstufen

schwach verwittert (Stufe 1)

mäßig bis stark verwittert (Stufe 2 bis 3)

vollständig verwittert (Stufe 4)

Bodengruppen (Hauptanteil)

A Auffüllung

Kies Schluff

Sand Ton

Kalkstein Schnecken in s-u Matrix

Riffkalkbruchstücke in s-u Matrix

Grundwasser

0,52 (24.02.15) Grundwasser morgens/nach Bohrende

Probenentnahme

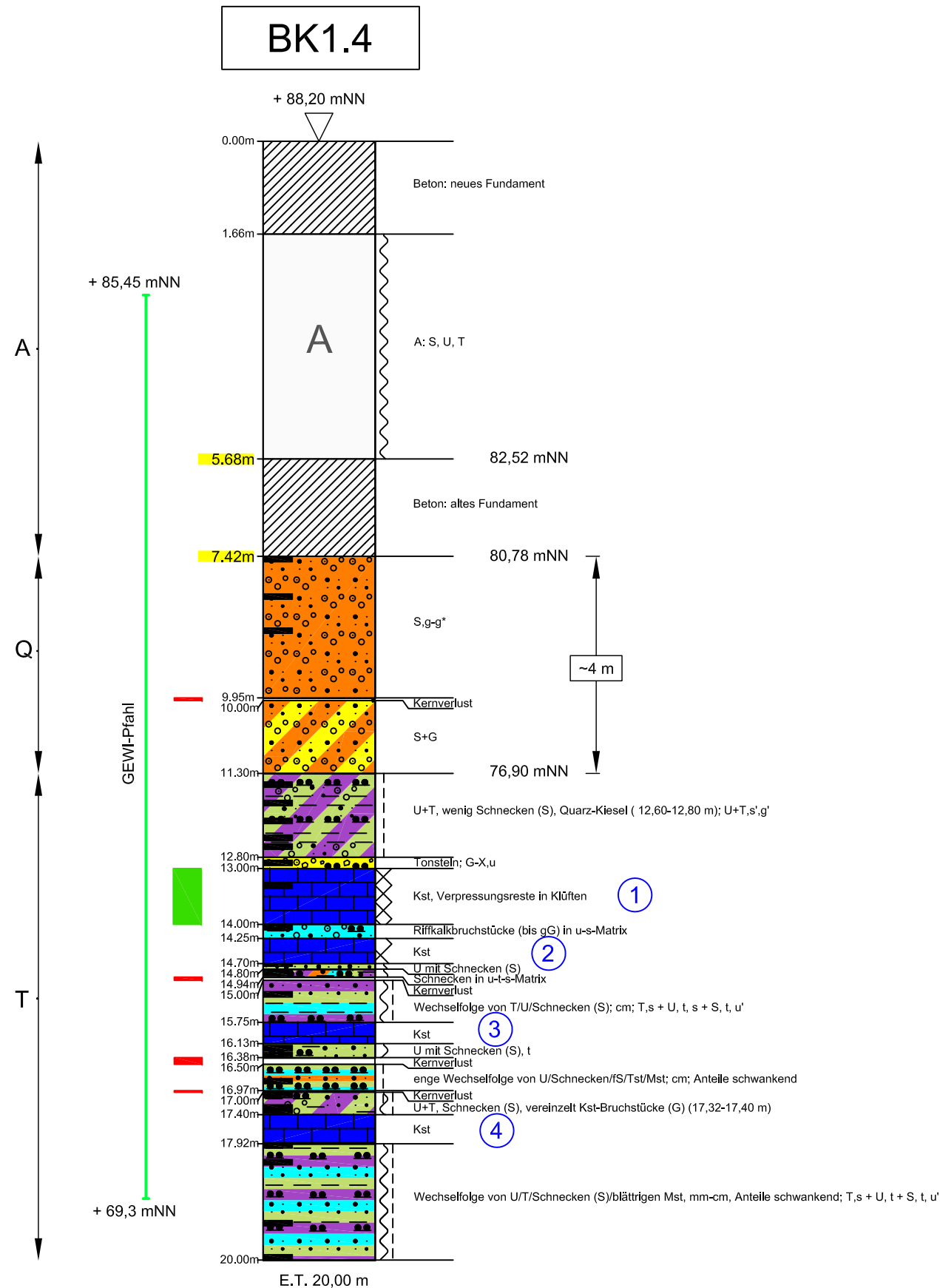
Besonderheiten

Kernverlust

Verpressungsrest

KB=Kernbohrung

Bohrprofil BK 1.3



Sondersignatur

① massive, gesteinsharte Kalksteinbank

Maßstab 1:100

Konsistenz

breiig } weich | steif | halbfest || fest } nass

Verwitterungsstufen

- schwach verwittert (Stufe 1)
- mäßig bis stark verwittert (Stufe 2 bis 3)
- vollständig verwittert (Stufe 4)

Bodengruppen (Hauptanteil)

- A Auffüllung
- Kies
- Sand
- Kalkstein
- Riffkalkbruchstücke in s-u Matrix
- Schluff
- Ton
- Schnecken in s-u Matrix

Grundwasser

0,52 (24.02.15) Grundwasser morgens/nach Bohrende

Probenentnahme

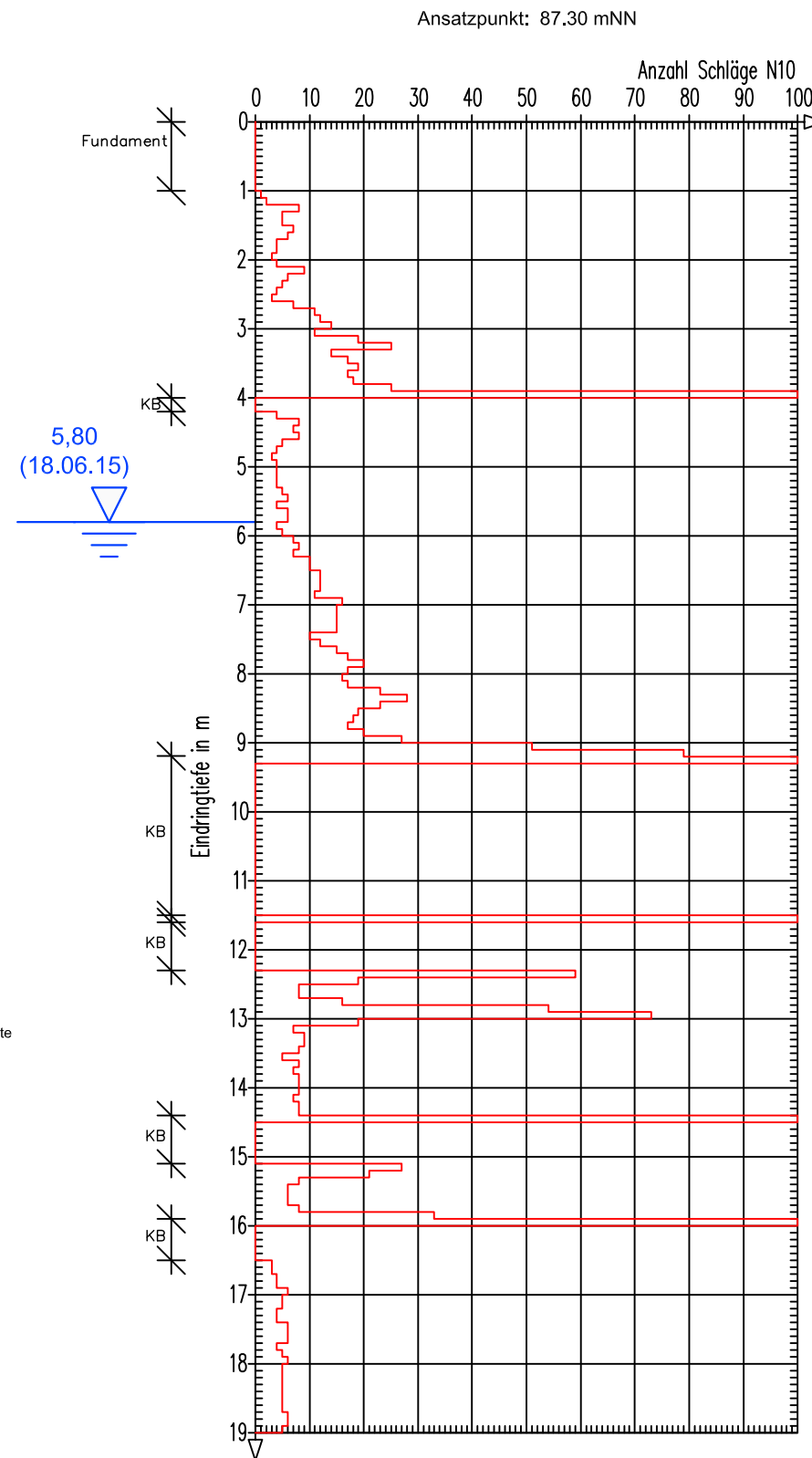
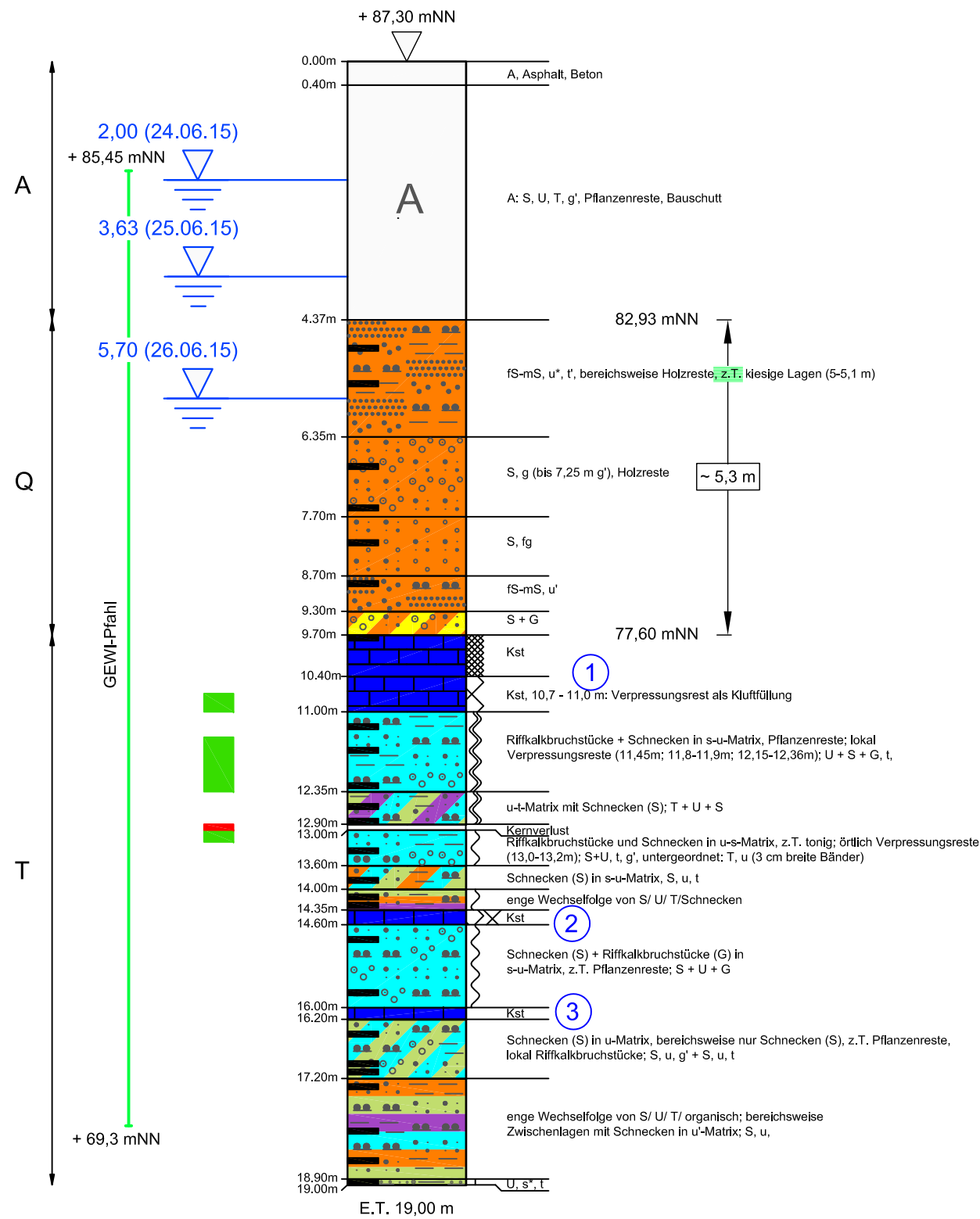
Besonderheiten

- Kernverlust
- Verpressungsrest
- KB=Kernbohrung

Bohrprofil BK 1.4

BK2.1

DPH2.1



Maßstab 1:100

Konsistenz

breiig } weich } steif } halbfest } fest } nass

Verwitterungsstufen

- schwach verwittert (Stufe 1)
- mäßig bis stark verwittert (Stufe 2 bis 3)
- vollständig verwittert (Stufe 4)

Bodengruppen (Hauptanteil)

- A: Auffüllung
- Kies
- Sand
- Kalkstein
- Riffkalkbruchstücke in s-u Matrix
- Schluff
- Ton
- Schnecken in s-u Matrix

Grundwasser

0,52 (24.02.15) Grundwasser morgens/nach Bohrende

Probenentnahme

Besonderheiten

- Kernverlust
- Verpressungsrest

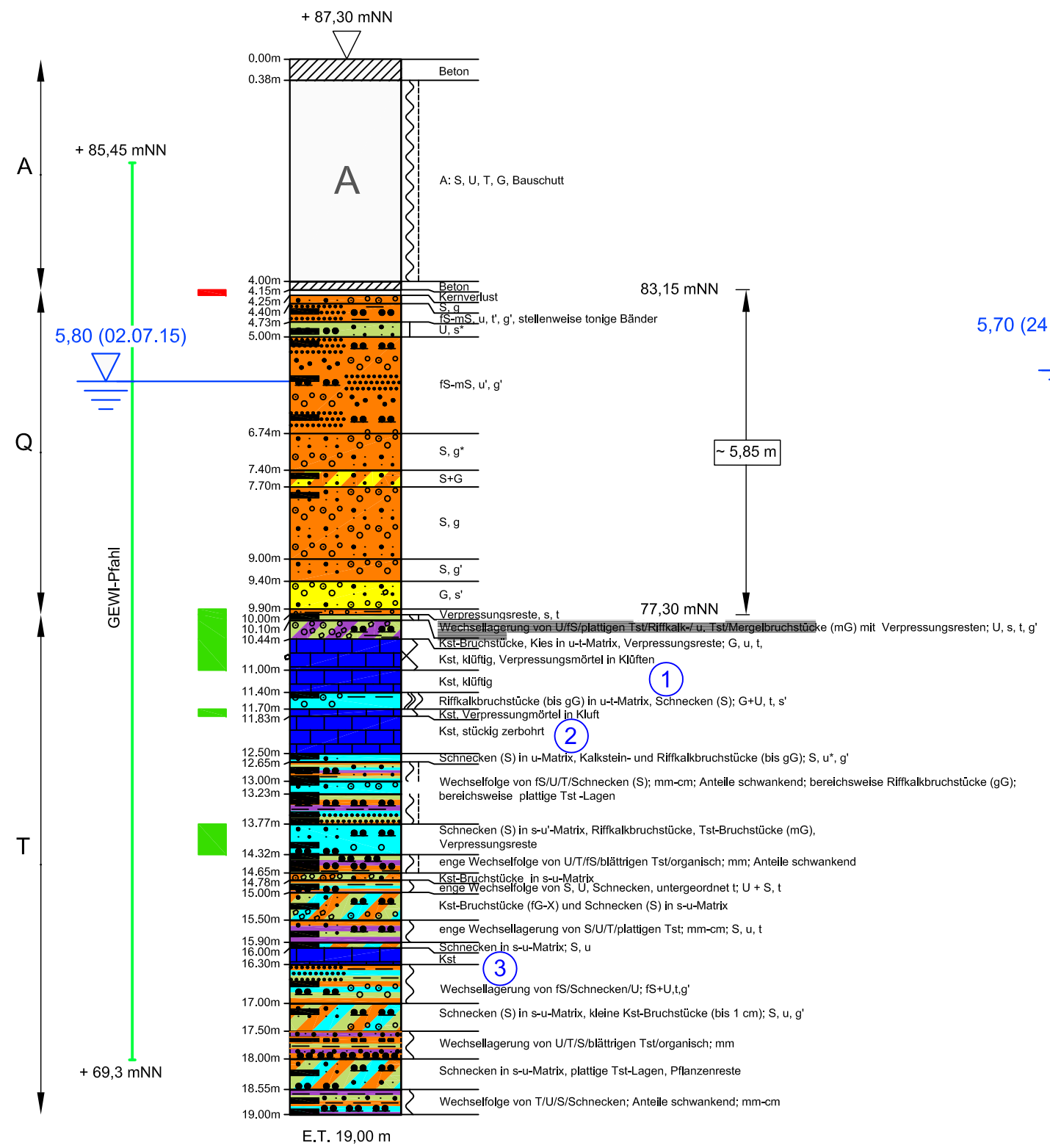
KB=Kernbohrung

Sondersignatur

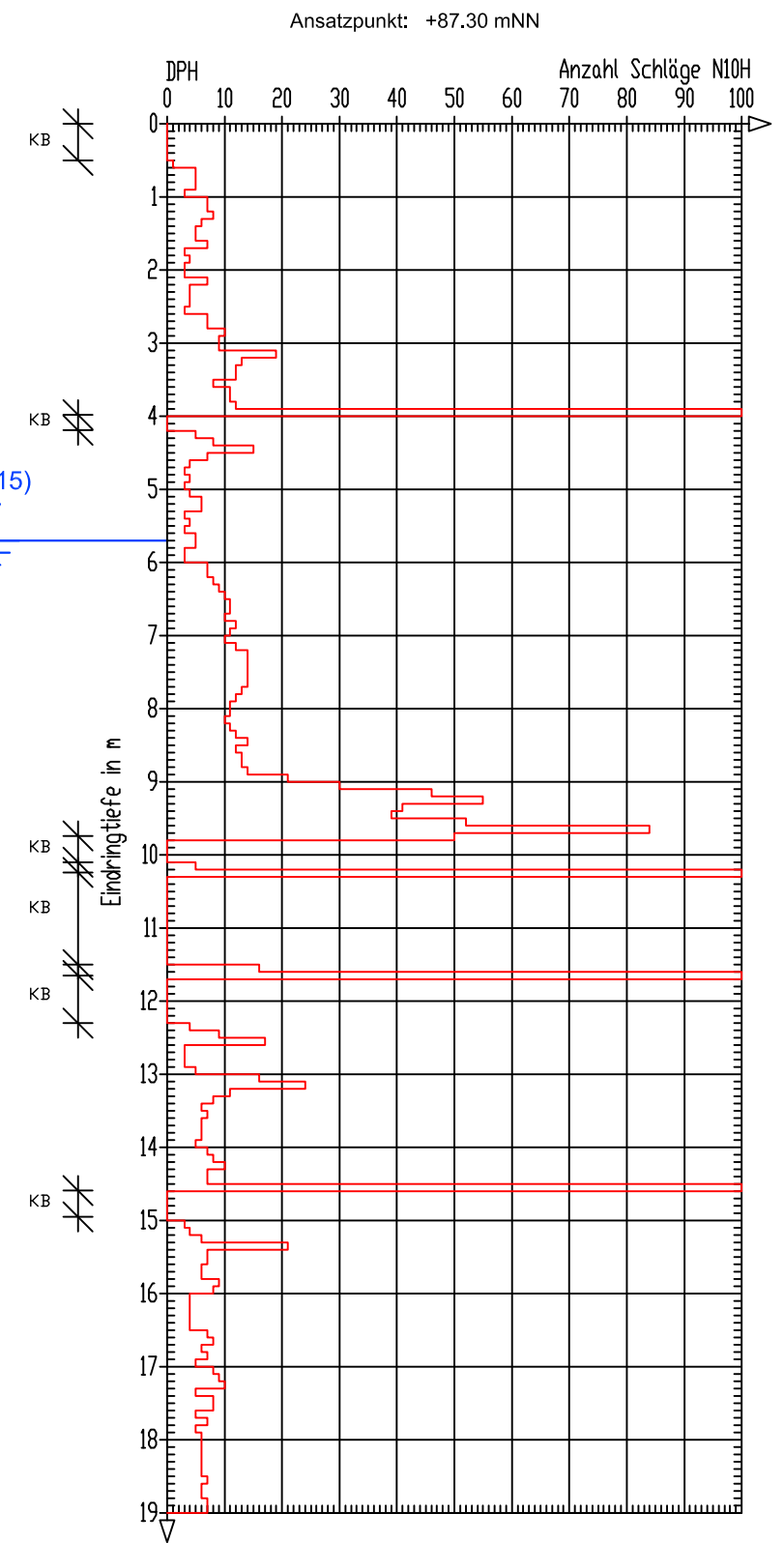
① massive, gesteinsharte Kalksteinbank

Bohrprofil BK 2.1 und Sondierergebnis DPH 2.1

BK2.2



DPH2.2

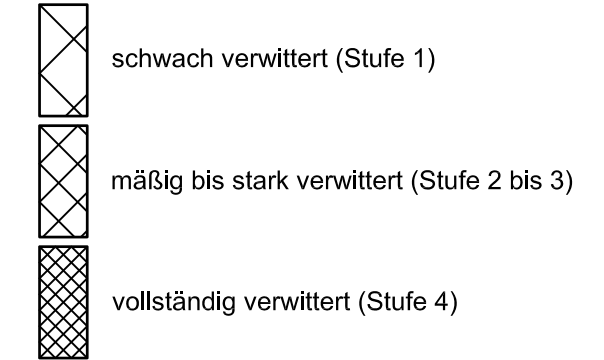


Maßstab 1:100

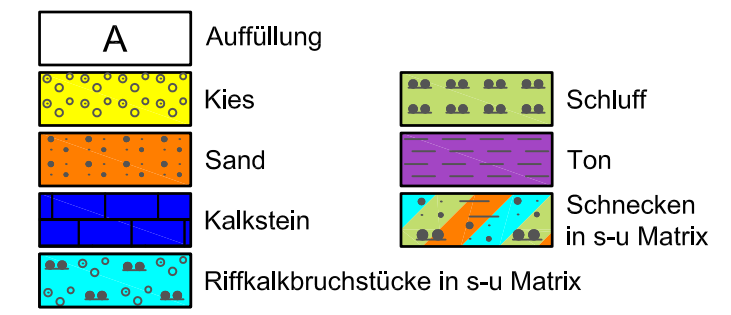
Konsistenz



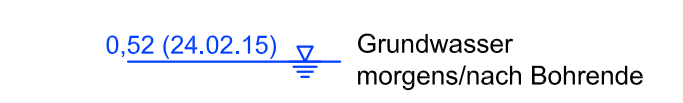
Verwitterungsstufen



Bodengruppen (Hauptanteil)

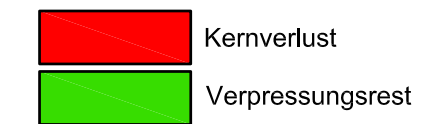


Grundwasser



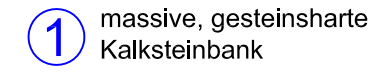
Probenentnahme

Besonderheiten



KB=Kernbohrung

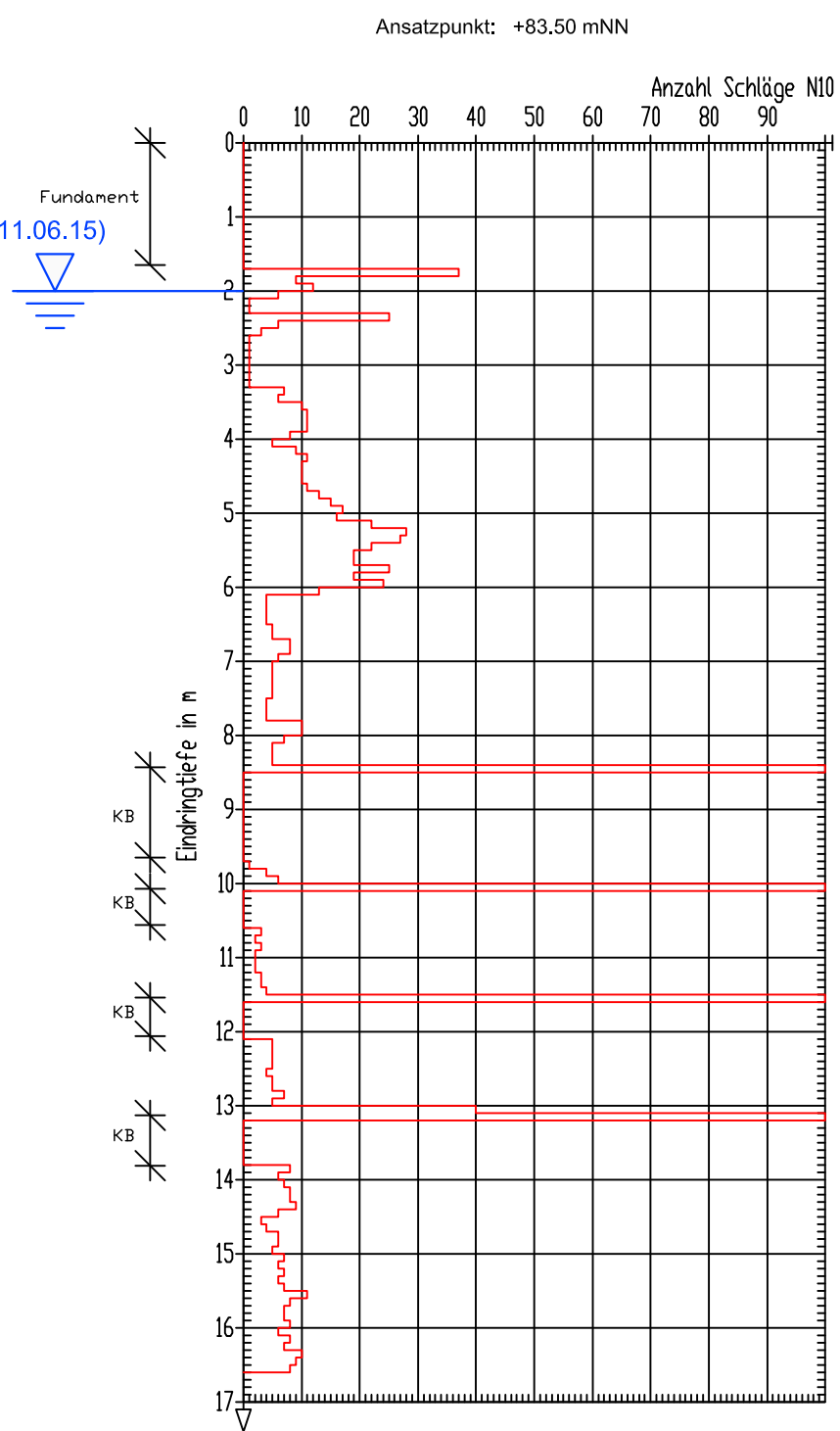
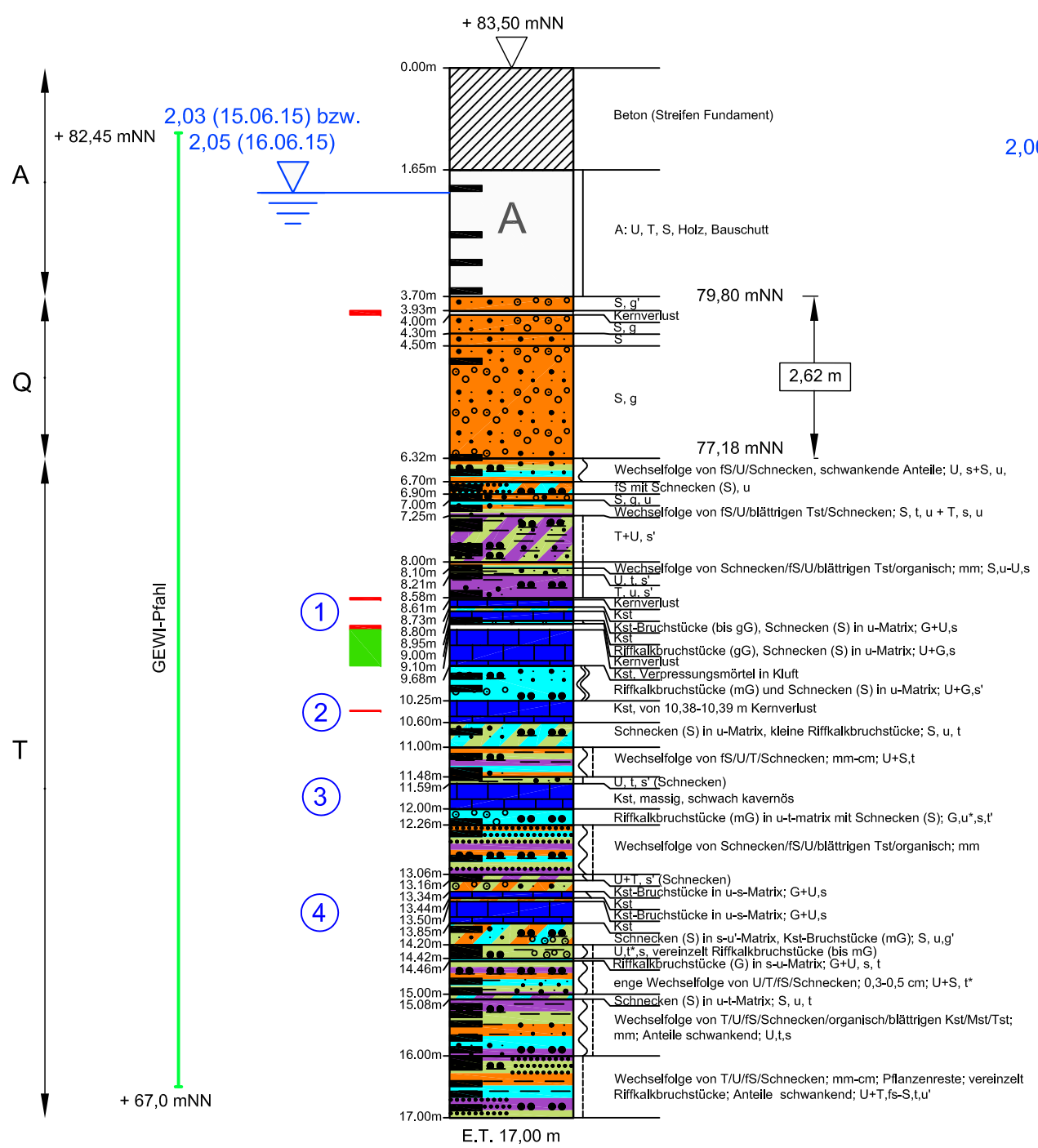
Sondersignatur



Bohrprofil BK 2.2 und Sondierergebnis DPH 2.2

BK2.3

DPH2.3



Maßstab 1:100

Konsistenz
 } breiig } weich | steif | halbfest || fest } } nass

Verwitterungsstufen

- schwach verwittert (Stufe 1)
- mäßig bis stark verwittert (Stufe 2 bis 3)
- vollständig verwittert (Stufe 4)

Bodengruppen (Hauptanteil)

- A: Auffüllung
- Kies
- Sand
- Kalkstein
- Riffkalkbruchstücke in s-u Matrix
- Schluff
- Ton
- Schnecken in s-u Matrix

Grundwasser
 0,52 (24.02.15) Grundwasser morgens/nach Bohrende

Probenentnahme

Besonderheiten

- Kernverlust
- Verpressungsrest

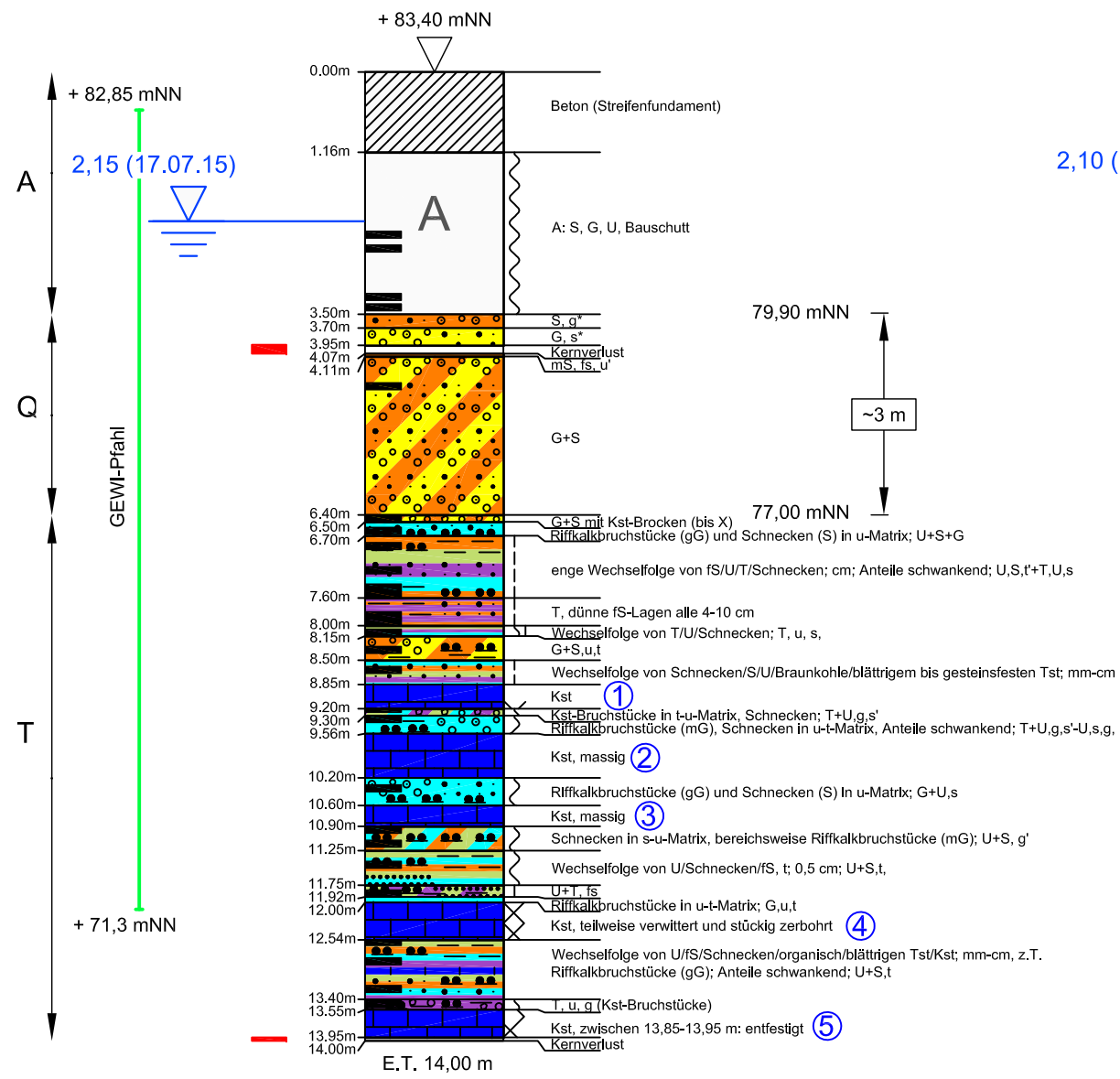
KB=Kernbohrung

Sondersignatur

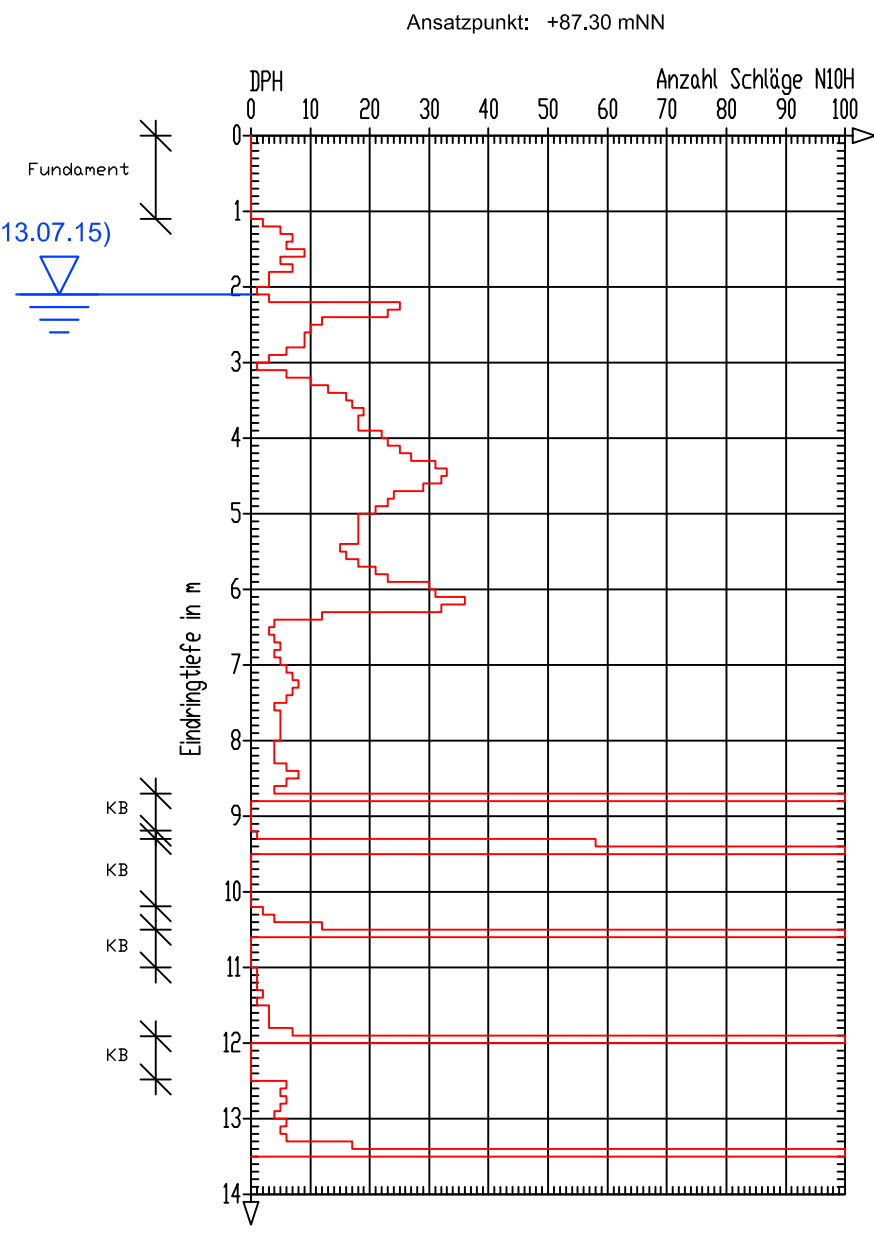
① massive, gesteinsharte Kalksteinbank

Bohrprofil BK 2.3 und Sondierergebnis DPH 2.3

BK2.4

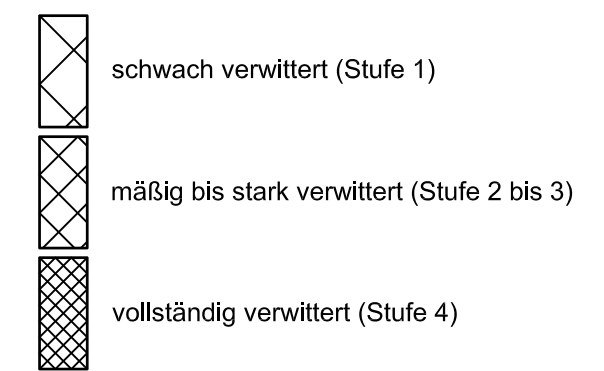


DPH2.4

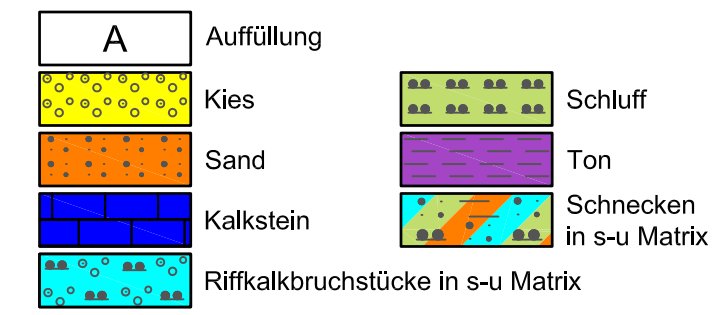


Maßstab 1:100

Konsistenz
 } breiig } weich | steif | halbfest || fest } } nass
Verwitterungsstufen



Bodengruppen (Hauptanteil)

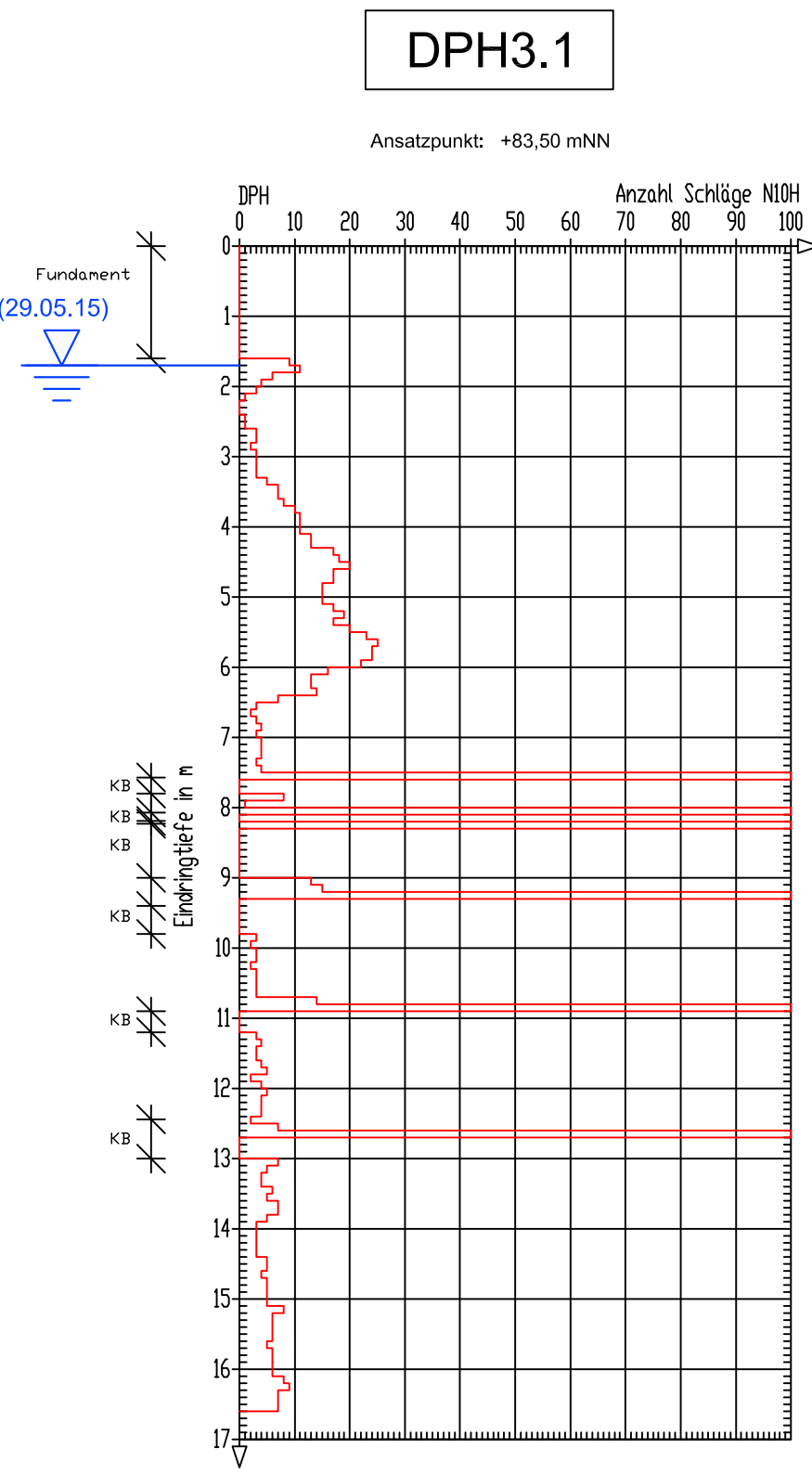
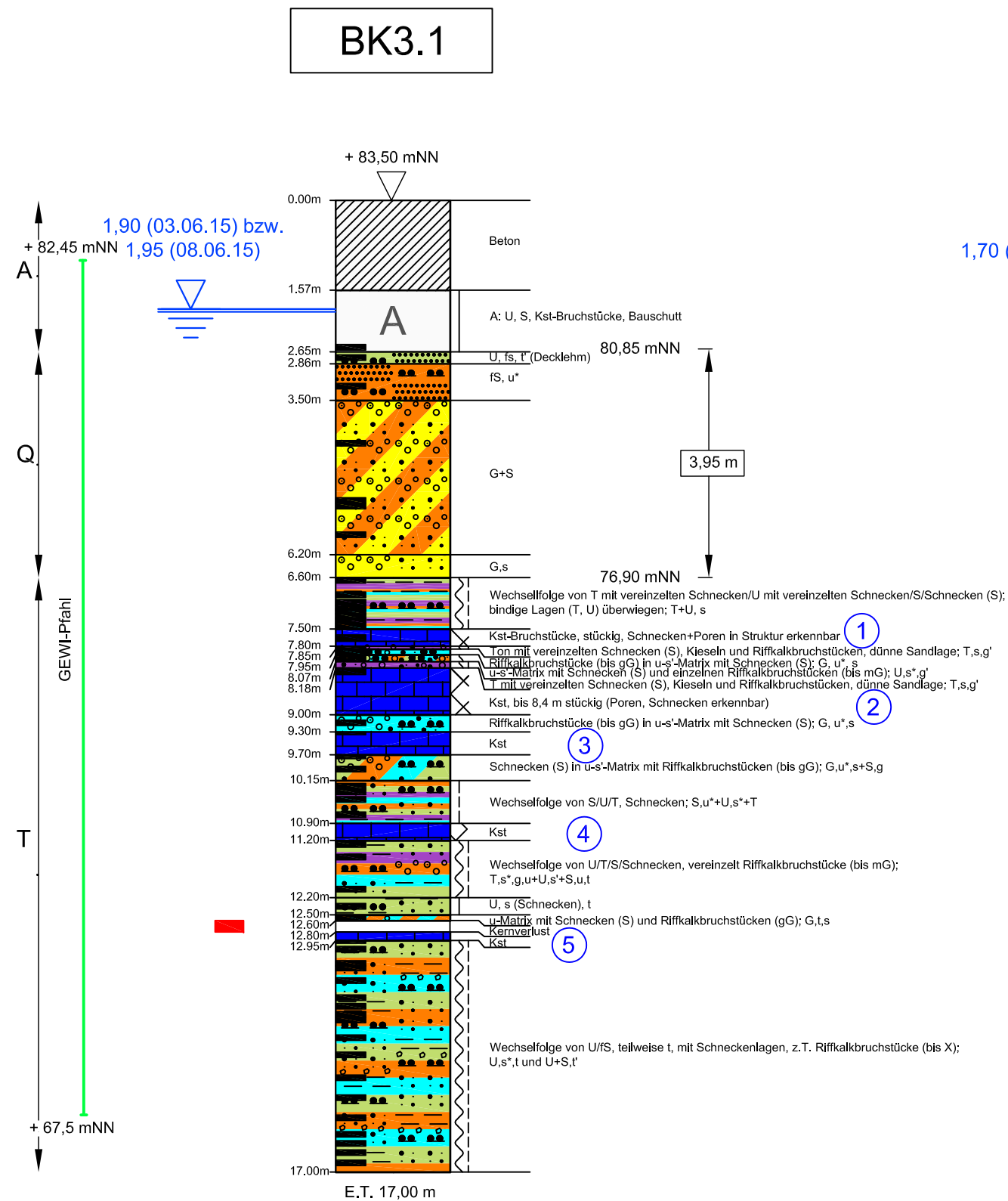


Grundwasser
 0,52 (24.02.15) Grundwasser morgens/nach Bohrende

Probenentnahme
Besonderheiten
 Kernverlust
 Verpressungsrest

KB=Kernbohrung
Sondersignatur
 ① massive, gesteinharte Kalksteinbank

Bohrprofil BK 2.4 und Sondierergebnis DPH 2.4



Maßstab 1:100

Konsistenz

breiig } weich } steif } halbfest } fest } nass

Verwitterungsstufen

schwach verwittert (Stufe 1)

mäßig bis stark verwittert (Stufe 2 bis 3)

vollständig verwittert (Stufe 4)

Bodengruppen (Hauptanteil)

A Auffüllung

Kies Schluff

Sand Ton

Kalkstein Schnecken in s-u Matrix

Riffkalkbruchstücke in s-u Matrix

Grundwasser

0,52 (24.02.15) Grundwasser morgens/nach Bohrende

Probenentnahme

Besonderheiten

Kernverlust

Verpressungsrest

KB=Kernbohrung

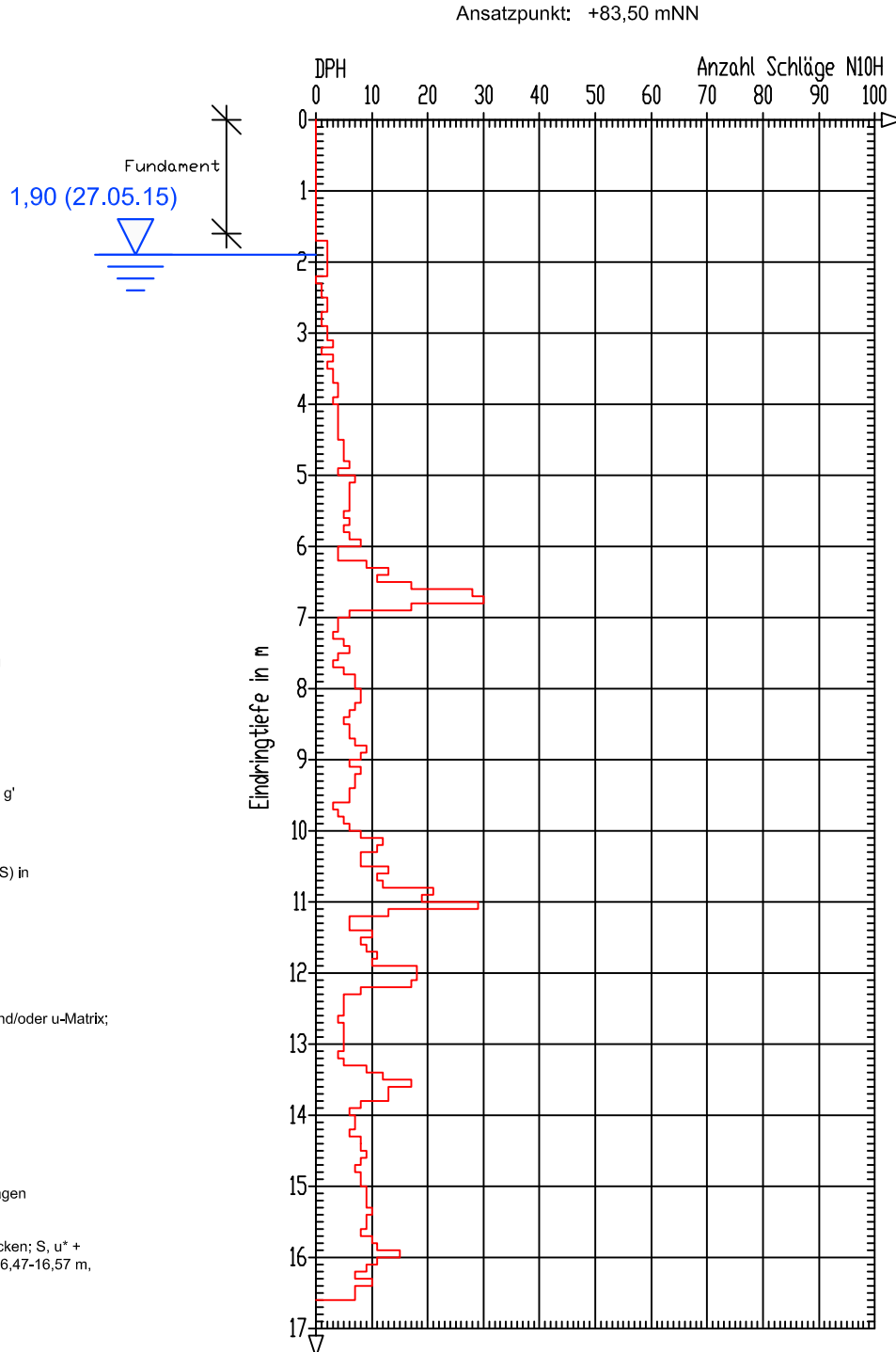
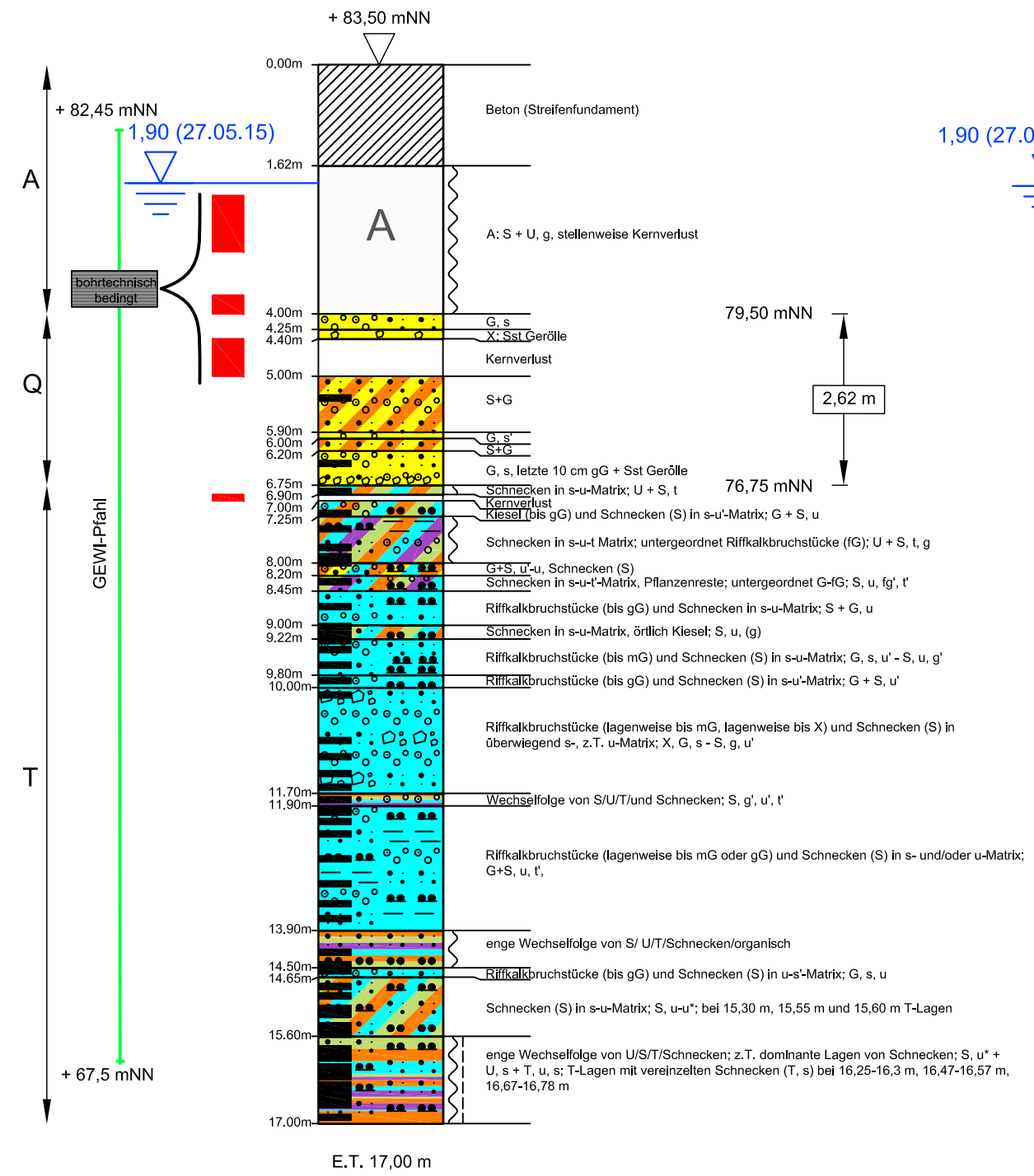
Sondersignatur

① massive, gesteinsharte Kalksteinbank

Bohrprofil BK 3.1 und Sondierergebnis DPH 3.1

BK3.2

DPH3.2



Maßstab 1:100

Konsistenz

breiig } weich } steif } halbfest } fest } nass

Verwitterungsstufen

- schwach verwittert (Stufe 1)
- mäßig bis stark verwittert (Stufe 2 bis 3)
- vollständig verwittert (Stufe 4)

Bodengruppen (Hauptanteil)

- A Auffüllung
- Kies
- Sand
- Kalkstein
- Riffkalkbruchstücke in s-u Matrix
- Schluff
- Ton
- Schnecken in s-u Matrix

Grundwasser

0,52 (24.02.15) Grundwasser morgens/nach Bohrende

Probenentnahme

Besonderheiten

- Kernverlust
- Verpressungsrest

KB=Kernbohrung

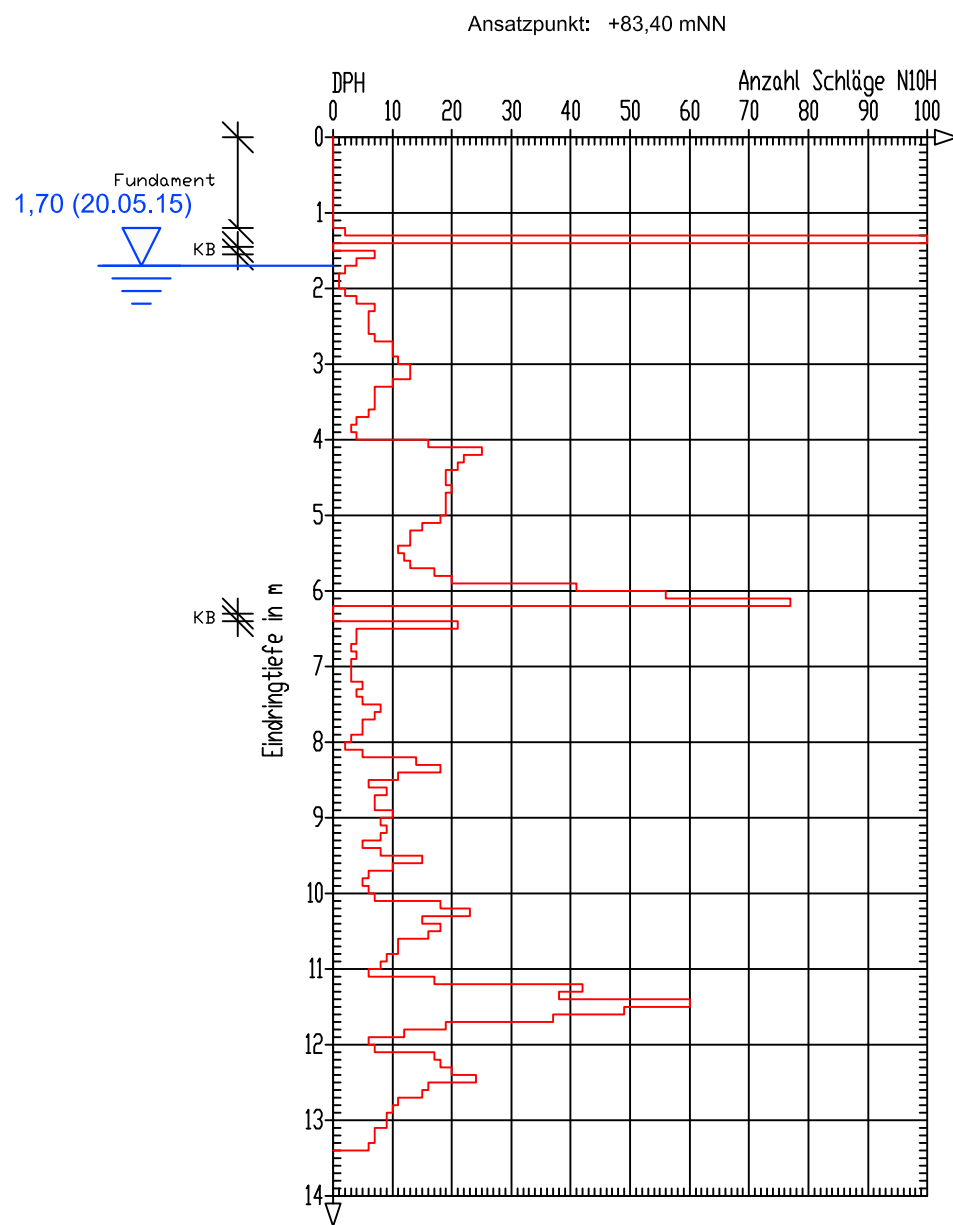
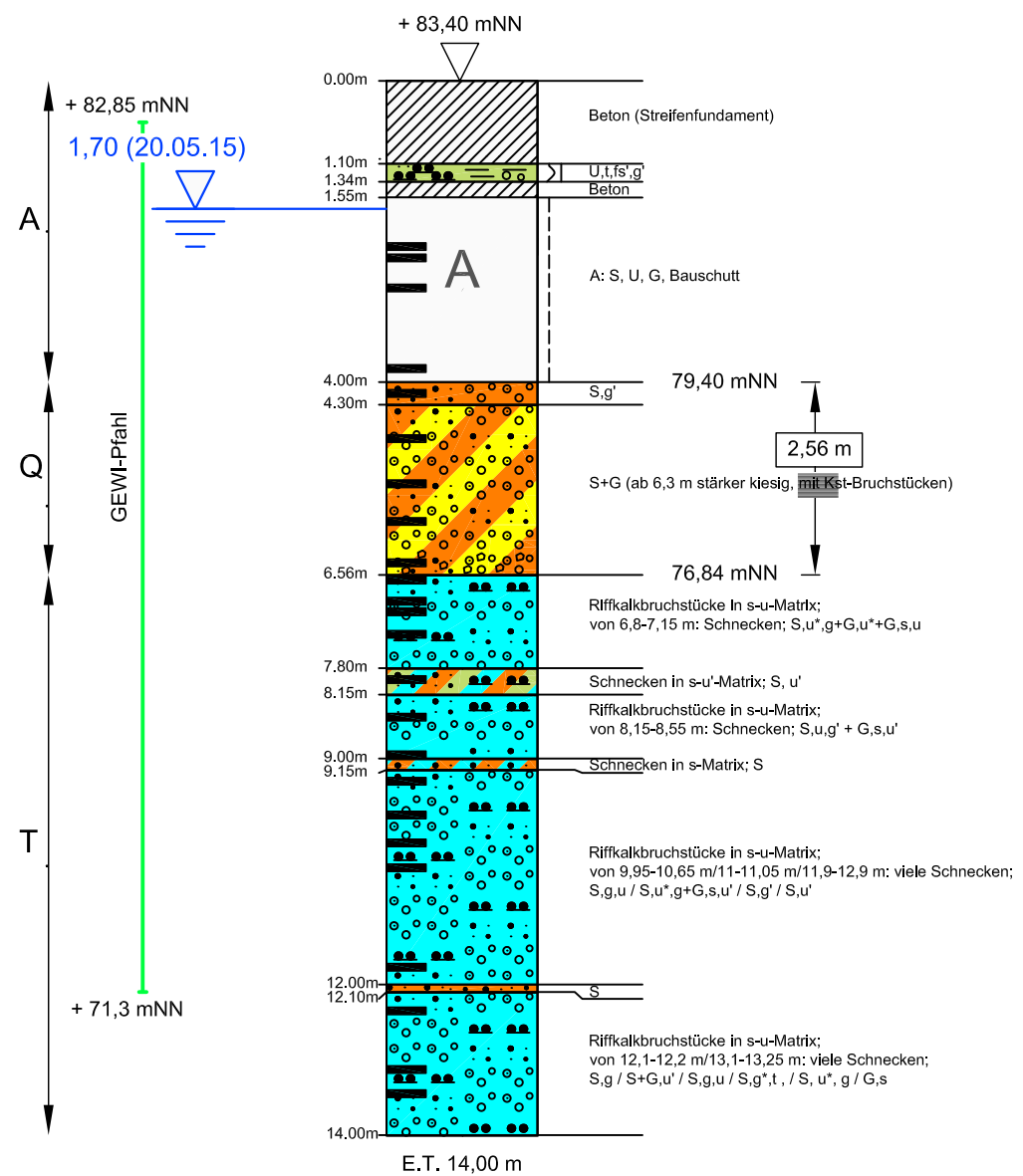
Sondersignatur

- 1 massive, gesteinsharte Kalksteinbank

Bohrprofil BK 3.2 und Sondierergebnis DPH 3.2

BK3.3

DPH3.3



Maßstab 1:100

Konsistenz
 } breiig } weich | steif | halbfest || fest } } nass

Verwitterungsstufen

- schwach verwittert (Stufe 1)
- mäßig bis stark verwittert (Stufe 2 bis 3)
- vollständig verwittert (Stufe 4)

Bodengruppen (Hauptanteil)

- A Auffüllung
- Kies
- Sand
- Kalkstein
- Riffkalkbruchstücke in s-u Matrix
- Schluff
- Ton
- Schnecken in s-u Matrix

Grundwasser
 0,52 (24.02.15) Grundwasser morgens/nach Bohrende

Probenentnahme

Besonderheiten

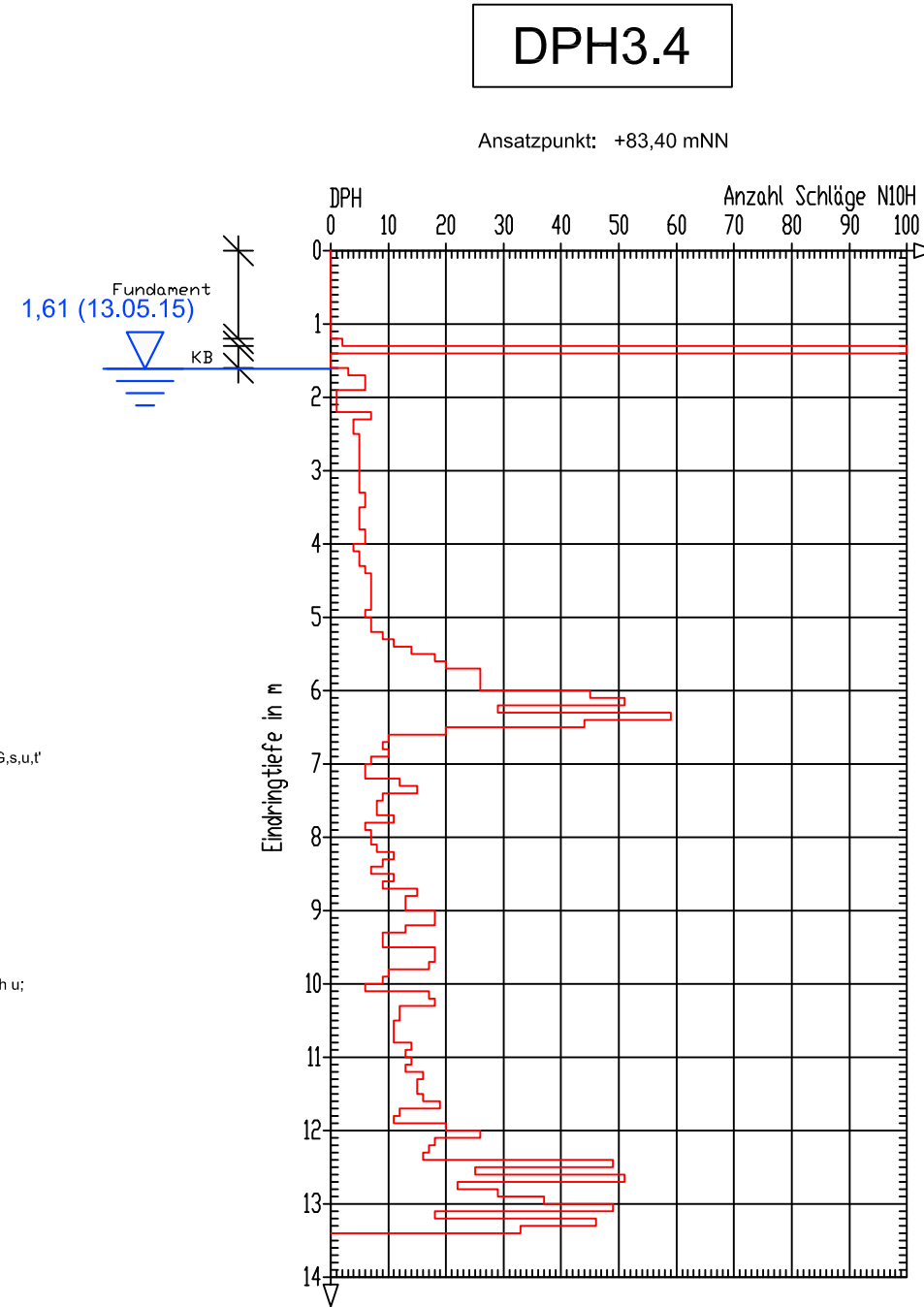
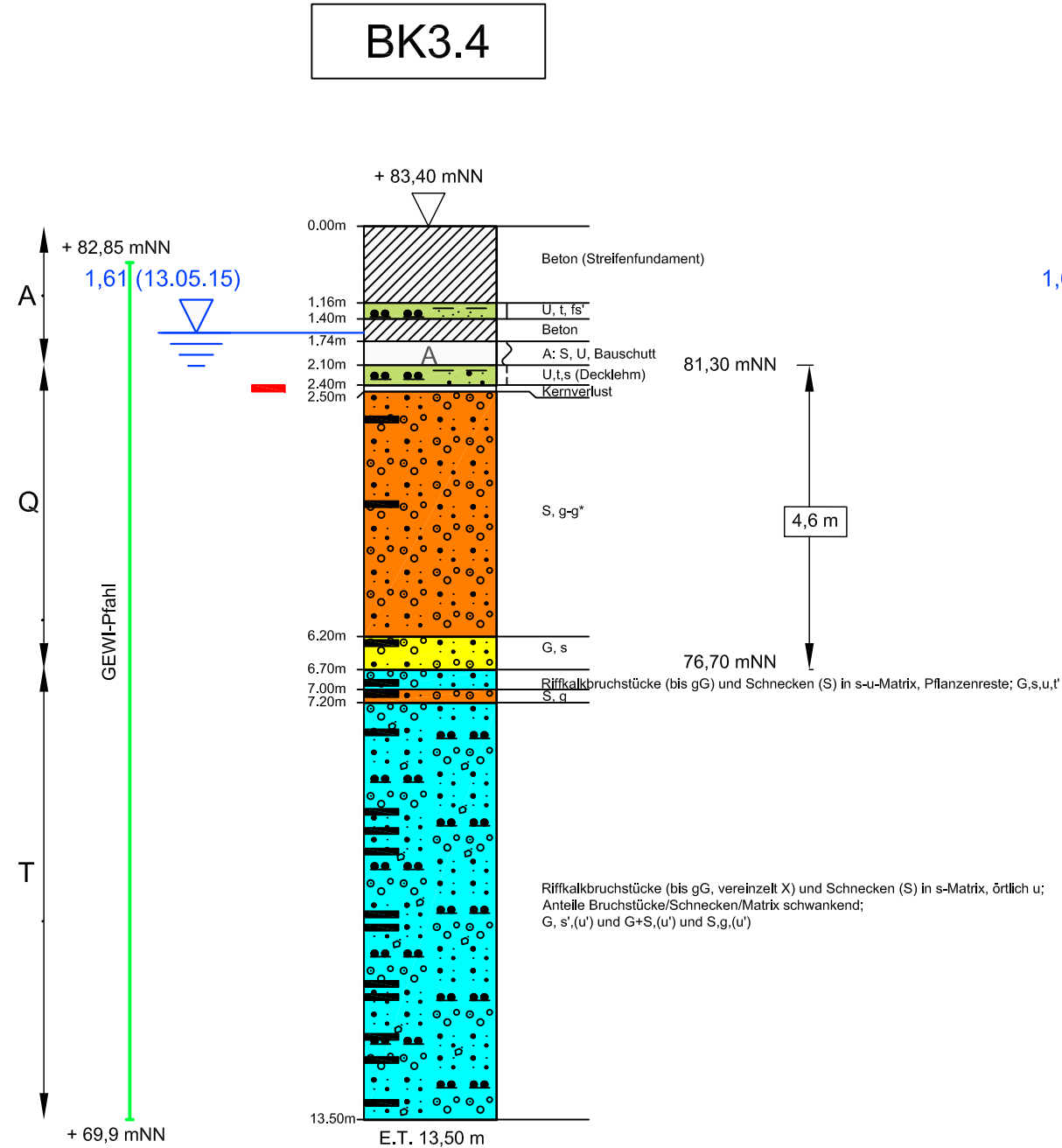
- Kernverlust
- Verpressungsrest

KB=Kernbohrung

Sondersignatur

① massive, gesteinsharte Kalksteinbank

Bohrprofil BK 3.3 und Sondierergebnis DPH 3.3

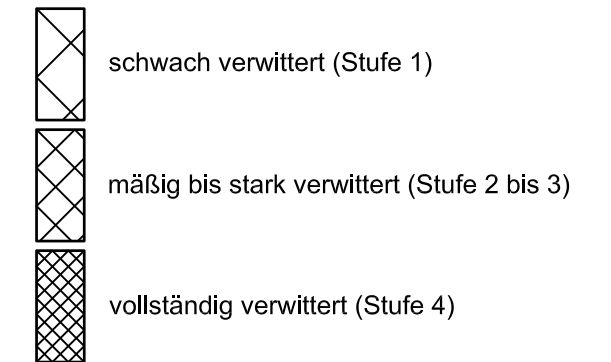


Maßstab 1:100

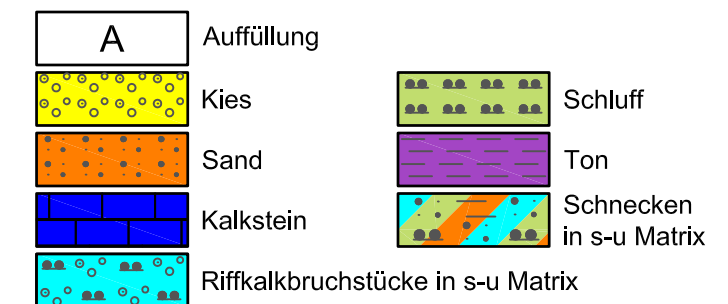
Konsistenz

breiig } weich | steif | halbfest || fest } nass

Verwitterungsstufen



Bodengruppen (Hauptanteil)



Grundwasser

0,52 (24.02.15) Grundwasser morgens/nach Bohrende

Probenentnahme

Besonderheiten

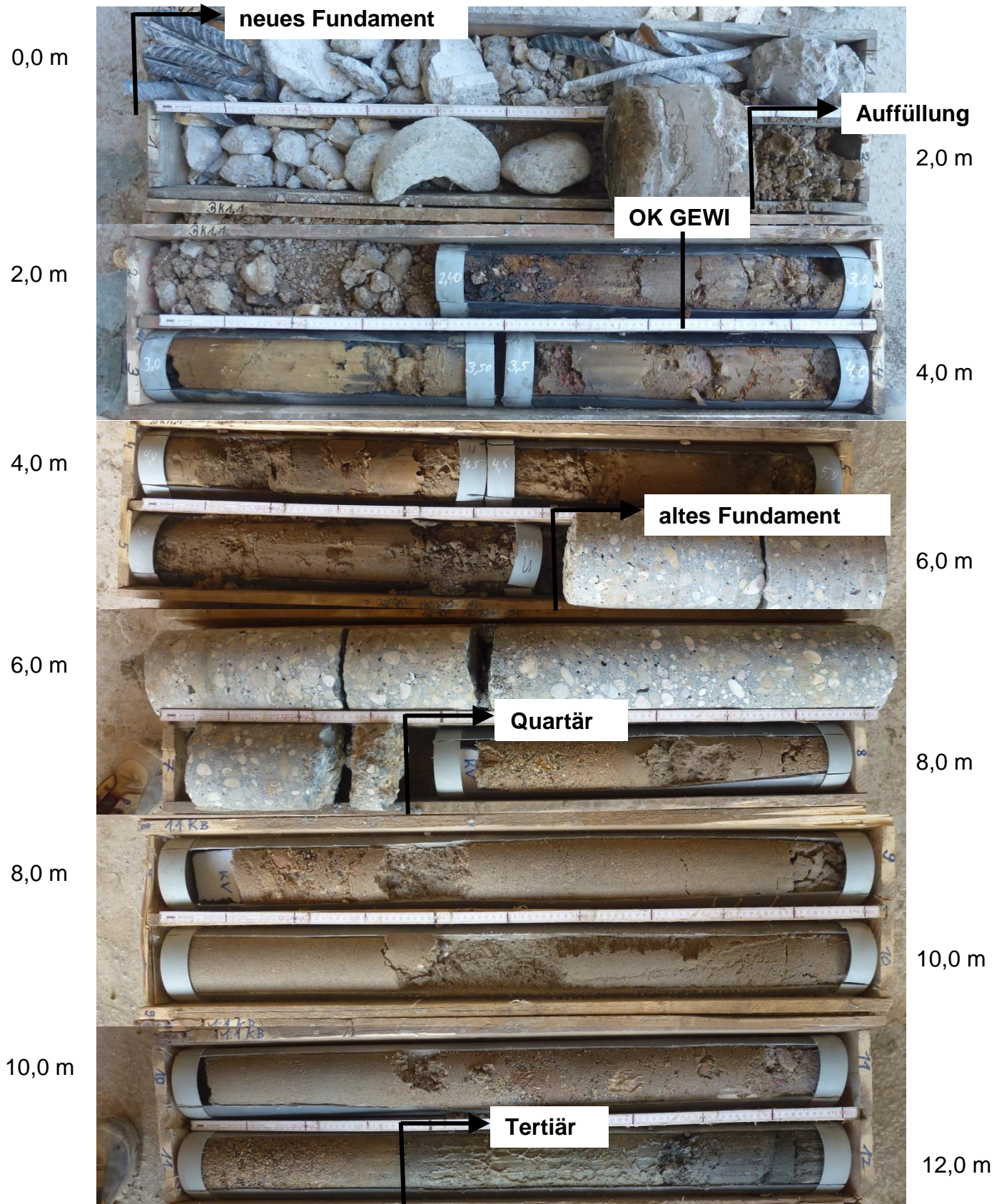


KB=Kernbohrung

Sondersignatur

① massive, gesteinharte Kalksteinbank

Bohrprofil BK 3.4 und Sondierergebnis DPH 3.4



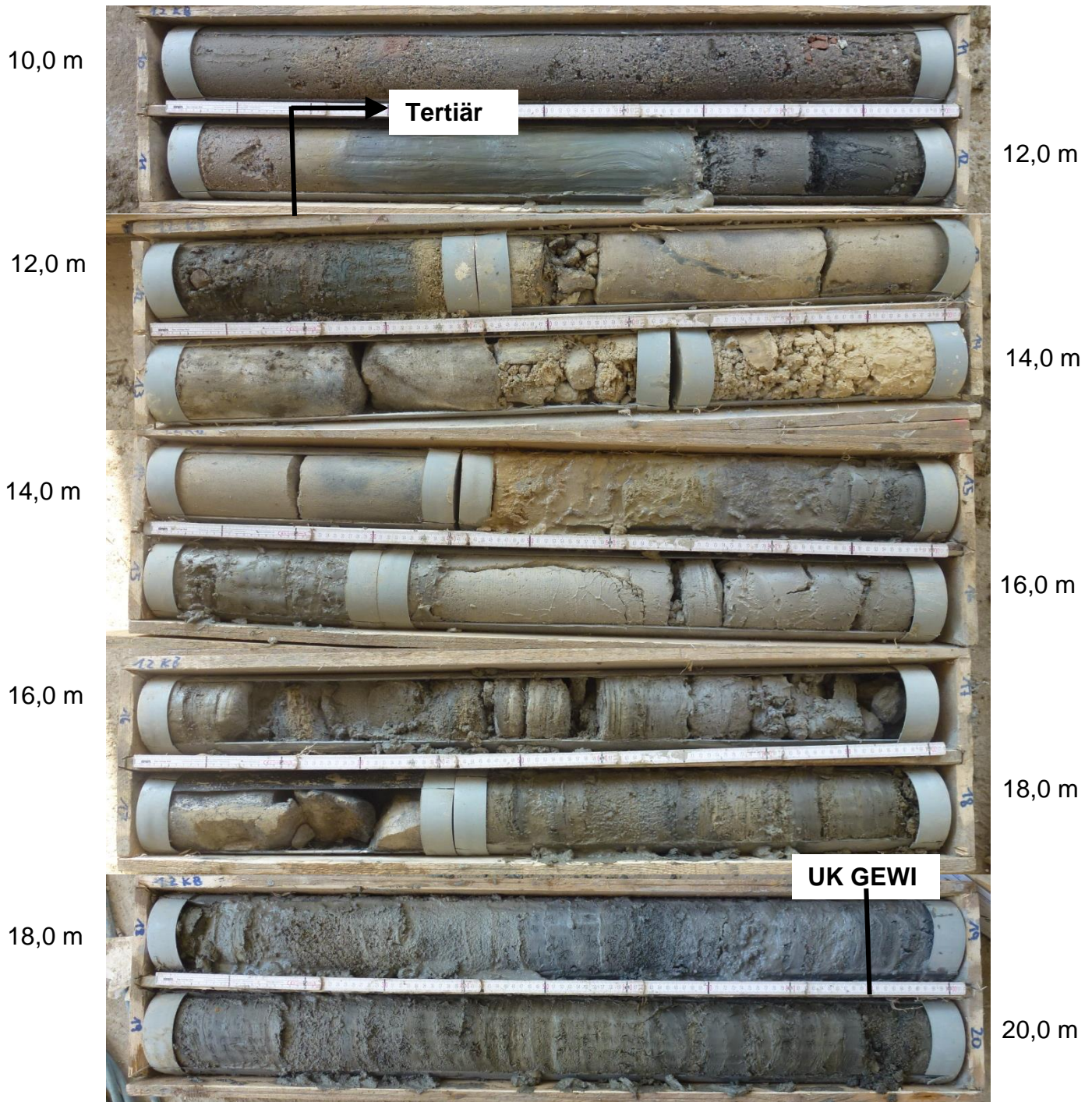
Bohrkernfotos der BK 1.1



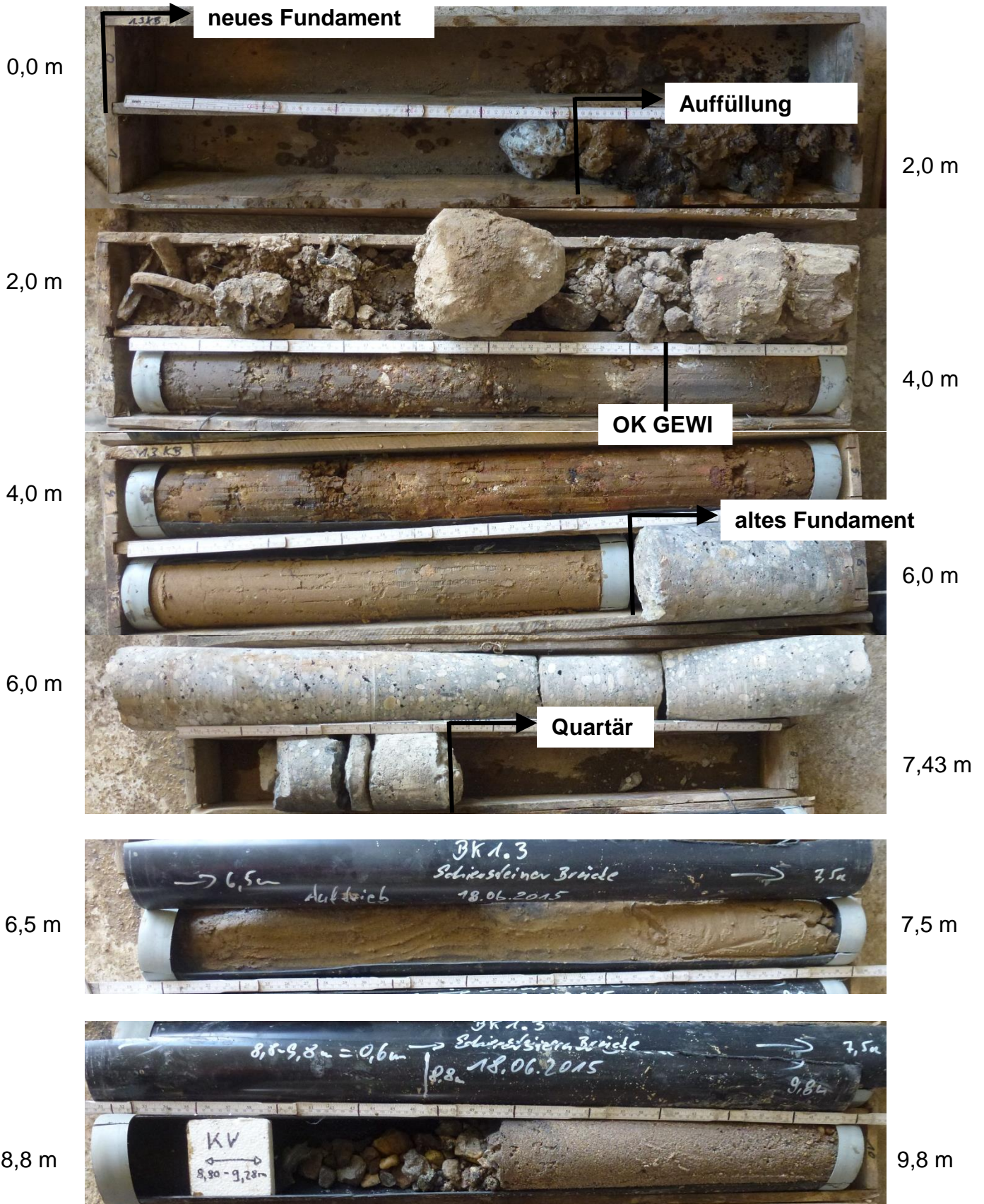
Bohrkernfotos der BK 1.1



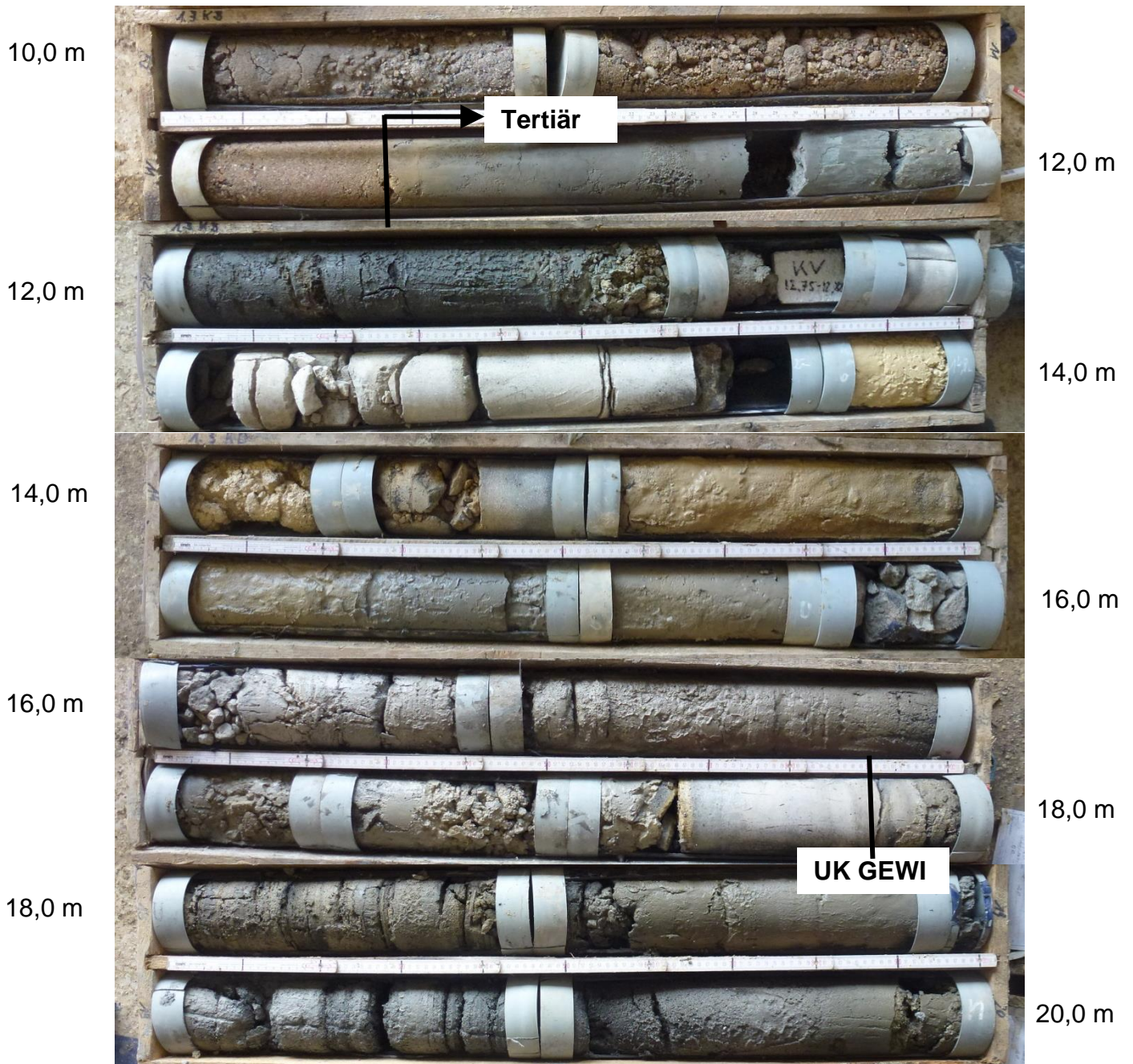
Bohrkernfotos der BK 1.2



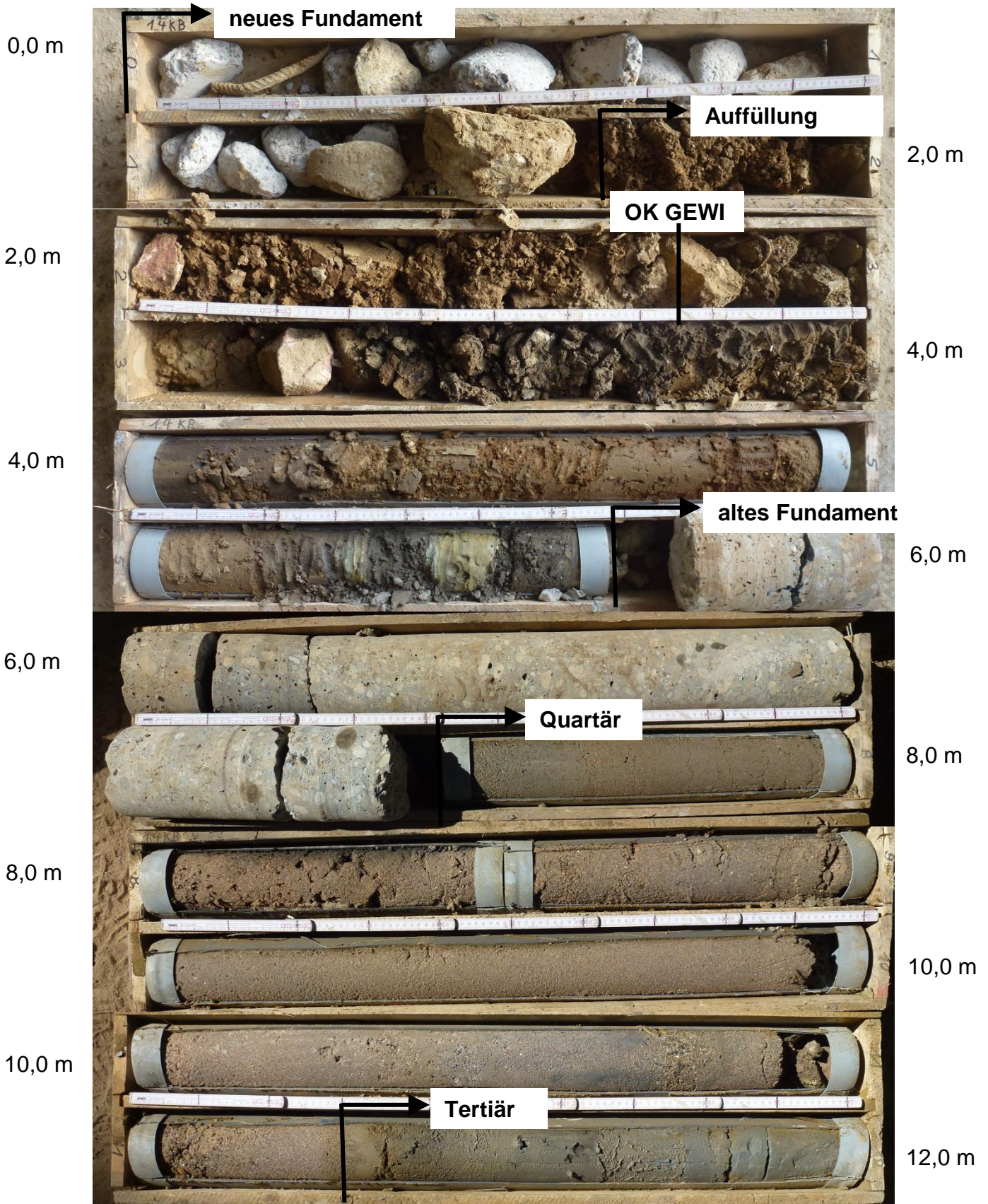
Bohrkernfotos der BK 1.2



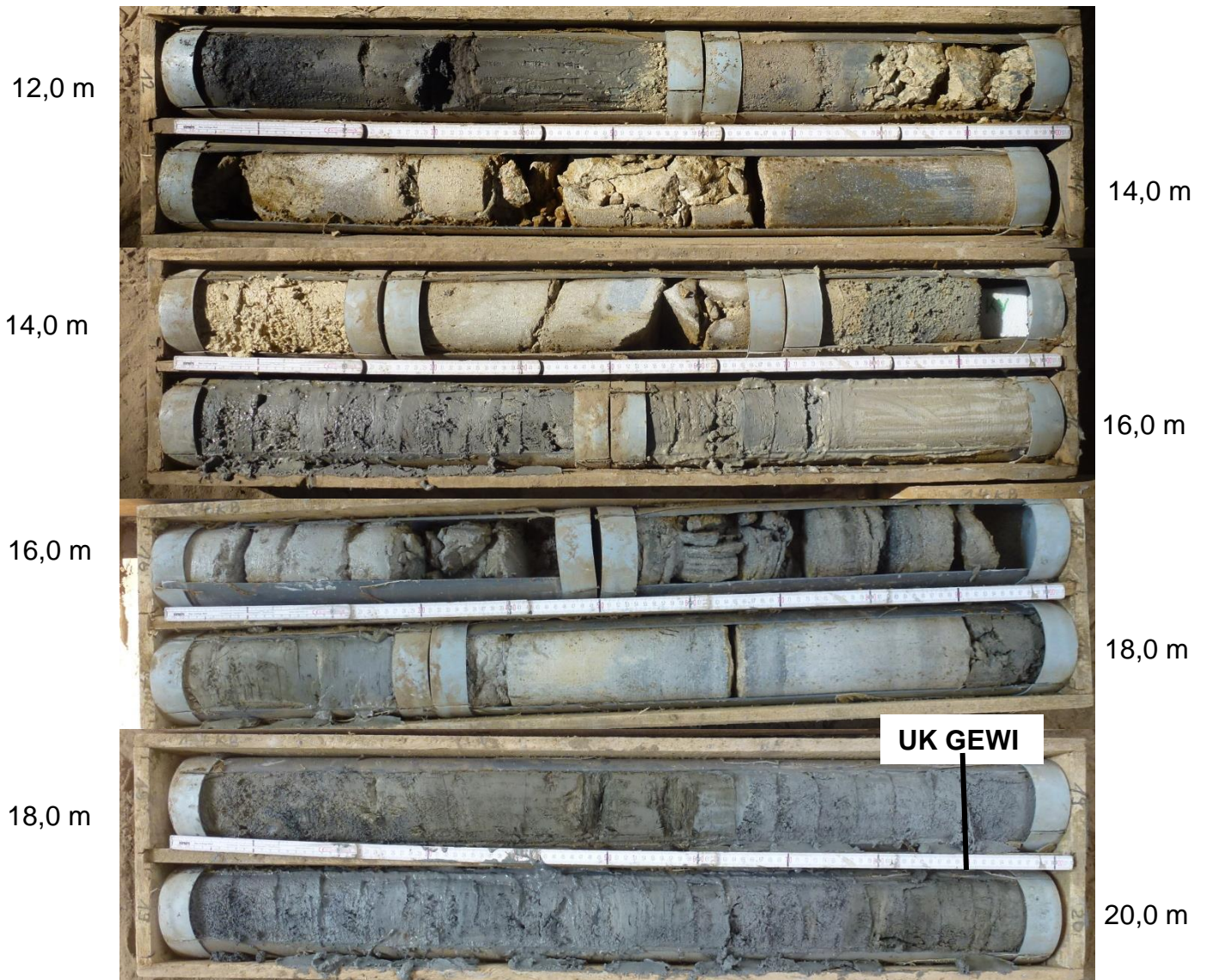
Bohrkernfotos der BK 1.3



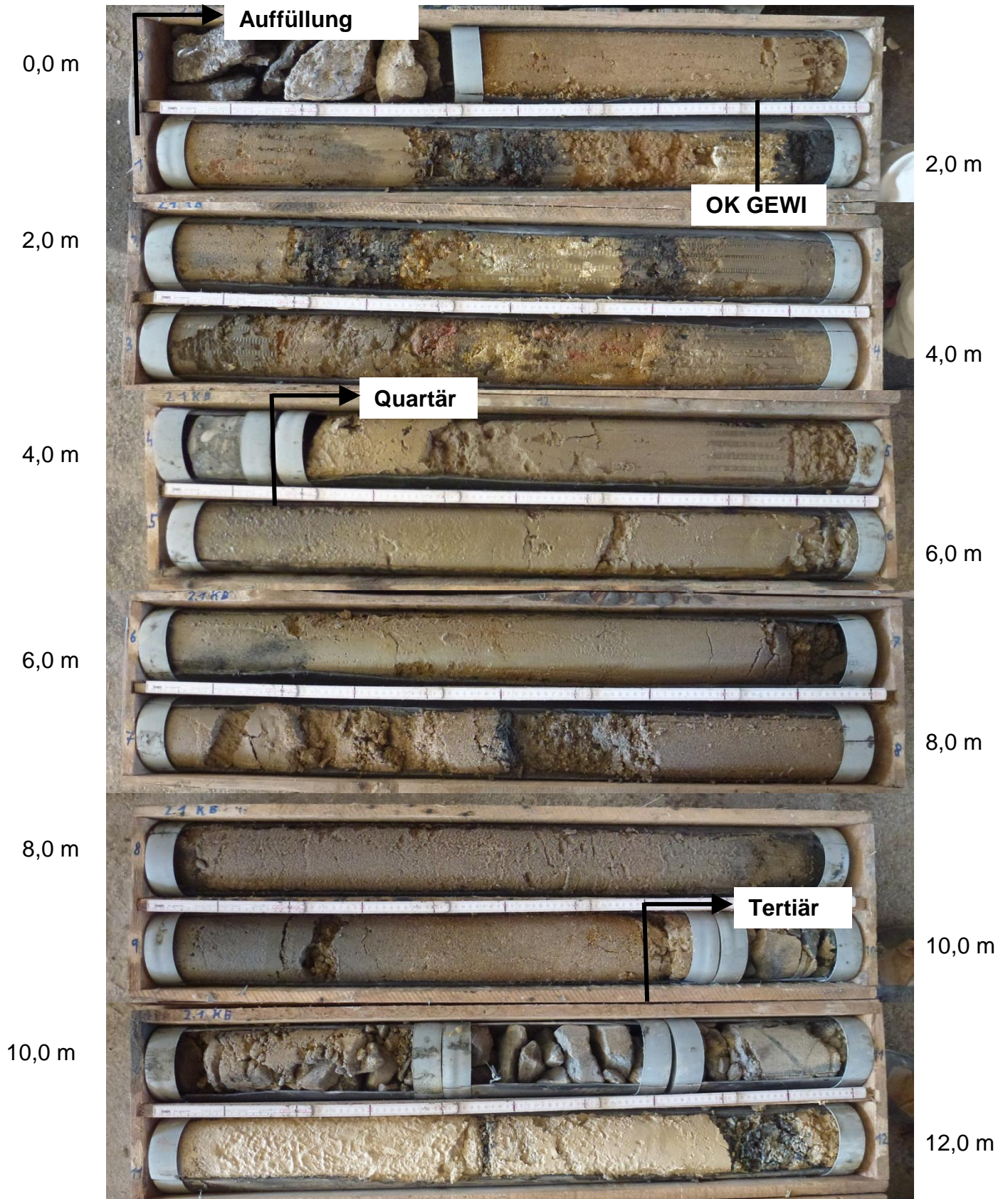
Bohrkernfotos der BK 1.3



Bohrkernfotos der BK 1.4



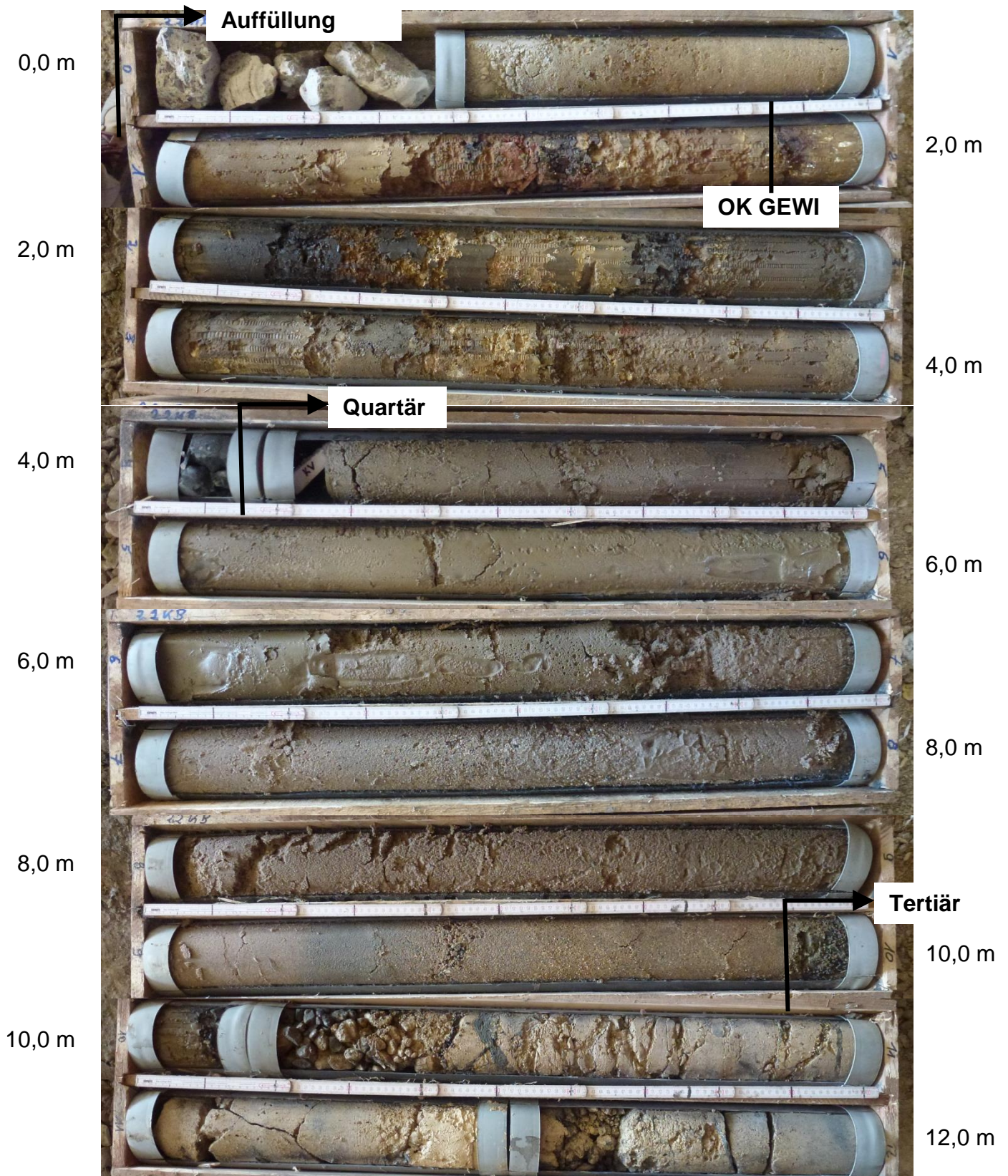
Bohrkernfotos der BK 1.4



Bohrkernfotos der BK 2.1



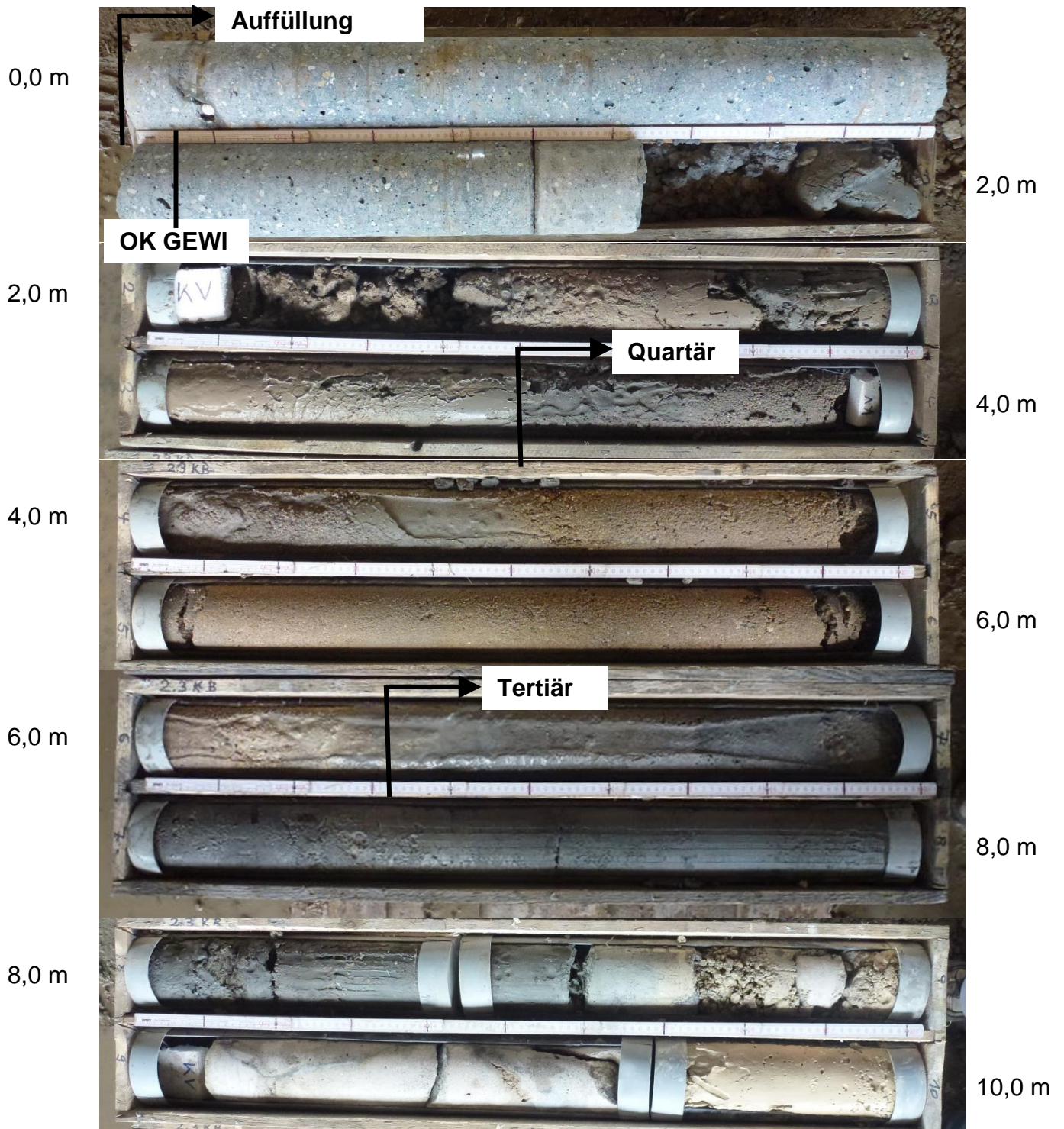
Bohrkernfotos der BK 2.1



Bohrkernfotos der BK 2.2



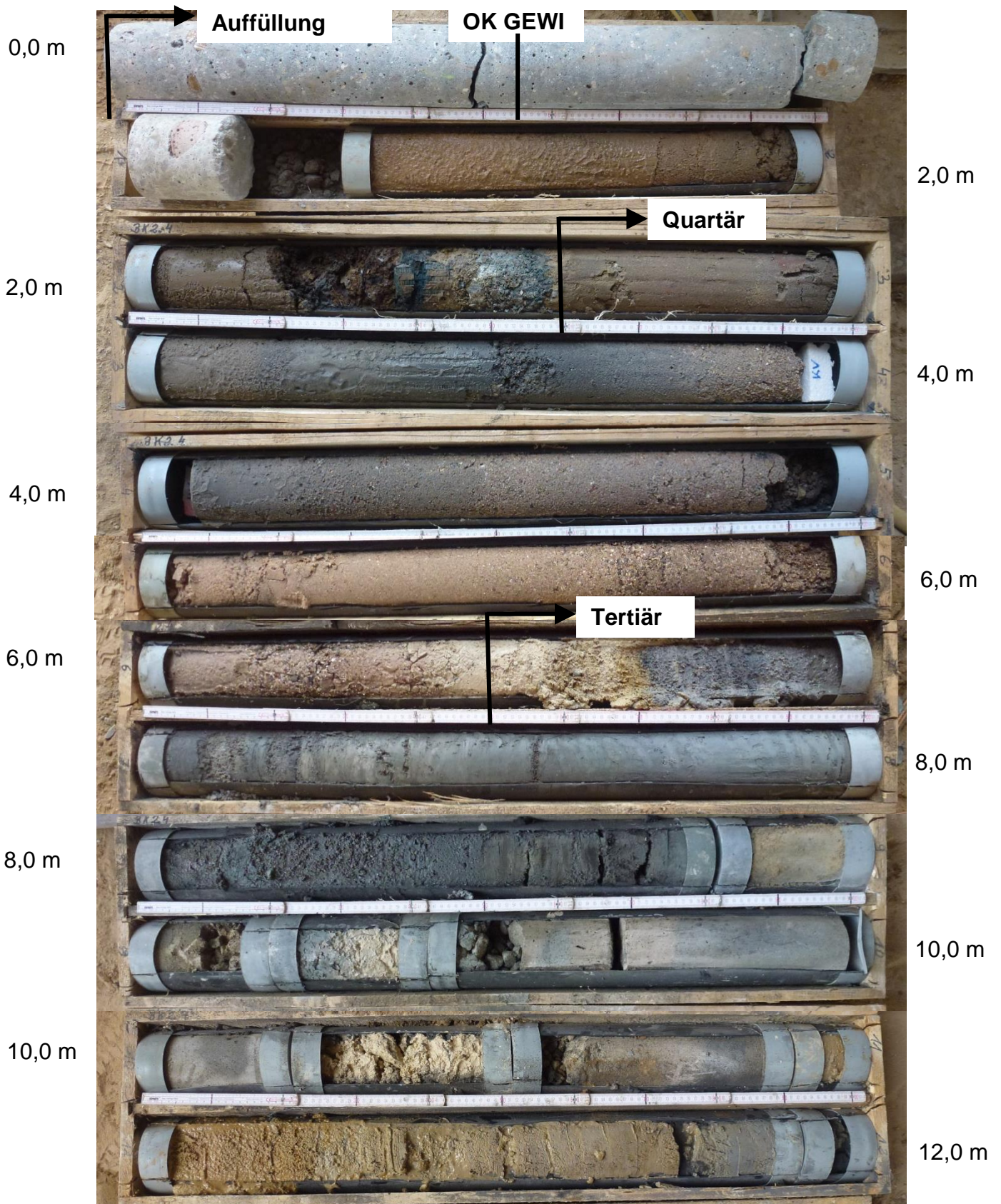
Bohrkernfotos der BK 2.2



Bohrkernfotos der BK 2.3



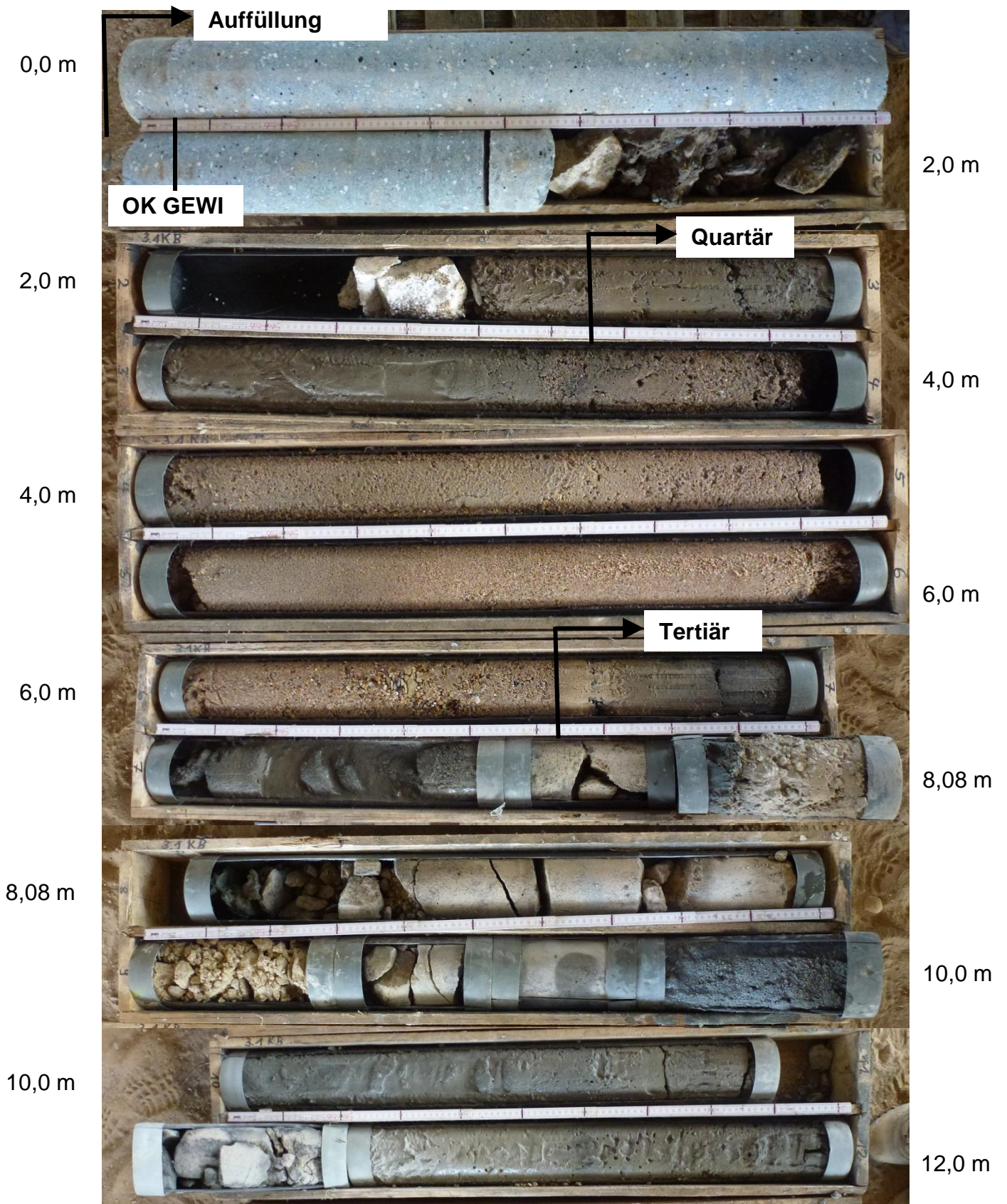
Bohrkernfotos der BK 2.3



Bohrkernfotos der BK 2.4



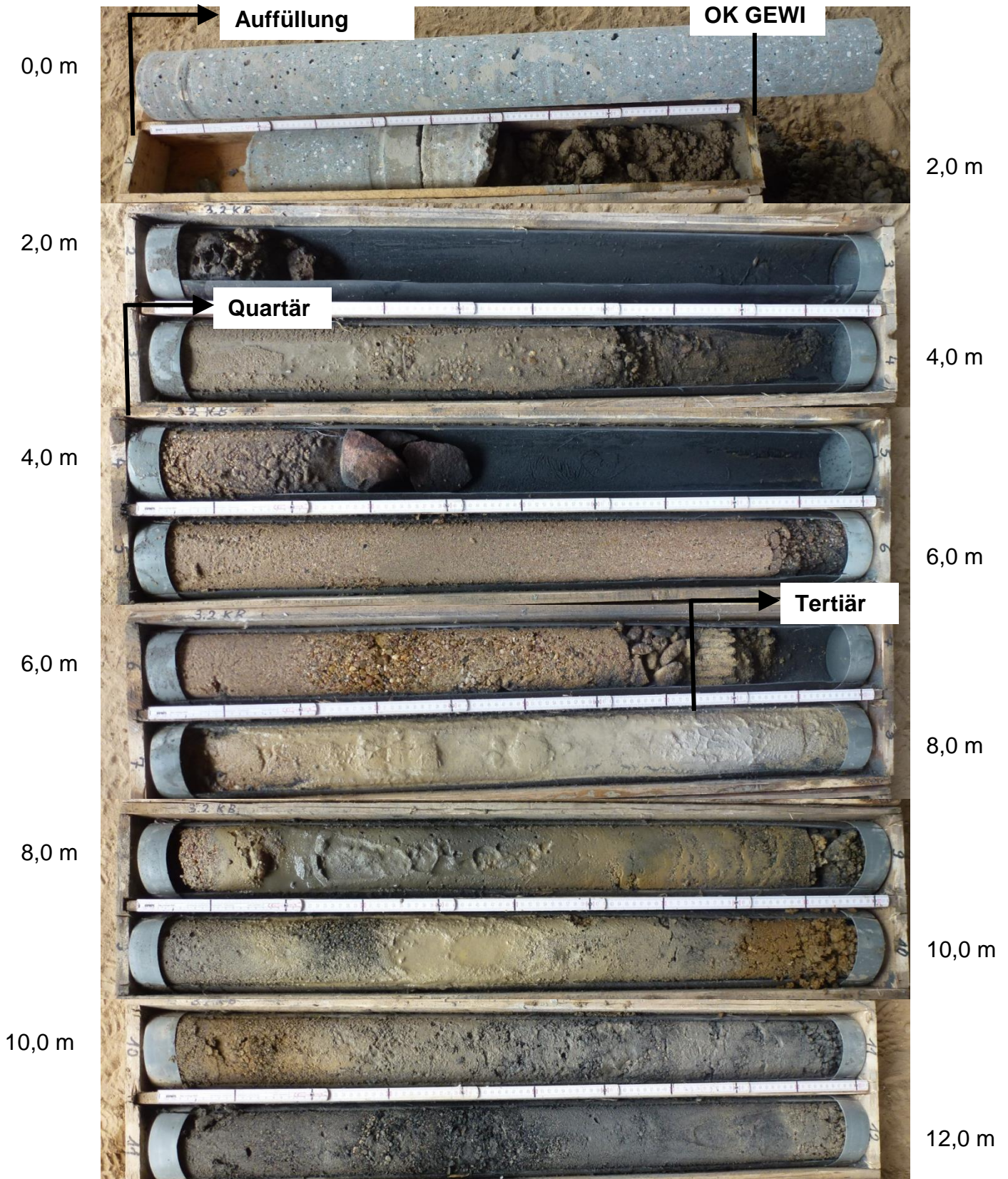
Bohrkernfotos der BK 2.4



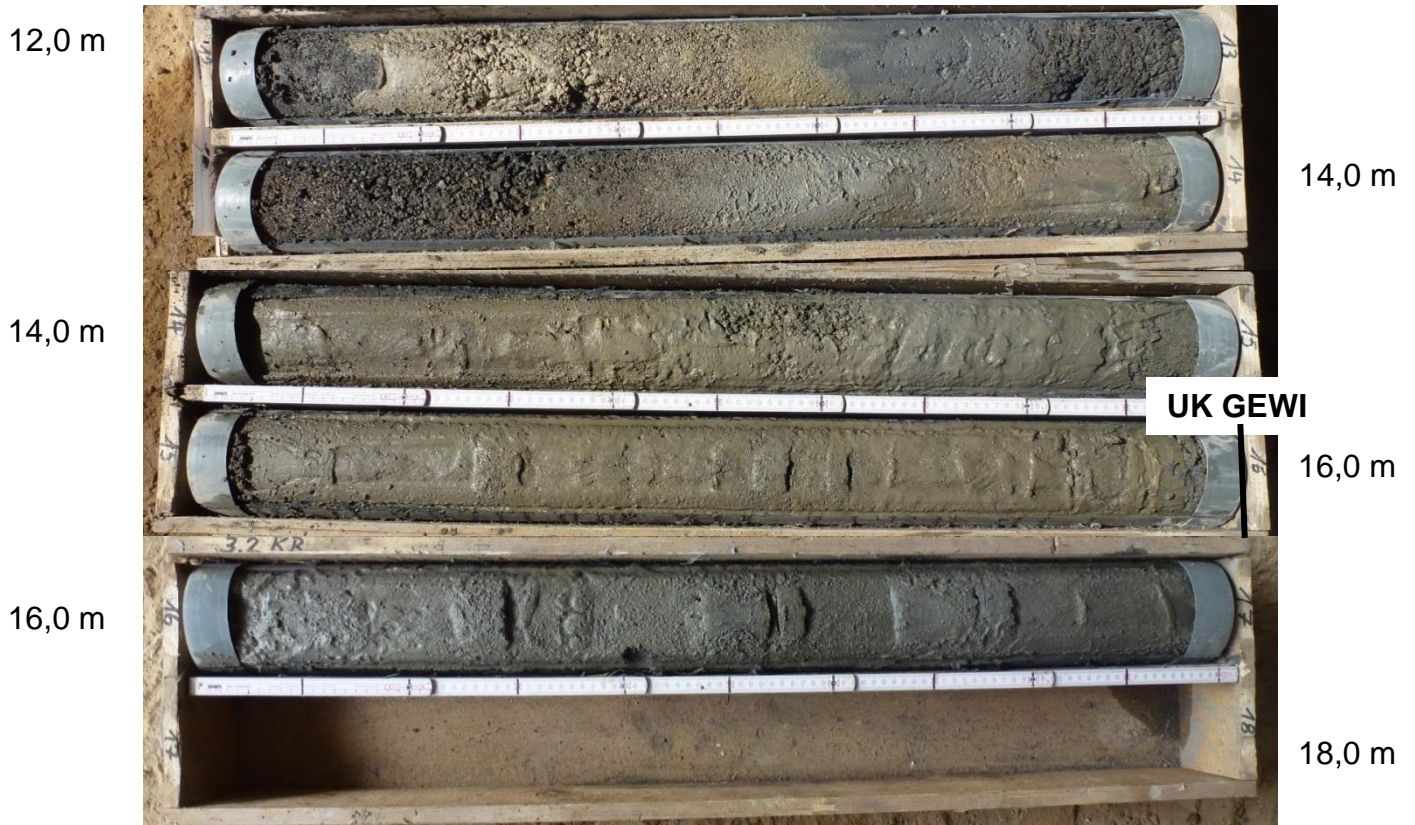
Bohrkernfotos der BK 3.1



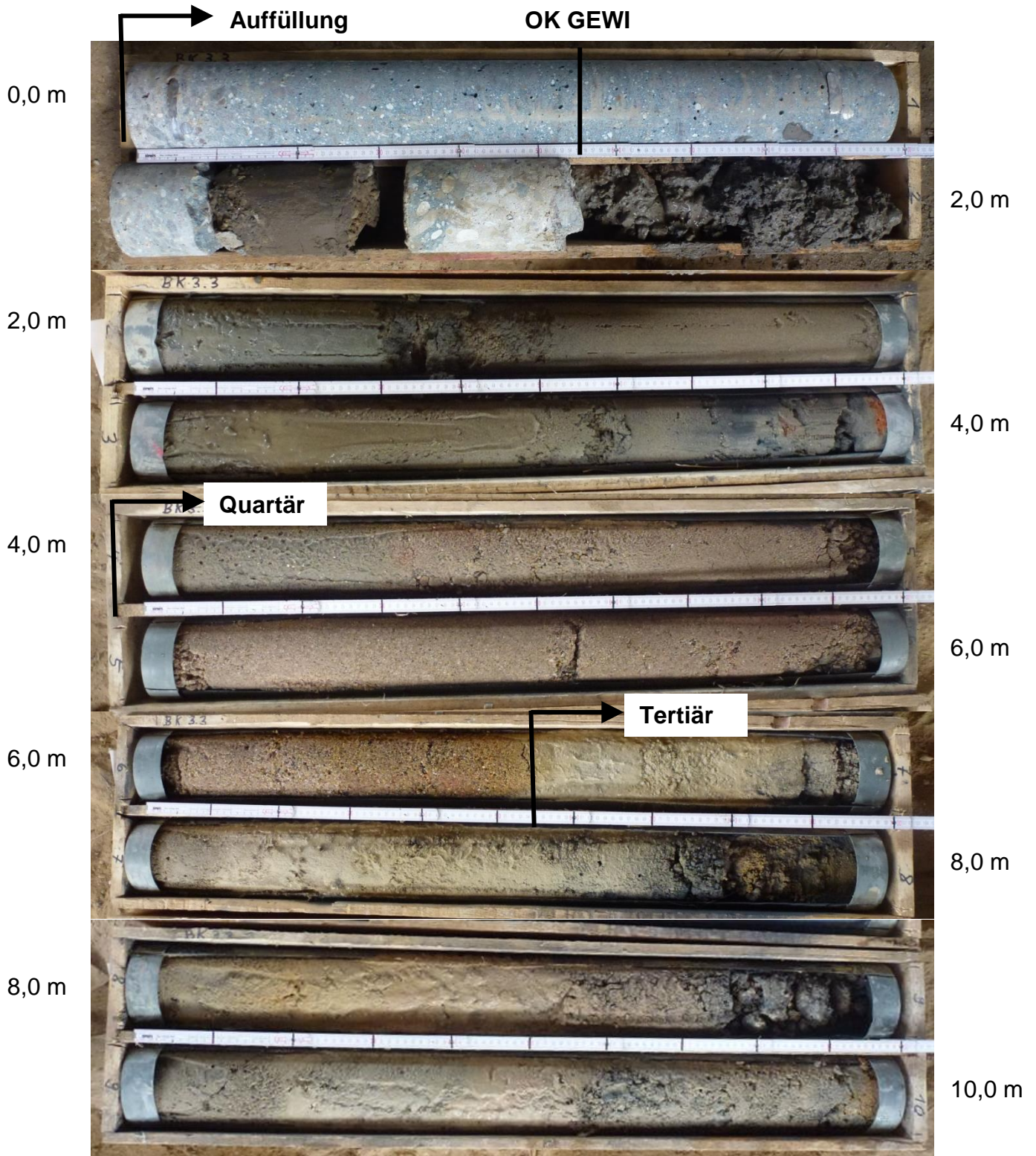
Bohrkernfotos der BK 3.1



Bohrkernfotos der BK3.2



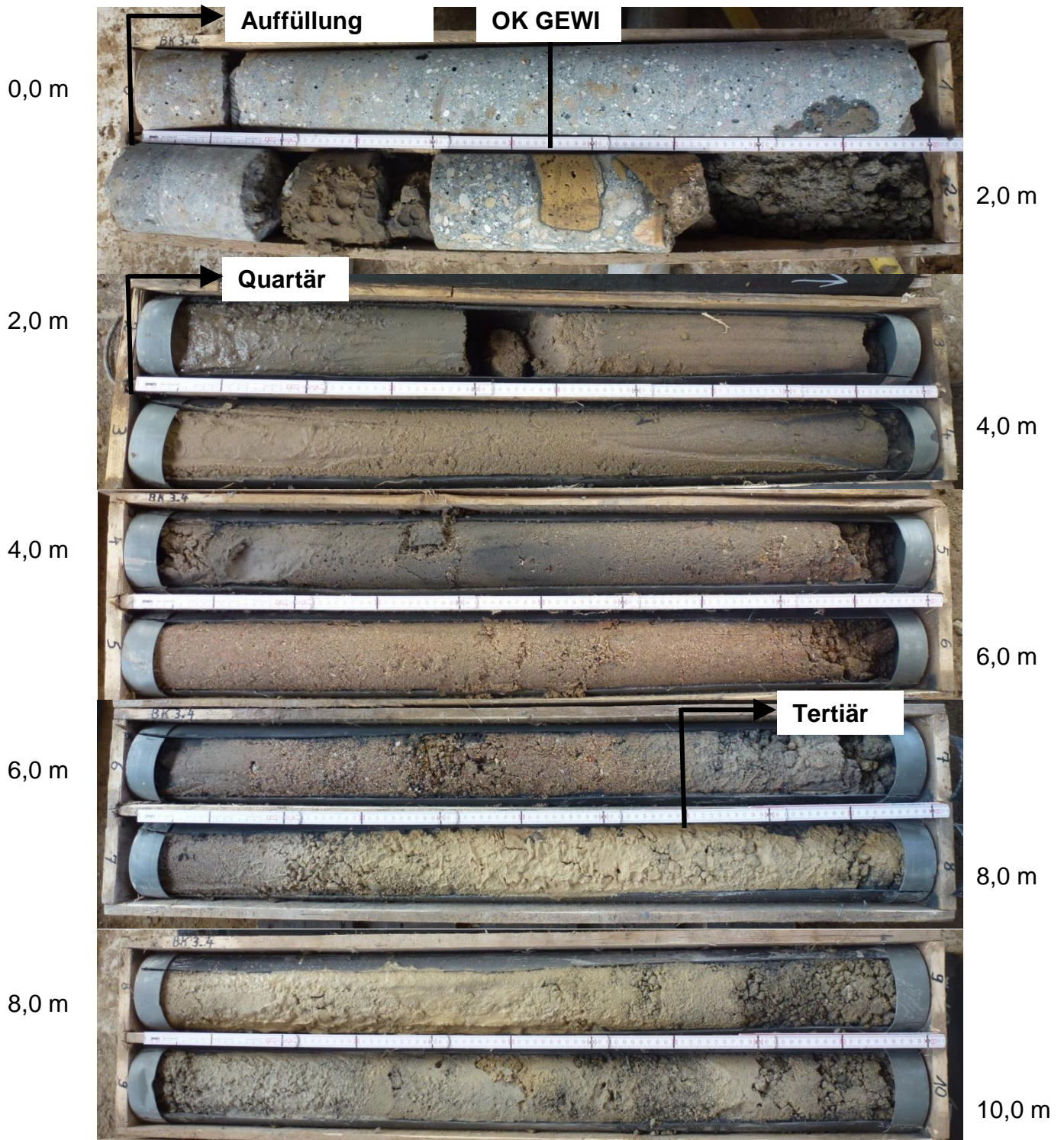
Bohrkernfotos der BK3.2



Bohrkernfotos der BK3.3



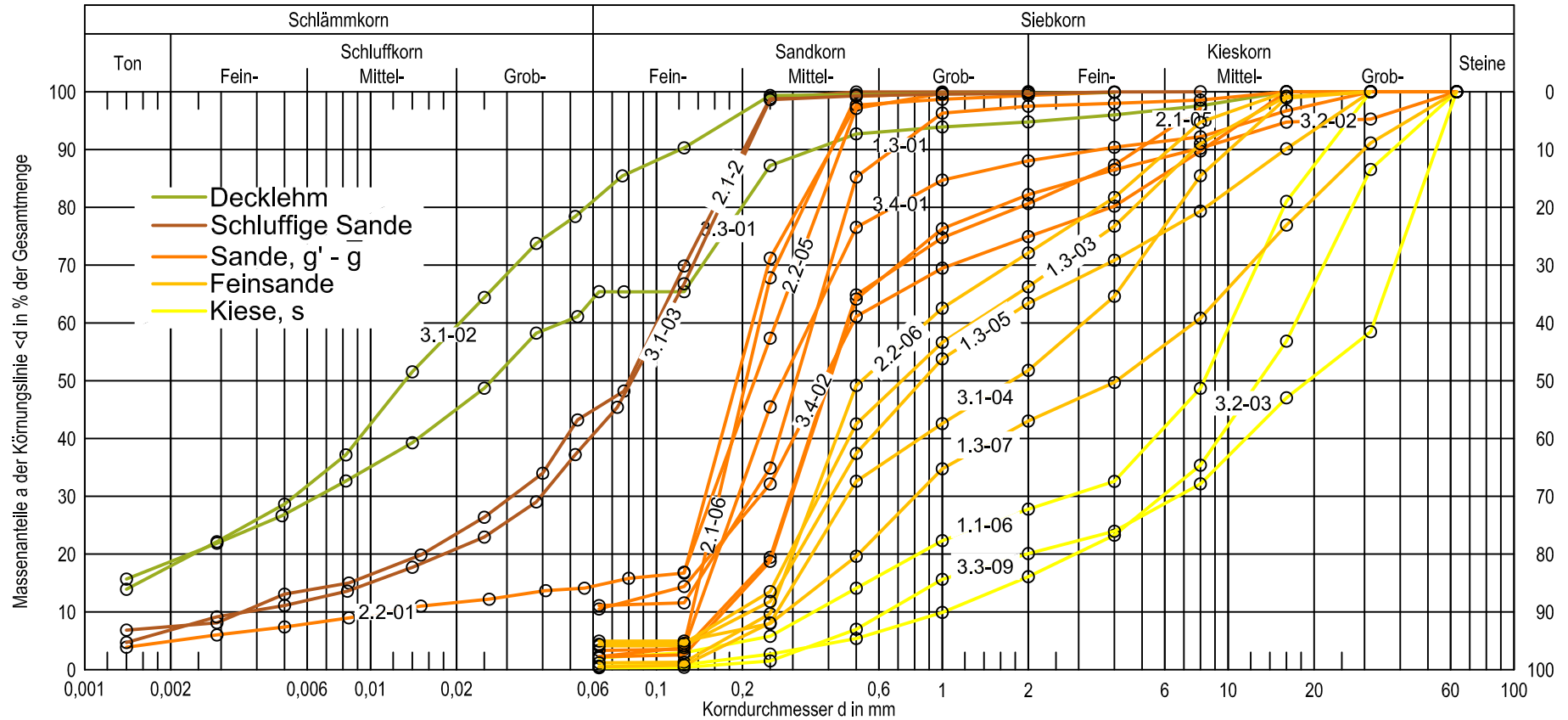
Bohrkernfotos der BK3.3



Bohrkernfotos der BK3.4

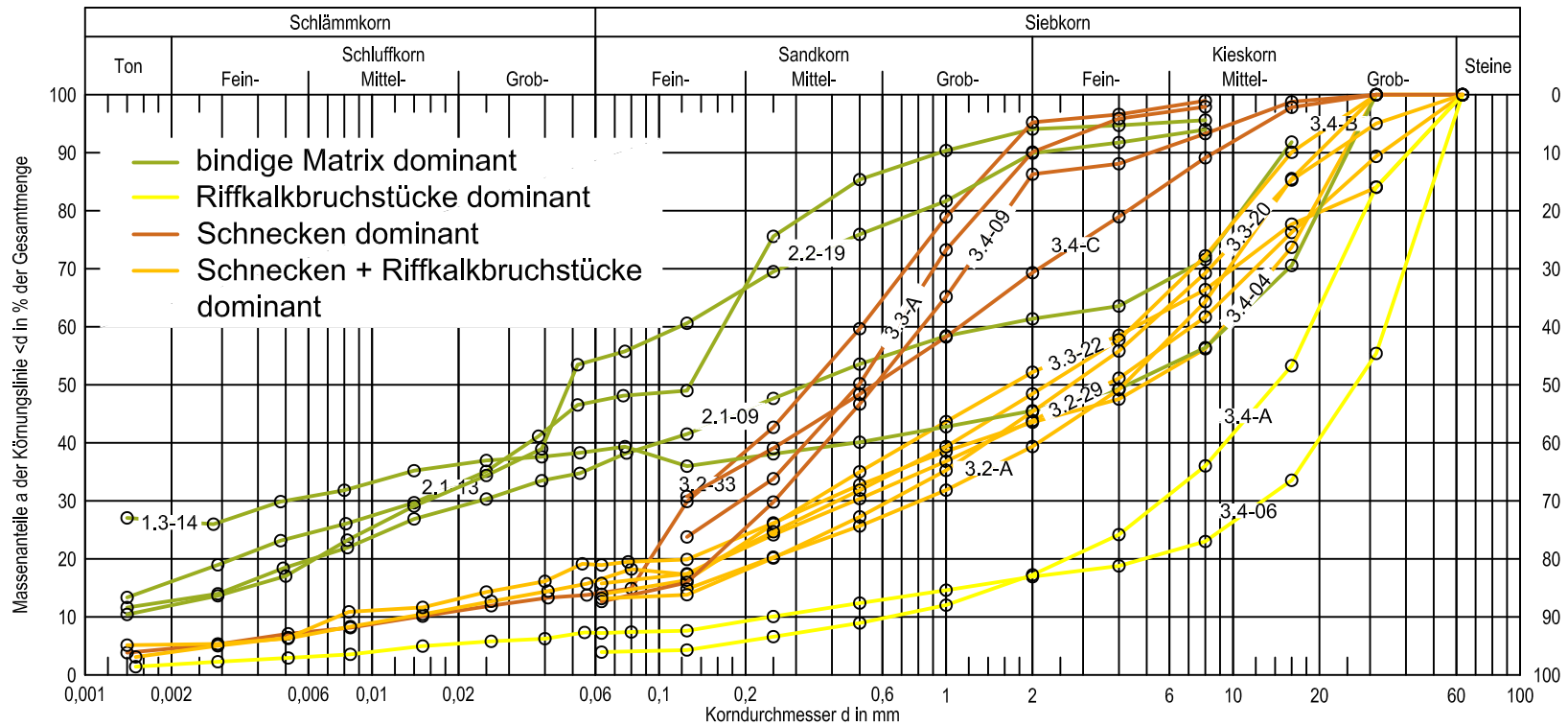


Bohrkernfotos der BK3.4



Kurve Nr.	1.1-06	1.3-01	1.3-03	1.3-05	1.3-07	2.1-02	2.1-05	2.1-06	2.2-01	2.2-05
Kernbohrung	BK1.1	BK1.3	BK1.3	BK1.3	BK1.3	BK2.1	BK2.1	BK2.1	BK2.2	BK2.2
Teufe	10,60-10,70	7,30-7,40	9,60-9,80	10,00-10,45	10,45-11,00	5,40-5,50	8,10-8,20	8,80-8,90	4,50-4,60	6,40-6,50
Kurve Nr.	2.2-06	3.1-02	BK3.1-03	3.1-04	3.2-02	3.2-03	3.3-01	3.3-9	3.4-01	3.4-02
Kernbohrung	BK2.2	BK3.1	BK3.1	BK3.1	BK3.2	BK3.2	BK3.3	BK3.3	BK3.4	BK3.4
Teufe	7,45-7,55	2,70-2,80	3,20-3,30	4,20-4,30	5,30-5,40	6,35-6,45	10,60-10,70	6,35-6,45	2,65-2,97	4,15-4,25

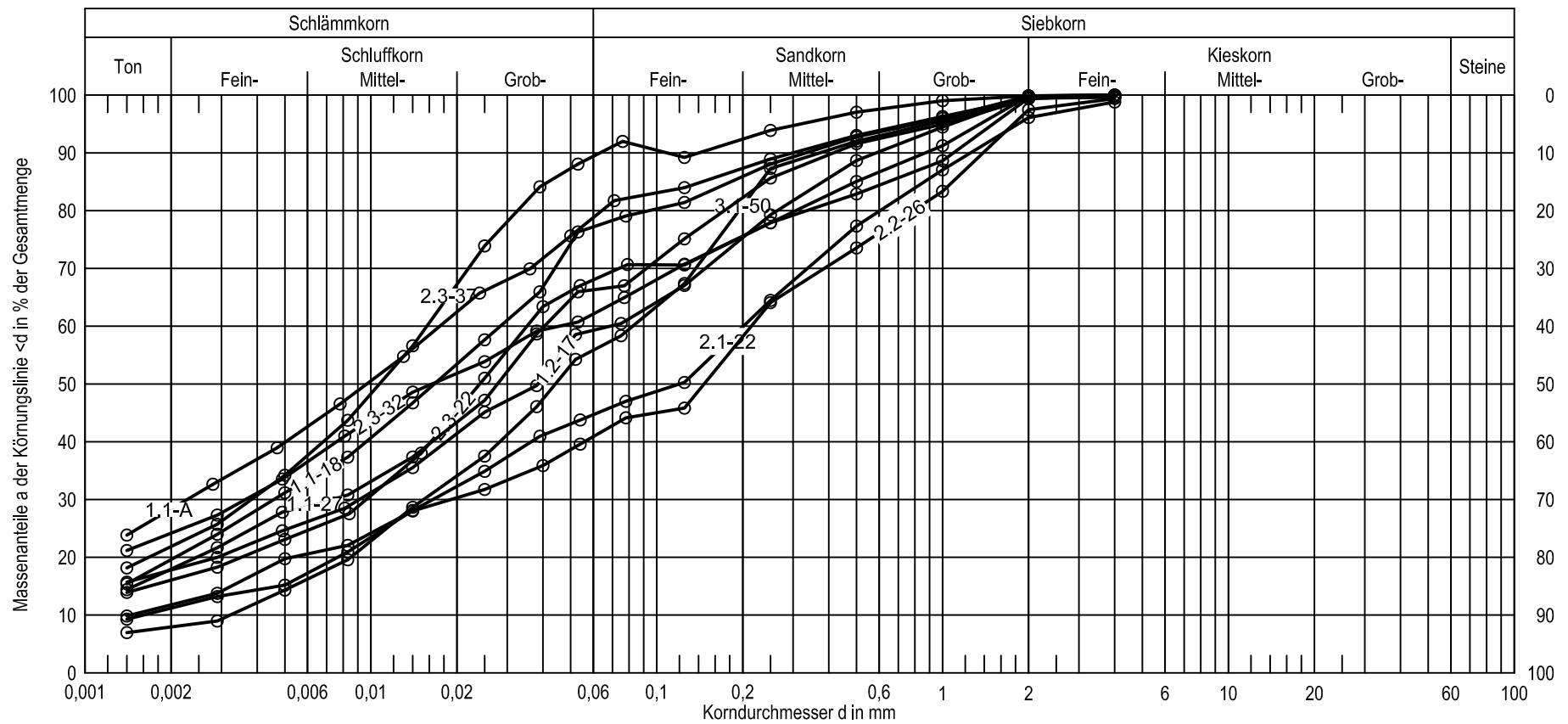
Quartär, Körnungslinien



Kurve Nr.	1.3-14	2.1-9	2.1-13	2.2-19	3.2-29	3.2-33	3.3-20	3.3-22	3.4-04	3.4-06	3.4-09
Kernbohrung	BK1.3	BK2.1	BK2.1	BK2.2	BK3.2	BK3.2	BK3.3	BK3.3	BK3.4	BK3.4	BK3.4
Teufe	13,88-13,98	11,60-11,70	13,30-13,40	14,32-14,40	12,70-12,80	13,66-14,30	10,40-10,50	12,30-12,40	6,85-6,95	7,60-7,70	9,45-9,50

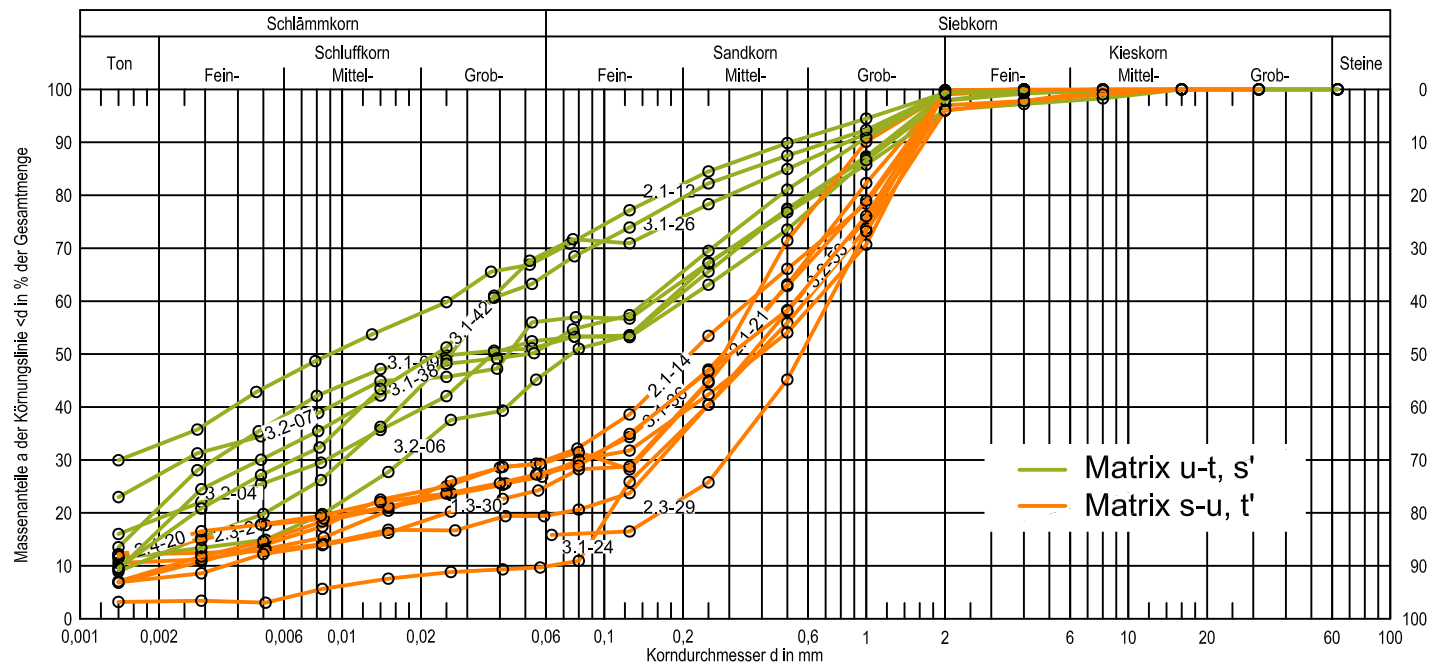
Kurve Nr.	3.2-A	3.3-A	B3.4-A	BK3.4-B	3.4-C
Kernbohrung	BK3.2	BK3.3	BK3.4	BK3.4	BK3.4
Teufe	Mischprobe 12,35-13,20 u.a.	Mischprobe 6,61-7,70 u.a.	Mischprobe 8,85-8,90 u.a.	Mischprobe 9,10-9,20 u.a.	Mischprobe 10,40-10,48 u.a.

Tertiär, Riffkalkbruchstücke und Schnecken in sandiger/schluffiger/toniger Matrix, Körnungslinien



Kurve Nr.	1.1-27	1.1-18	1.1-A	1.2-17	2.1-22	2.2-26	2.3-22	2.3-32	2.3-37	3.1-50
Kernbohrung	BK1.1	BK1.1	BK1.1	BK1.2	BK2.1	BK2.2	BK2.3	BK2.3	BK2.3	BK3.1
Teufe	19,10-19,20	16,20-16,30	Mischprobe 15,00-15,10 u.a.	14,80-14,90	17,30-17,40	16,60-16,70	11,10-11,20	14,74-14,84	15,66-15,76	16,80-16,90

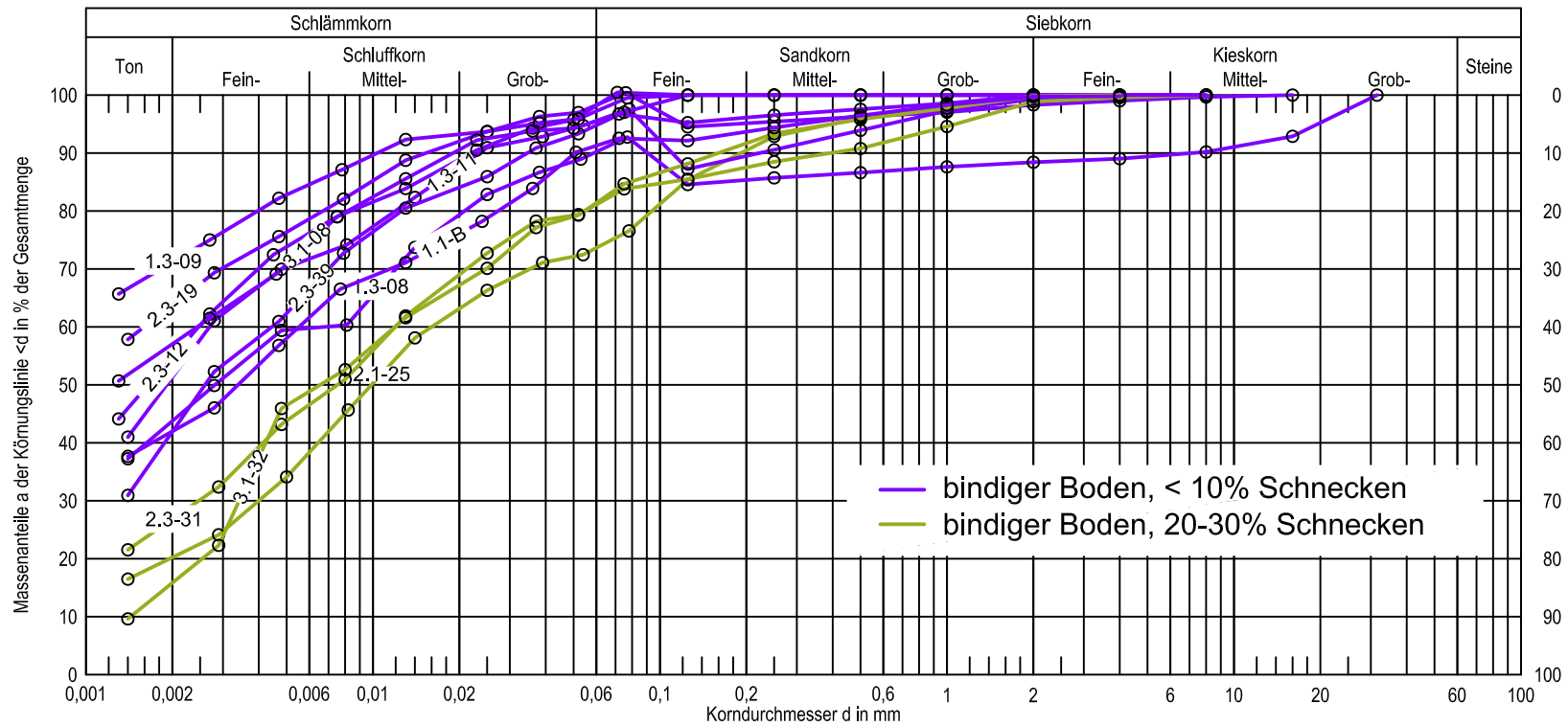
**Tertiär, enge Wechselfolge von S-, U-, T-Lagen und Schnecken
sowie teilweise organischen Lagen, Körnungslinien**



Kurve Nr.	1.3-30	2.1-12	2.1-14	2.1-21	2.3-21	2.3-29	2.4-20	3.1-09	3.1-24
Kernbohrung	BK1.3	BK2.1	BK2.1	BK2.1	BK2.3	BK2.3	BK2.4	BK3.1	BK3.1
Teufe	19,60-19,70	12,80-12,90	13,80-13,90	17,05-17,15	10,70-10,80	13,92-14,10	10,95-11,00	7,03-7,10	9,90-10,00

Kurve Nr.	3.1-26	3.1-36	3.1-38	3.1-42	3.2-04	3.2-06	3.2-07	3.2-53
Kernbohrung	BK3.1	BK3.1	BK3.1	BK3.1	BK3.2	BK3.2	BK3.2	BK3.2
Teufe	10,34-10,40	13,30-13,40	13,90-14,00	14,60-14,70	6,75-6,90	7,40-7,50	7,70-7,80	16,85-16,95

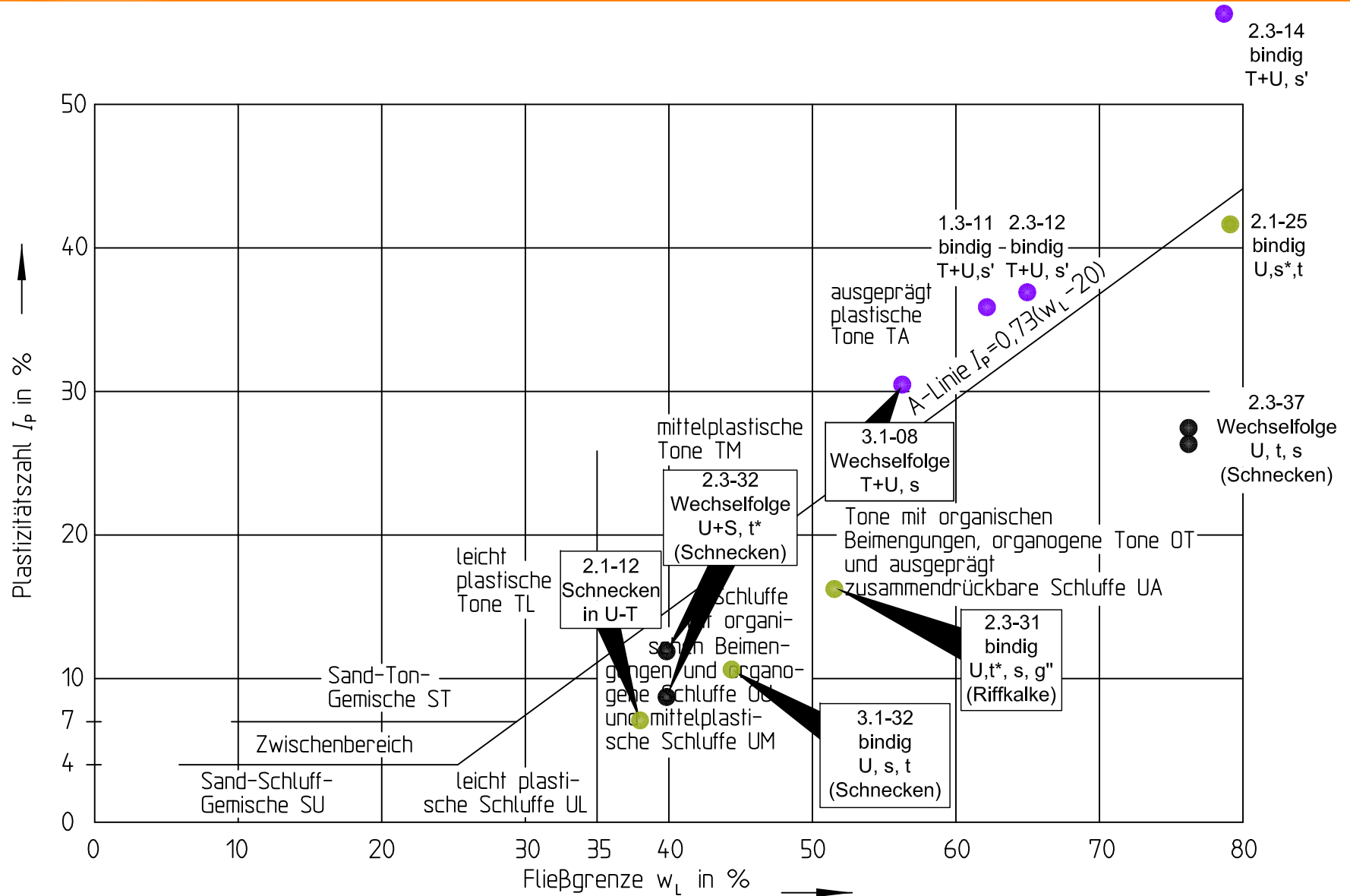
Tertiär, Schnecken in sandiger/schluffiger/toniger Matrix, Körnungslinien



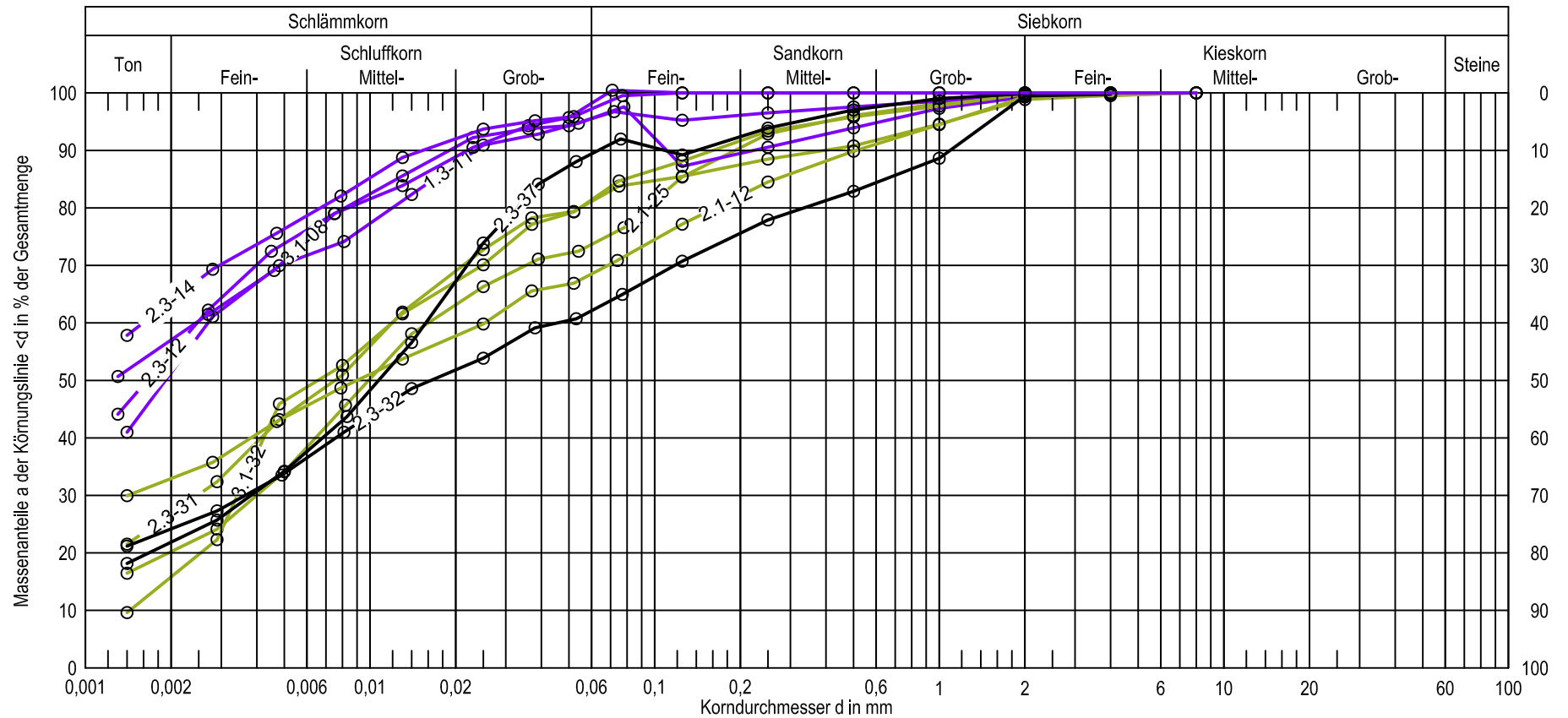
Kurve Nr.	1.1-B	2.1-25	1.3-08	1.3-09	1.3-11	2.3-12	2.3-19
Kernbohrung	BK1.1	BK2.1	BK1.3	BK1.3	BK1.3	BK2.3	BK2.3
Teufe	Mischprobe 11,94-12,00 u.a.	18,95-19,00	11,42-11,52	11,77-11,88	12,35-12,45	7,30-7,50	7,70-7,90

Kurve Nr.	2.3-31	2.3-39	3.1-08	3.1-32
Kernbohrung	BK2.3	BK2.3	BK3.1	BK3.1
Teufe	14,35-14,40	16,05-16,14	6,85-6,96	12,30-12,40

Teritär, bindige Böden, Körnungslinien



Plastizitätsdiagramm nach Casagrande

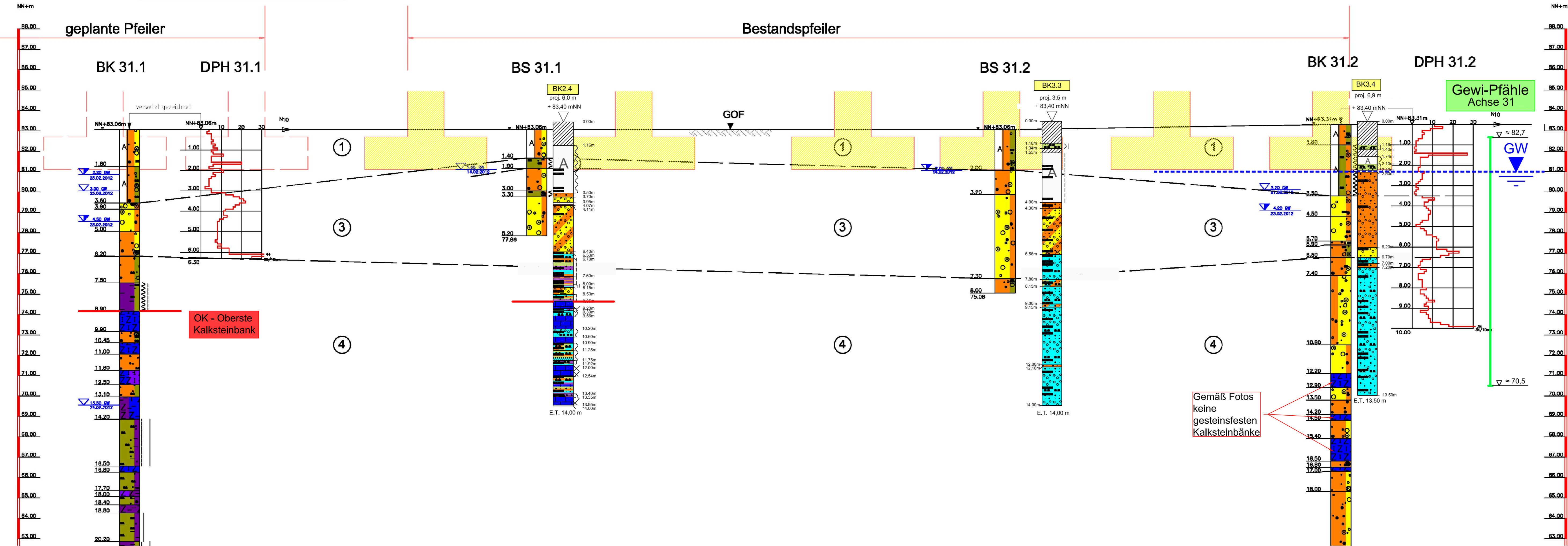


Körnungslinien der im Plastizitätsdiagramm nach Casagrande dargestellten Proben (Anl. 4.47)

Labor Nr.	Bohrung Nr.	Tiefe	Bodenart	natürlicher Wassergehalt w_n	Konsistenzgrenzen			I_c
					Wassergehalt an der		Plastizitätszahl I_p	
					Fließgrenze w_L	Ausrollgrenze w_P		
[-]	[-]	[m]	[-]	[%]	[%]	[%]	[%]	[-]
1.3-11	BK1.3	12,35-12,45	bindig, T+U, s'	34,37	62,16	26,29	35,87	0,78
2.1-12	BK2.1	12,80-12,90	Schnecken in U-T	46,75	37,99	30,9	7,09	< 0
2.1-25	BK2.1	18,95-19,00	bindig, U, s, t	57,93	79,11	37,47	41,64	0,51
2.3-12	BK2.3	7,30-7,50	bindig, T+U, s'	38,86	64,97	28,06	36,91	0,71
2.3-14	BK2.3	7,70-7,90	bindig, T+U, s'	32,51	78,68	22,37	56,31	0,82
2.3-31	BK2.3	14,35-14,40	bindig, U, t*, s, g''	60,07	51,53	35,29	16,24	< 0
2.3-32	BK2.3	14,74-14,84	Wechselfolge U+S, t*	59,42	39,84	31,12	8,72	< 0
2.3-32	BK2.3	14,74-14,84	Wechselfolge U, fS, t*	59,42	39,84	27,93	11,90	< 0
2.3-37	BK2.3	15,66-15,76	Wechselfolge U, t, s	64,07	76,21	48,75	27,46	0,44
2.3-37	BK2.3	15,66-15,76	Wechselfolge U, t, s	64,07	76,21	49,87	26,34	0,46
3.1-08	BK3.1	6,85-6,95	Wechselfolge T+U, s	27,30	56,26	25,78	30,48	0,95
3.1-32	BK3.1	12,30-12,40	bindig, U, s, t	46,07	44,37	33,74	10,63	< 0

Daten der im Plastizitätsdiagramm nach Casagrande dargestellten Proben (Anl. 4.47)

Querschnitt in Achse 31



ZEICHNERKLÄRUNG (s. DIN 4023)

ausgewählte	A	mit	Y	mit	Z
Auffüllung	mit	Blöcken	Y	mit	Z
Blöcke	mit	Blöcken	Y	mit	Z
Durchbohrungen	mit	Blöcken	Y	mit	Z
Lehm	mit	Blöcken	Y	mit	Z
Mergel	mit	Blöcken	Y	mit	Z
Stein	mit	Blöcken	Y	mit	Z
Masse	mit	Blöcken	Y	mit	Z
Sand	mit	Blöcken	Y	mit	Z
Schluff	mit	Blöcken	Y	mit	Z
Steine	mit	Blöcken	Y	mit	Z
Ton	mit	Blöcken	Y	mit	Z
Tuff	mit	Blöcken	Y	mit	Z

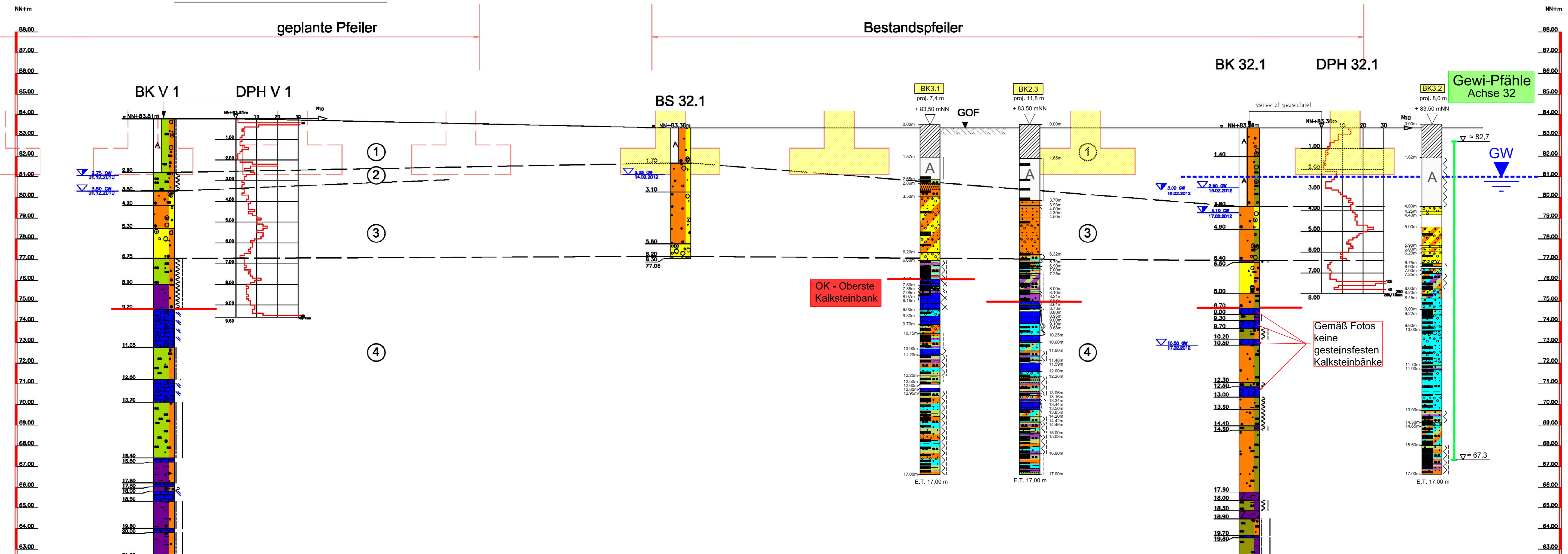
Legende für Bohrungen
BK 2.4, 3.3, 3.4
Siehe Anlage 4.18

- Schicht ① = Auffüllungen
- Schicht ② = Quartäre Sande und Schluffe
- Schicht ③ = Quartäre Sande und Kiese
- Schicht ④ = Hydrobiene - Schichten (Tertiär)
überwiegend Tone und Schluffe,
untergeordnet Sand und Kalksteine,
örtlich Algengriffe

		Prof. Dr.-Ing. W. Wittke Beratende Ingenieure für Grundbau und Felsbau GmbH		Datum: 09/2015 Bearbeiter: BWI	
Worldwide Engineering		Rheinbrücke Schierstein Schadensgutachten 2015-WBI-15LBM10-003-00		Datum: 09/2015 Bearbeiter: BWI	
Landesbetrieb Mobilität Worms Projektbüro Malzer Ring		Datum: 09/2015 Bearbeiter: CWI		Datum: 09/2015 Bearbeiter: BWI	
Erkundungsergebnisse Achse 31 gemäß [2.2] ergänzt um neue Bohrungen				Plan-Nr.: 4.50	

Gemäß Fotos
keine
gesteinsfesten
Kalksteinbänke

Querschnitt in Achse 32



ZEICHENERKLÄRUNG (s. DIN 4023)

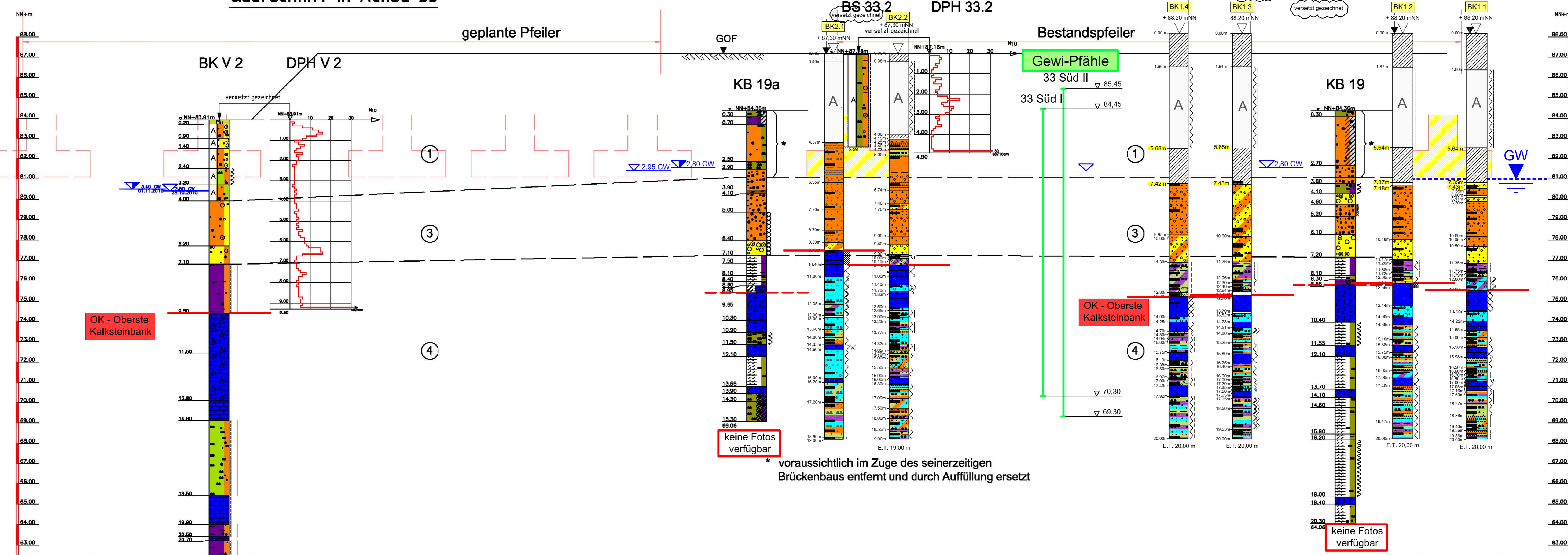
BOHRENWERT	A	Y	Z
Auffüllung	mit Blöcken	mit fe	mit gro
Bänke	mit fe	mit gro	mit gro
Überschiebung	mit fe	mit gro	mit gro
Lehm	mit fe	mit gro	mit gro
Mergel	mit fe	mit gro	mit gro
Kies	mit fe	mit gro	mit gro
Mulde	mit fe	mit gro	mit gro
Sand	mit fe	mit gro	mit gro
Schluff	mit fe	mit gro	mit gro
Stein	mit fe	mit gro	mit gro
Ton	mit fe	mit gro	mit gro
Tuff	mit fe	mit gro	mit gro

Legende für Bohrungen
BK 2.3, 3.1, 3.2
Siehe Anlage 4.18

- Schicht ① = Auffüllungen
- Schicht ② = Quartäre Sande und Schluffe
- Schicht ③ = Quartäre Sande und Kiese
- Schicht ④ = Hydrobien - Schichten (Tertiär)
überwiegend Tone und Schluffe,
untergeordnet Sand und Kalksteine,
örtlich Allgeniffe

WBI Prof. Dr.-Ing. W. Wittke Beratende Ingenieure für Grundbau und Felsbau GmbH Worldwide Engineering		Datum: 09/2015 Bearbeiter: BWI
Rheinbrücke Schierstein Schadensgutachten 2015-WBI-15LBM10-003-00		Datum: 09/2015 Bearbeiter: CWI
Maßstab: 1:100 Landesbetrieb Mobilität Worms Projektbüro Malzer Ring	Datum: 09/2015 Bearbeiter: BWI	
Erkundungsergebnisse Achse 32 gemäß [2.2] ergänzt um neue Bohrungen		Plan-Nr.: 4.51

Querschnitt in Achse 33



ZEICHENERKLÄRUNG (s. DIN 4023)

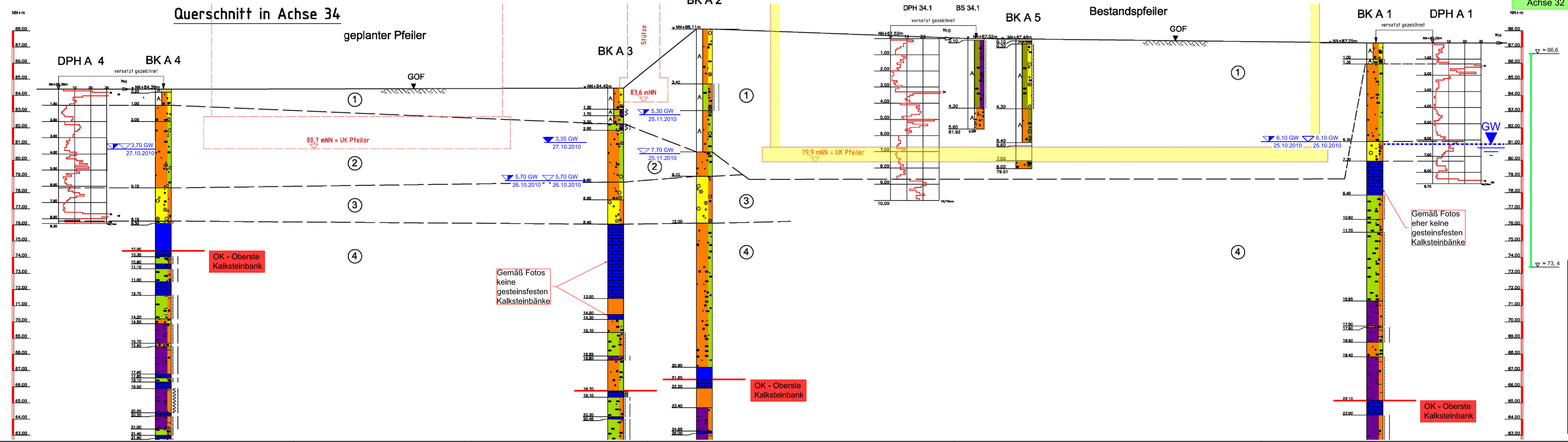
Abkürzung	mit Bildchen	A	Klassen	Z
Auffüllung	mit Bildchen	A	Füllkörper	Z
Böschung	mit Bildchen	B	Füllkörper	Z
Deckenschotter	mit Bildchen	C	Füllkörper	Z
Sand	mit Bildchen	D	Füllkörper	Z
Lehm	mit Bildchen	E	Füllkörper	Z
Mergel	mit Bildchen	F	Füllkörper	Z
Kies	mit Bildchen	G	Füllkörper	Z
Mulde	mit Bildchen	H	Füllkörper	Z
Sand	mit Bildchen	I	Füllkörper	Z
Schluff	mit Bildchen	J	Füllkörper	Z
Tone	mit Bildchen	K	Füllkörper	Z
Tuff	mit Bildchen	L	Füllkörper	Z

Legende für Bohrungen
 BK 2.1, 2.2, sowie 1.1 - 1.4
 Siehe Anlage 4.18

- Schicht ① = Auffüllungen
- Schicht ② = Quartäre Sande und Schluffe
- Schicht ③ = Quartäre Sande und Kiese
- Schicht ④ = Hydrobren - Schichten (Tertiär) überwiegend Tone und Schluffe, untergeordnet Sand und Kalksteine, örtlich Aigenriffe

WBI Prof. Dr.-Ing. W. Wittke Beratende Ingenieure für Grundbau und Felsbau GmbH Worldwide Engineering		Datum	Bearbeiter	
		beinh.	09/2015	BW1
Rheinbrücke Schierstein Schadensgutachten 2015-WBI-15LBM10-003-00		gepr.	09/2015	CZe
		gepr.	09/2015	BW1
Masstab: 1:100 M.G.H. 1:100	Landesbetrieb Mobilität Worms Projektbüro Malzer Ring		Datum	Bearbeiter
	Erkundungsergebnisse Achse 33 gemäß [2.2] ergänzt um neue Bohrungen		gepr.	
			gepr.	
			Plan-Nr.	4.52

Querschnitt in Achse 34



ZEICHENERKLÄRUNG (s. DIN 4023)

Abkürzung	Bezeichnung	Farbe	Struktur
A	Auflage
B	Bauwerk
C
D
E
F
G
H
I
J
K
L
M
N
O
P
Q
R
S
T
U
V
W
X
Y
Z

- Schicht ① = Auffüllungen
- Schicht ② = Quartäre Sande und Schluffe
- Schicht ③ = Quartäre Sande und Kiese
- Schicht ④ = Hydrobion - Schichten (Tertiär) überwiegend Tone und Schluffe, untergeordnet Sand und Kalksteine, Gröblich Alginituffe

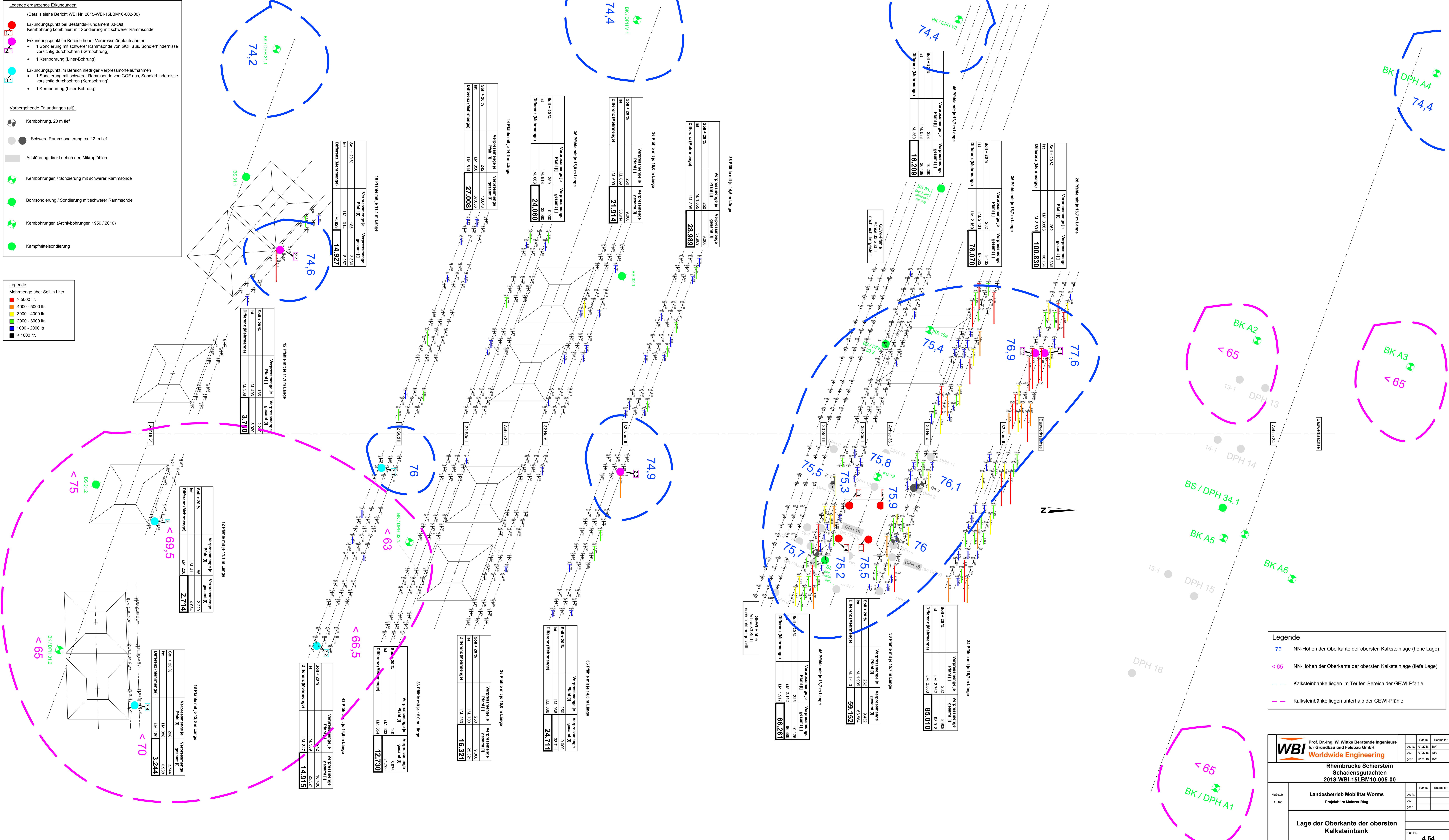
WBI Prof. Dr.-Ing. W. Witke Beratende Ingenieure für Grundbau und Felsbau GmbH
Worldwide Engineering

Rheinbrücke Schierstein
 Schadensgutachten
 2015-WBI-15LBM10-003-00

Mitglied:	Landesbetrieb Mobilität Worms	Datum:		Bearbeiter:	
M:StA: 1:100	Projektbüro Malnzer Ring	gepr.:		gepr.:	
Erkundungsergebnisse Achse 34 gemäß [2.2]		gepr.:		gepr.:	
		Plan-Nr.:	4.53		

- Legende ergänzende Erkundungen**
(Details siehe Bericht WBI Nr. 2015-WBI-15LBM10-002-00)
- 1.1 Erkundungspunkt bei Bestands-Fundament 33-Cat
Kernbohrung kombiniert mit Sondierung mit schwerer Rammsonde
 - 2.1 Erkundungspunkt im Bereich hoher Verpressmörtelaufnahmen
• 1 Sondierung mit schwerer Rammsonde von GOF aus, Sondierhindernisse vorsichtig durchbohren (Kernbohrung)
• 1 Kernbohrung (Liner-Bohrung)
 - 3.1 Erkundungspunkt im Bereich niedriger Verpressmörtelaufnahmen
• 1 Sondierung mit schwerer Rammsonde von GOF aus, Sondierhindernisse vorsichtig durchbohren (Kernbohrung)
• 1 Kernbohrung (Liner-Bohrung)
- Vorhergehende Erkundungen (alt):**
- Kernbohrung, 20 m tief
 - Schwere Rammsondierung ca. 12 m tief
 - Ausführung direkt neben den Mikropfählen
 - Kernbohrungen / Sondierung mit schwerer Rammsonde
 - Bohrsondierung / Sondierung mit schwerer Rammsonde
 - Kernbohrungen (Archivbohrungen 1959 / 2010)
 - Kampfmittelsondierung

- Legende**
Mehrmenge über Soll in Liter
- > 5000 ltr.
 - 4000 - 5000 ltr.
 - 3000 - 4000 ltr.
 - 2000 - 3000 ltr.
 - 1000 - 2000 ltr.
 - < 1000 ltr.



44 Pfehle mit je 4,5 m Länge

Soll + 20 %	Vorpressmenge je Pfahl (l)	Vorpressmenge gesamt (l)
Ht	1.0.648	10.648
Ht	1.0.691	37.665
Differenz (Mehrmenge)	1.0.644	27.008

18 Pfehle mit je 11,1 m Länge

Soll + 20 %	Vorpressmenge je Pfahl (l)	Vorpressmenge gesamt (l)
Ht	1.0.152	1.836
Ht	1.0.174	3.230
Differenz (Mehrmenge)	1.0.022	14.927

12 Pfehle mit je 11,1 m Länge

Soll + 20 %	Vorpressmenge je Pfahl (l)	Vorpressmenge gesamt (l)
Ht	1.0.493	5.920
Ht	1.0.308	3.700
Differenz (Mehrmenge)	1.0.308	3.700

12 Pfehle mit je 11,1 m Länge

Soll + 20 %	Vorpressmenge je Pfahl (l)	Vorpressmenge gesamt (l)
Ht	1.0.411	4.934
Ht	1.0.226	2.714
Differenz (Mehrmenge)	1.0.226	2.714

18 Pfehle mit je 12,0 m Länge

Soll + 20 %	Vorpressmenge je Pfahl (l)	Vorpressmenge gesamt (l)
Ht	1.0.308	3.744
Ht	1.0.180	6.988
Differenz (Mehrmenge)	1.0.180	3.244

43 Pfehle mit je 4,5 m Länge

Soll + 20 %	Vorpressmenge je Pfahl (l)	Vorpressmenge gesamt (l)
Ht	1.0.462	10.485
Ht	1.0.699	29.321
Differenz (Mehrmenge)	1.0.462	14.915

38 Pfehle mit je 15,0 m Länge

Soll + 20 %	Vorpressmenge je Pfahl (l)	Vorpressmenge gesamt (l)
Ht	1.0.603	8.976
Ht	1.0.603	21.705
Differenz (Mehrmenge)	1.0.354	12.730

38 Pfehle mit je 15,0 m Länge

Soll + 20 %	Vorpressmenge je Pfahl (l)	Vorpressmenge gesamt (l)
Ht	1.0.493	6.321
Ht	1.0.493	16.321
Differenz (Mehrmenge)	1.0.493	16.321

38 Pfehle mit je 15,0 m Länge

Soll + 20 %	Vorpressmenge je Pfahl (l)	Vorpressmenge gesamt (l)
Ht	1.0.568	9.000
Ht	1.0.568	33.771
Differenz (Mehrmenge)	1.0.568	24.771

38 Pfehle mit je 15,0 m Länge

Soll + 20 %	Vorpressmenge je Pfahl (l)	Vorpressmenge gesamt (l)
Ht	1.0.603	9.000
Ht	1.0.603	30.914
Differenz (Mehrmenge)	1.0.603	21.914

38 Pfehle mit je 14,5 m Länge

Soll + 20 %	Vorpressmenge je Pfahl (l)	Vorpressmenge gesamt (l)
Ht	1.0.125	37.665
Ht	1.0.805	9.000
Differenz (Mehrmenge)	1.0.805	28.989

45 Pfehle mit je 13,7 m Länge

Soll + 20 %	Vorpressmenge je Pfahl (l)	Vorpressmenge gesamt (l)
Ht	1.0.242	10.725
Ht	1.0.197	60.388
Differenz (Mehrmenge)	1.0.197	86.281

36 Pfehle mit je 15,7 m Länge

Soll + 20 %	Vorpressmenge je Pfahl (l)	Vorpressmenge gesamt (l)
Ht	1.0.195	6.932
Ht	1.0.164	68.984
Differenz (Mehrmenge)	1.0.164	59.152

34 Pfehle mit je 13,7 m Länge

Soll + 20 %	Vorpressmenge je Pfahl (l)	Vorpressmenge gesamt (l)
Ht	1.0.282	8.089
Ht	1.0.278	53.919
Differenz (Mehrmenge)	1.0.278	85.010

34 Pfehle mit je 13,7 m Länge

Soll + 20 %	Vorpressmenge je Pfahl (l)	Vorpressmenge gesamt (l)
Ht	1.0.282	9.432
Ht	1.0.219	87.592
Differenz (Mehrmenge)	1.0.219	78.070

36 Pfehle mit je 15,7 m Länge

Soll + 20 %	Vorpressmenge je Pfahl (l)	Vorpressmenge gesamt (l)
Ht	1.0.383	7.336
Ht	1.0.380	109.186
Differenz (Mehrmenge)	1.0.380	100.830

28 Pfehle mit je 15,7 m Länge

Soll + 20 %	Vorpressmenge je Pfahl (l)	Vorpressmenge gesamt (l)
Ht	1.0.282	7.336
Ht	1.0.383	109.186
Differenz (Mehrmenge)	1.0.383	100.830

45 Pfehle mit je 13,7 m Länge

Soll + 20 %	Vorpressmenge je Pfahl (l)	Vorpressmenge gesamt (l)
Ht	1.0.282	10.280
Ht	1.0.598	26.469
Differenz (Mehrmenge)	1.0.598	16.209

- Legende**
- 76 NN-Höhen der Oberkante der obersten Kalksteinlage (hohe Lage)
 - < 65 NN-Höhen der Oberkante der obersten Kalksteinlage (tiefe Lage)
 - Kalksteinbänke liegen im Teufen-Bereich der GEWI-Pfähle
 - - - Kalksteinbänke liegen unterhalb der GEWI-Pfähle

WBI Prof. Dr.-Ing. W. Wittke Beratende Ingenieure für Grundbau und Felsbau GmbH
Worldwide Engineering

Rheinbrücke Schierstein
Schadensgutachten
2018-WBI-15LBM10-005-00

Datum:	01/2018	Bearbeiter:	BW
gepr.:	01/2018	Sfr:	
gepr.:	01/2018	BW	

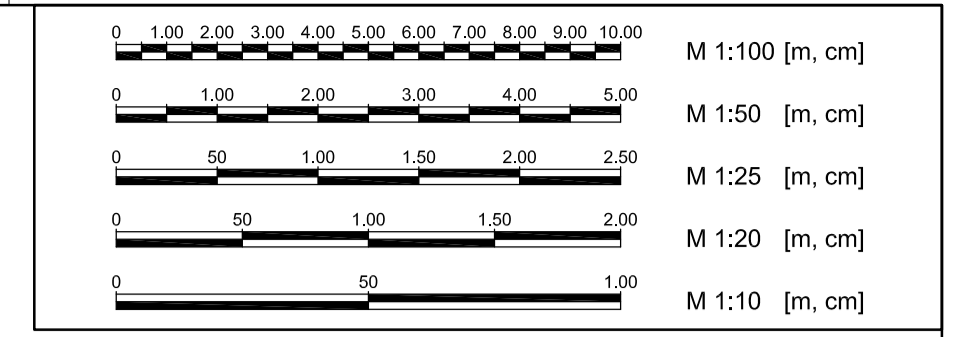
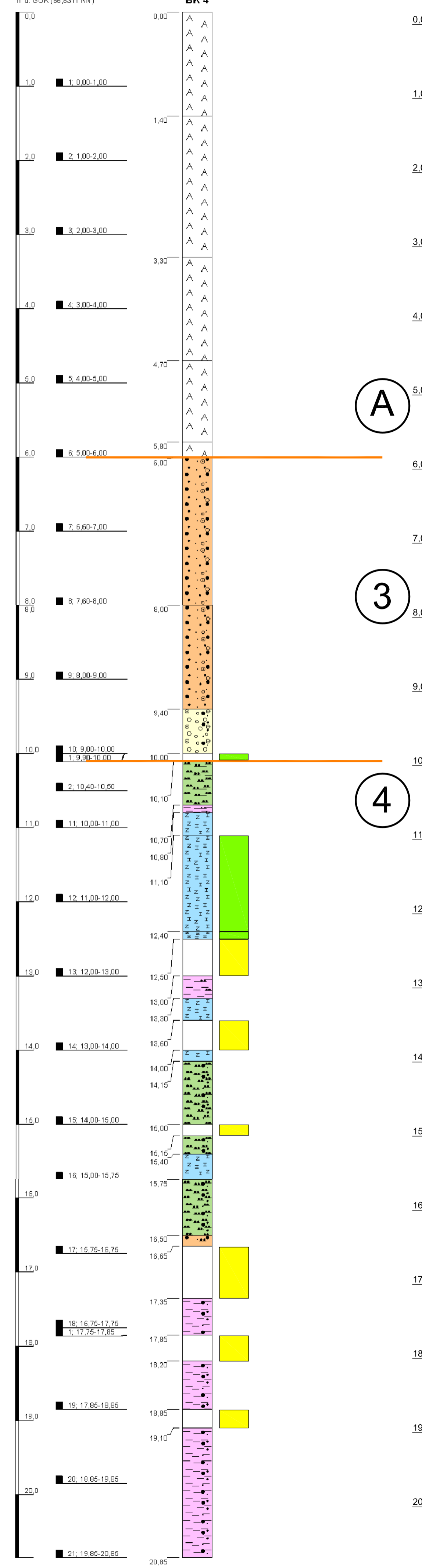
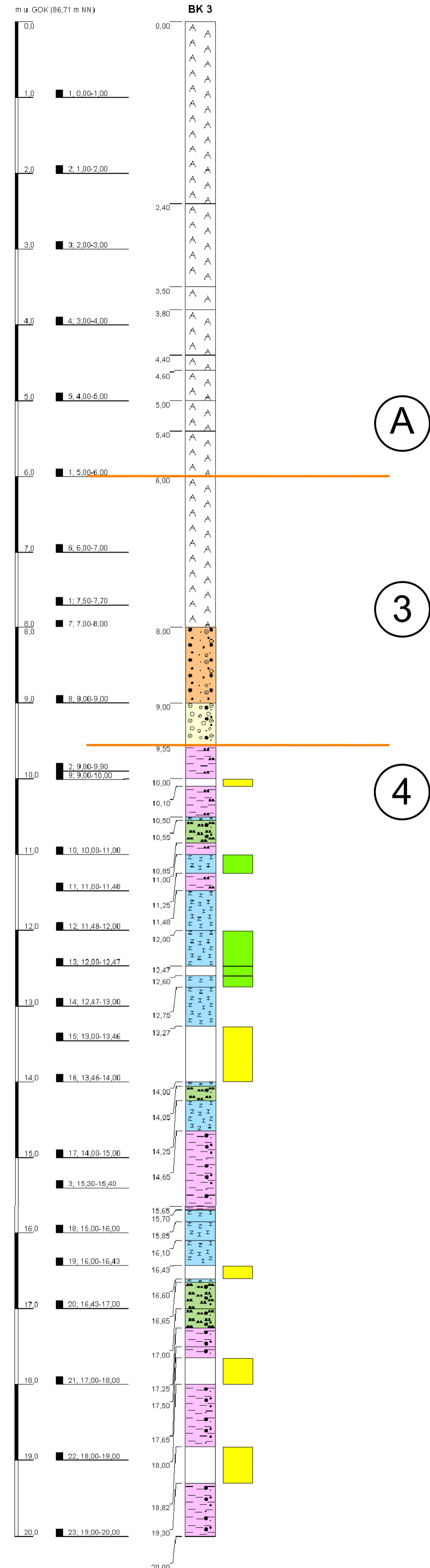
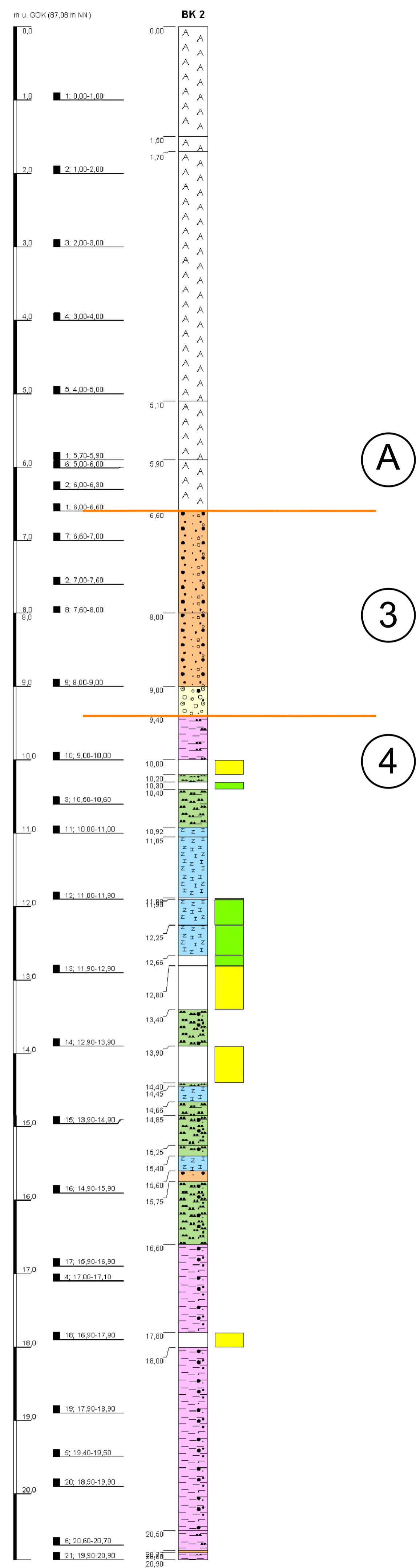
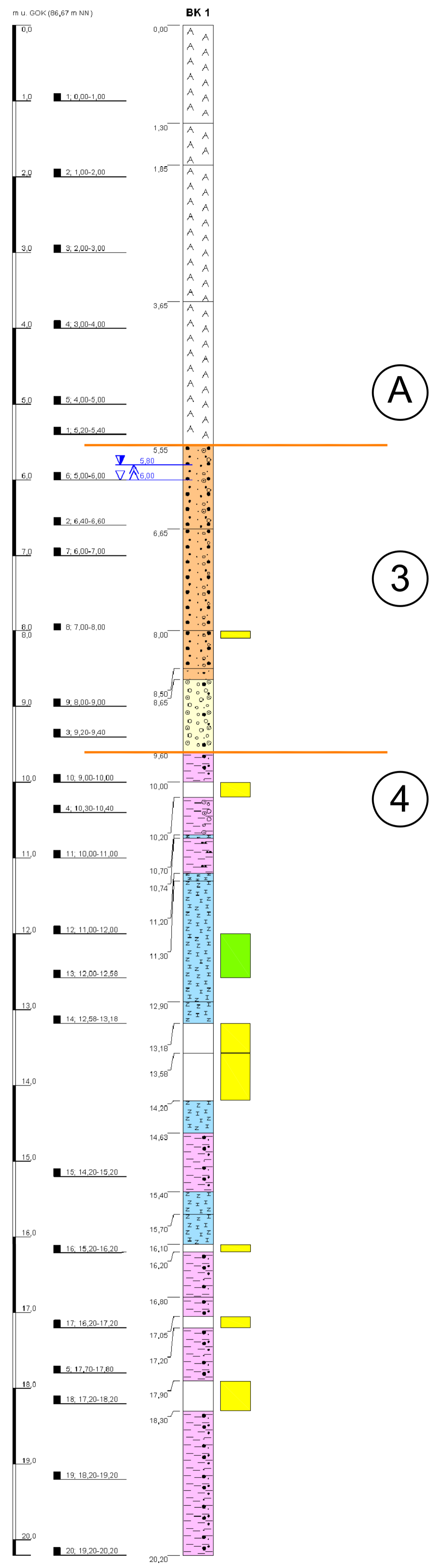
Maktab: 1 : 100

Landesbetrieb Mobilität Worms
Projektbüro Mainzer Ring

Datum:		Bearbeiter:	
gepr.:			
gepr.:			

Lage der Oberkante der obersten Kalksteinbank

Plan-Nr.: **4.54**



A

3

4

A

3

4

A

3

4

A

3

4

Legende:

- Kernverluste
- Zementsuspension gefunden
- Auffüllung
- Sande / Kiese
- Tertiär
- Sand
- Kies
- Schluff
- Ton
- Kalkstein

gemäß [2.10]
gemäß [2.9]

WBI Prof. Dr.-Ing. W. Wittke Beratende Ingenieure für Grundbau und Felsbau GmbH
Worldwide Engineering

beauf.	09/2015	M. VL
gef.	09/2015	A. TA
gepr.	09/2015	M. VL

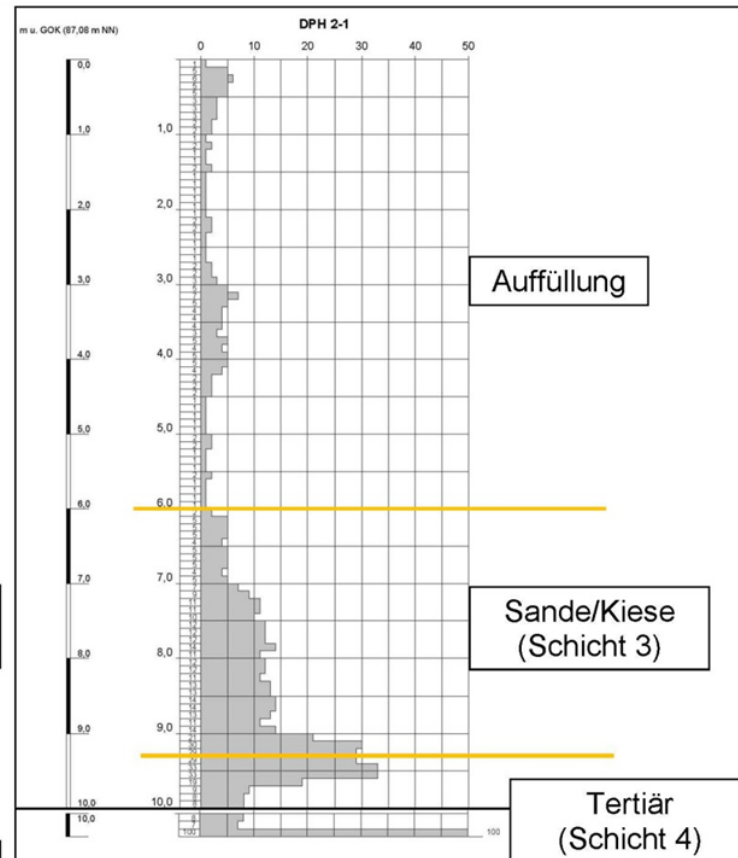
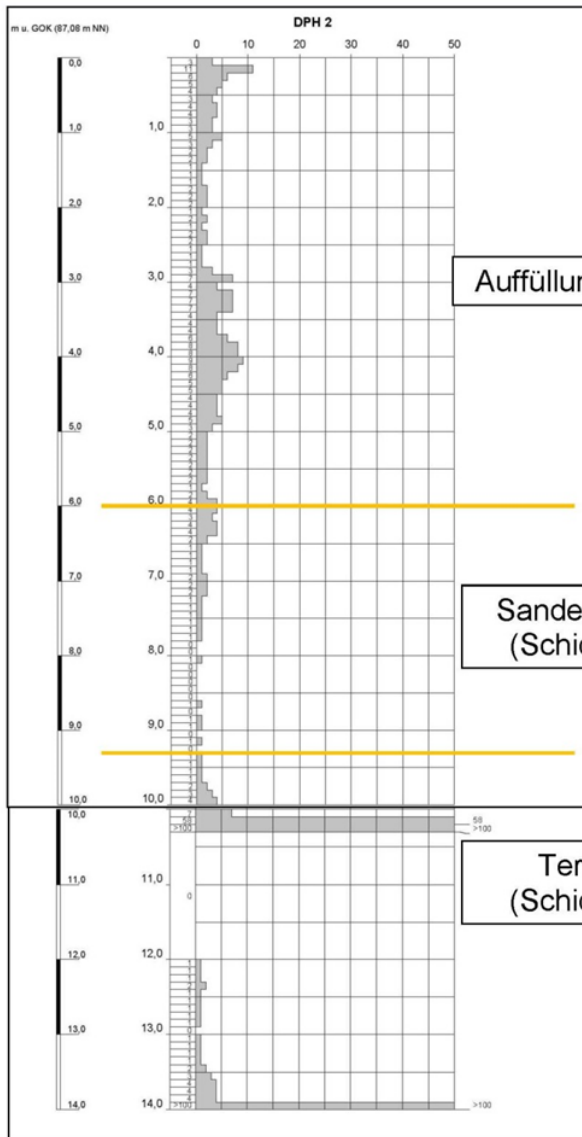
**Rheinbrücke Schierstein
Schadensgutachten
2015-WBI-15LBM10-003-00**

Maststab:	1:25	Datum	Beauftragter
beauf.			
gef.			
gepr.			

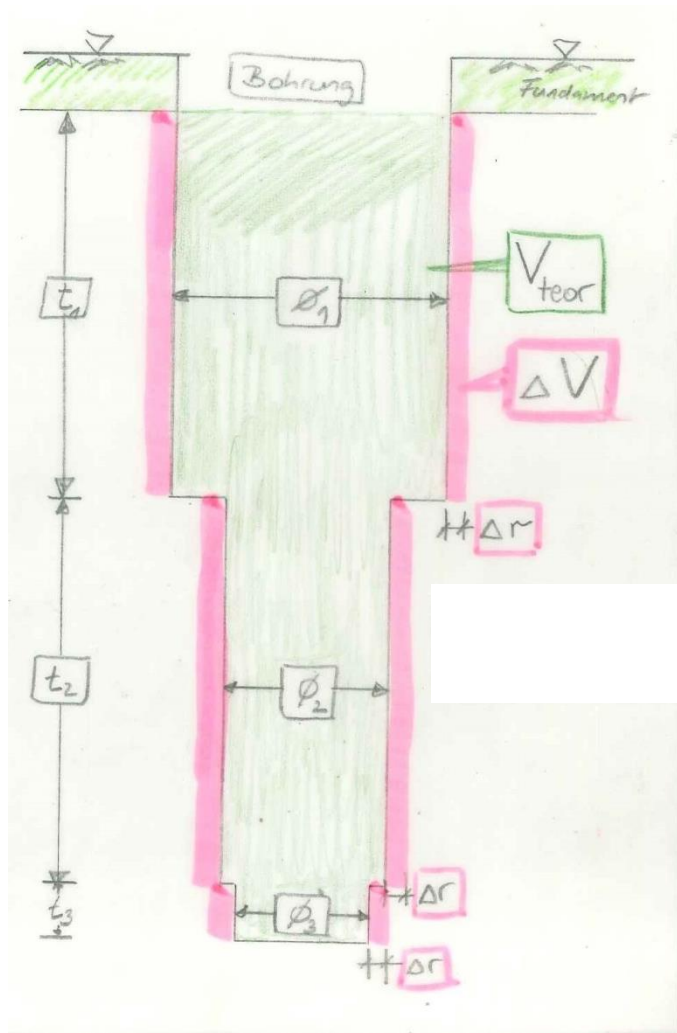
Landesbetrieb Mobilität Worms
Projektbüro Malzer Ring

**Ergänzende Erkundungen März 2015,
Kernaufnahmen BK1 - BK4 ([2.9], [2.10])**

Blatt-Nr.: **4.55**

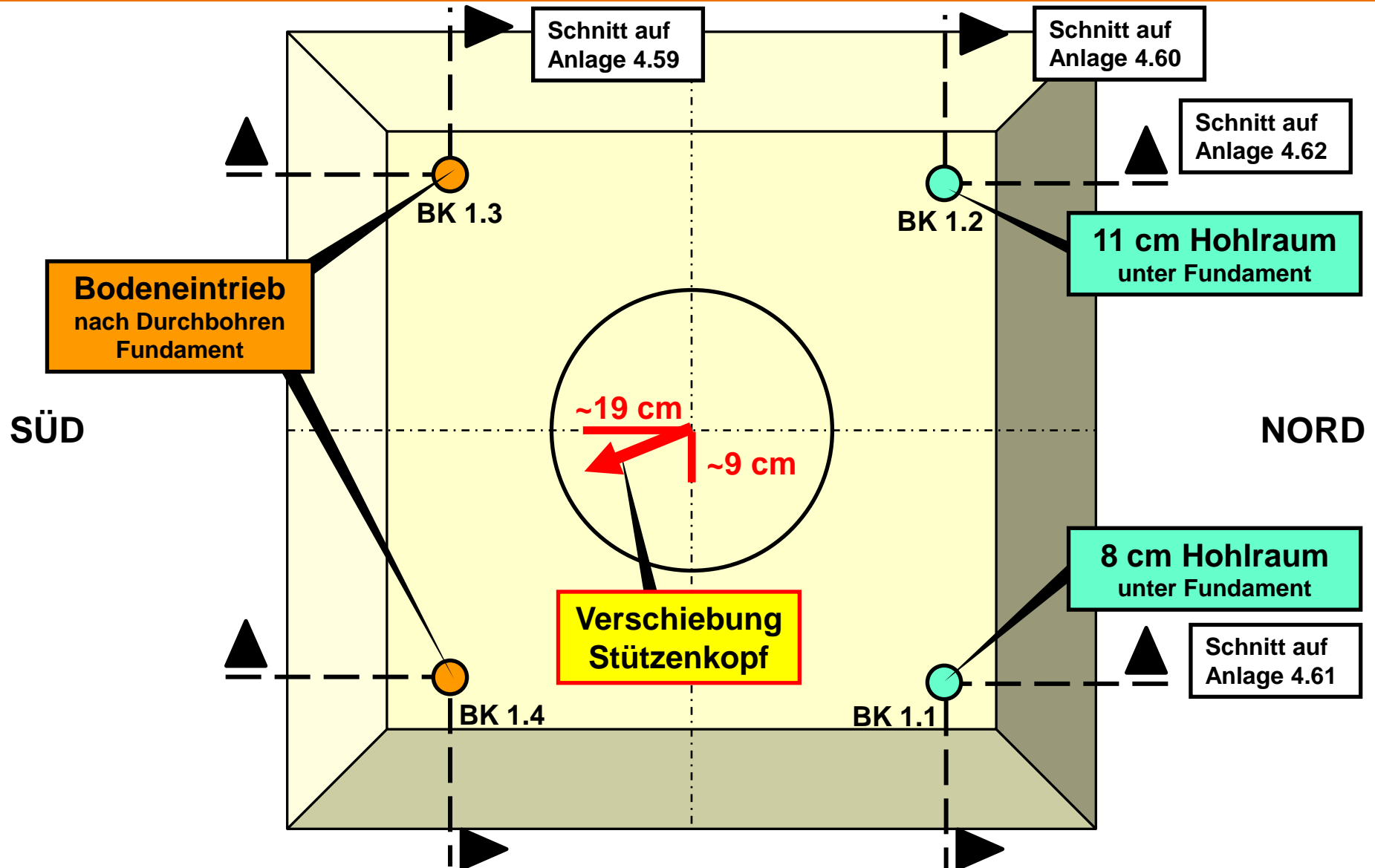


**Ergänzende Erkundungen März 2015,
DPH 2 und 2-1 (Auswertung CDM) ([2.9], [2.10])**

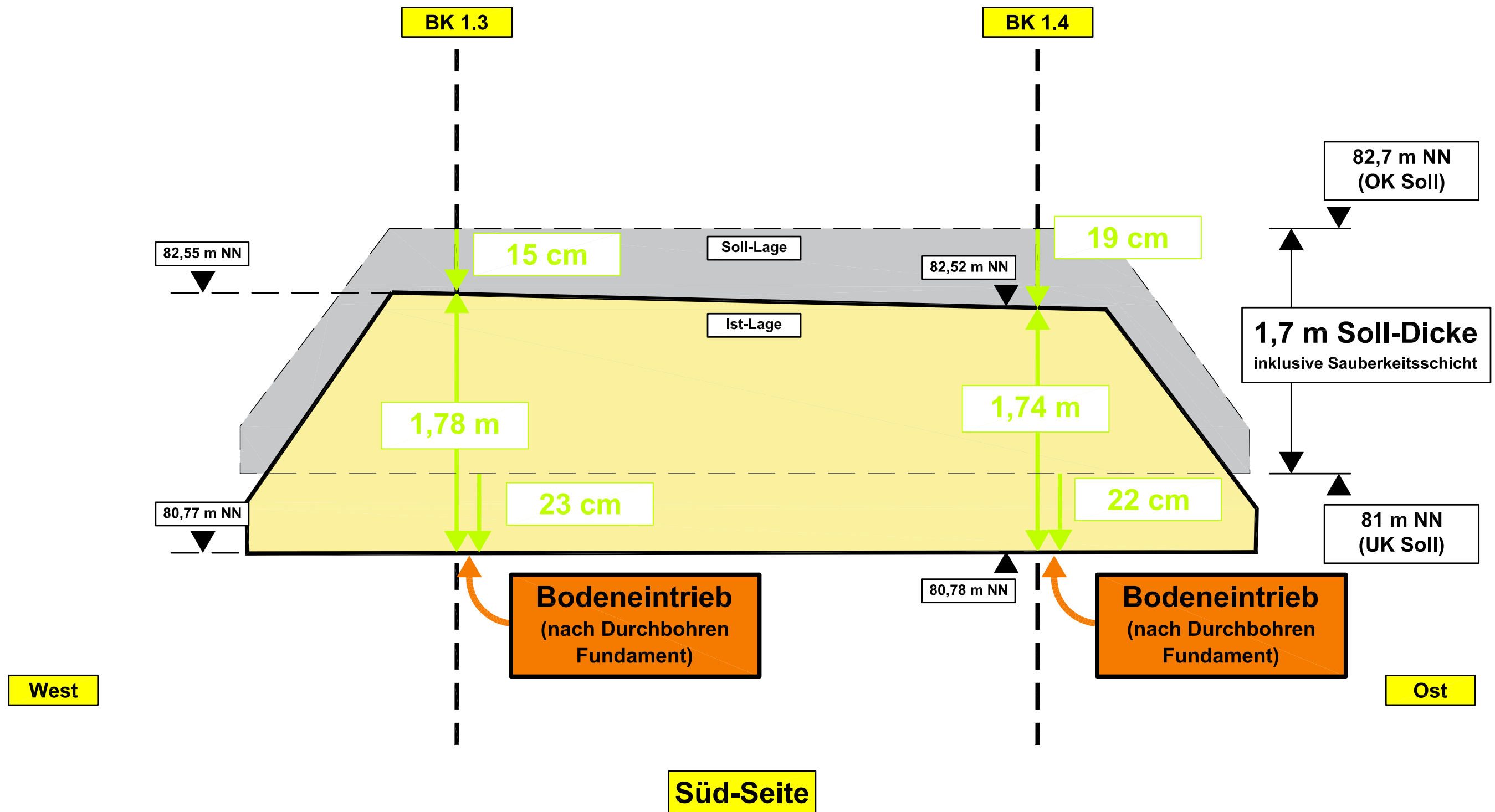


Bohrung	V_{teor} [m ³]	$V_{\text{teor}} + 20\%$ [m ³]	V_{real} [m ³]	$\Delta V_{(V_{\text{teor}})}$ [m ³]	$\Delta V_{(V_{\text{teor}}+20\%)}$ [m ³]	Δr [cm]
BK 1.1	569	683	811	242	128	1,3
BK 1.2	558	670	664	106	-6	0
BK 1.3	596	715	837	241	122	1,3
BK 1.4	550	660	706	156	46	0,5
BK 2.1	593	712	1117	524	405	3,8
DPH 2.1	491	589	705	214	116	1,2
BK 2.2	584	701	970	386	269	2,6
DPH 2.2	464	557	747	283	190	1,9
BK 2.3	518	622	659	141	37	0,4
DPH 2.3	409	491	837	428	346	3,3
BK 2.4	453	544	718	265	174	1,8
DPH 2.4	391	469	519	128	50	0,5
BK 3.1	502	602	869	367	267	2,6
DPH 3.1	371	445	626	255	180	1,8
BK 3.2	606	727	714	108	-13	0
DPH 3.2	491	589	528	37	-61	0
BK 3.3	497	596	840	343	244	1,8
DPH 3.3	190	228	276	86	48	0,5
BK 3.4	491	589	528	37	-61	0
im Mittel	491	589	720	229	131	
% von V_{teor}				47	27	

Suspensionsverbrauch Verfüllung Erkundungsbohrungen

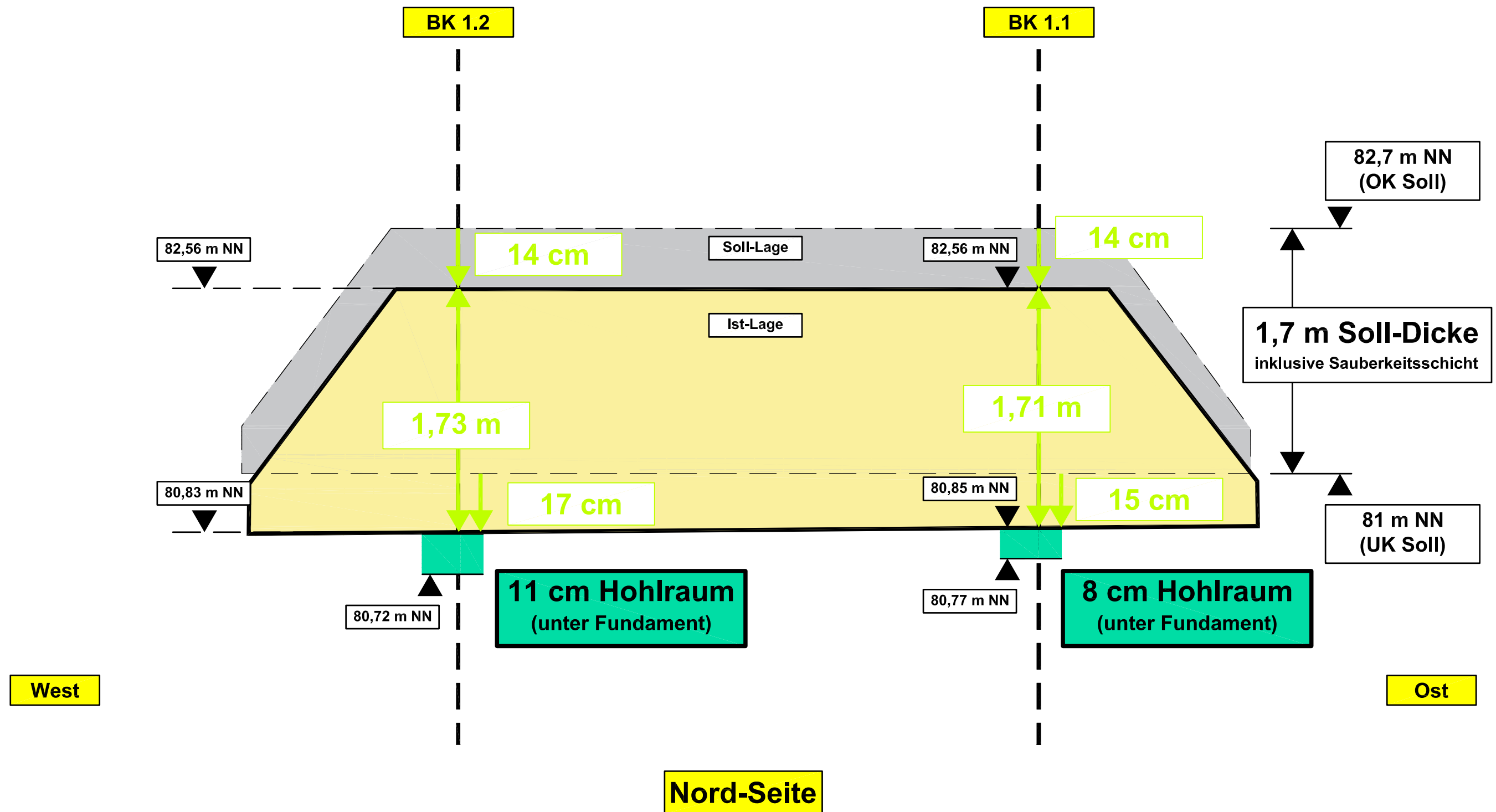


Draufsicht Fundament 33 Ost und Ergebnisse Erkundung



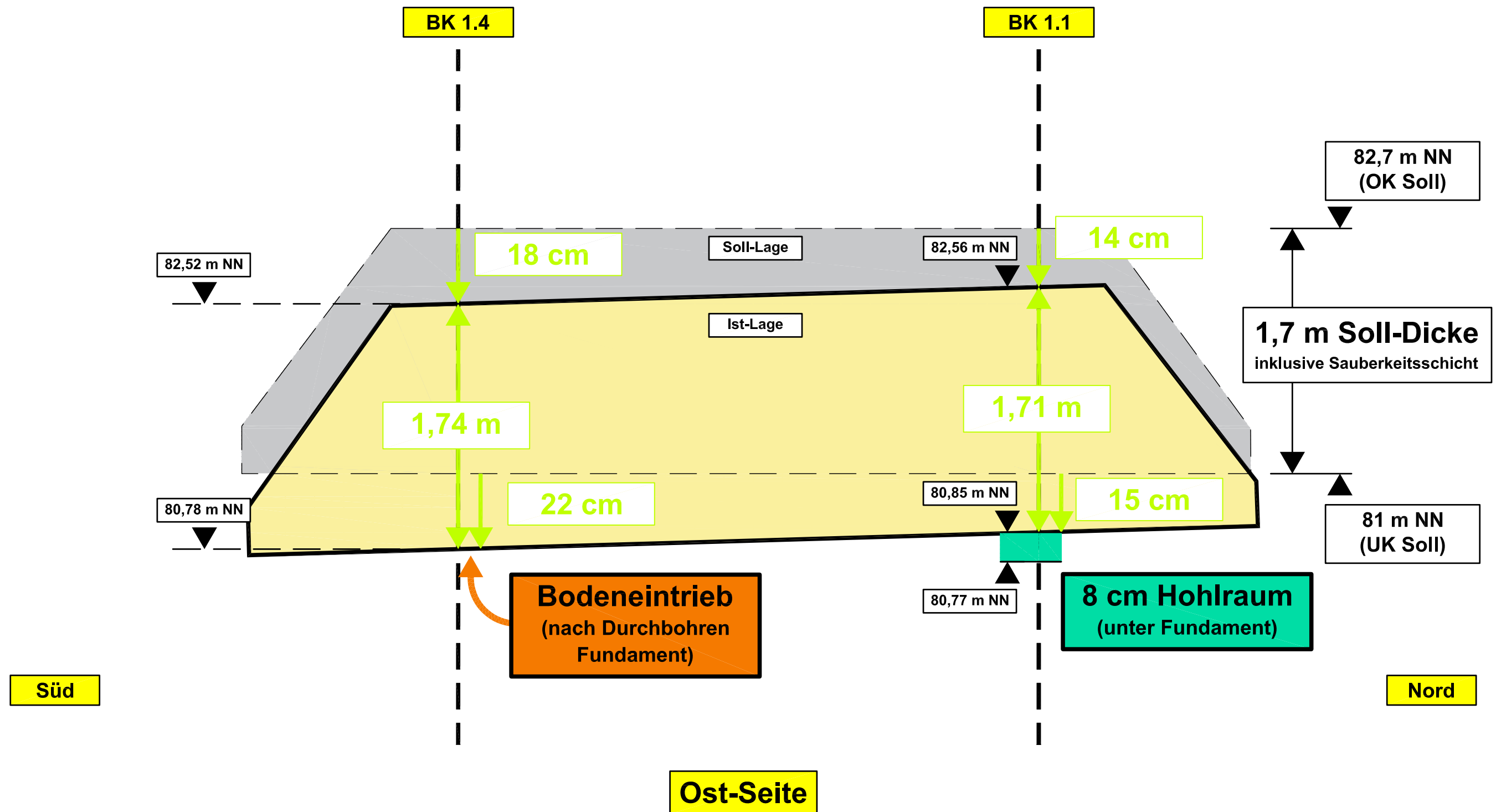
Überhöhte Darstellung der Verschiebungen

Schnitt West-Ost durch BK 1.3 und 1.4 mit Erkundungsergebnissen an OK/UK Fundament



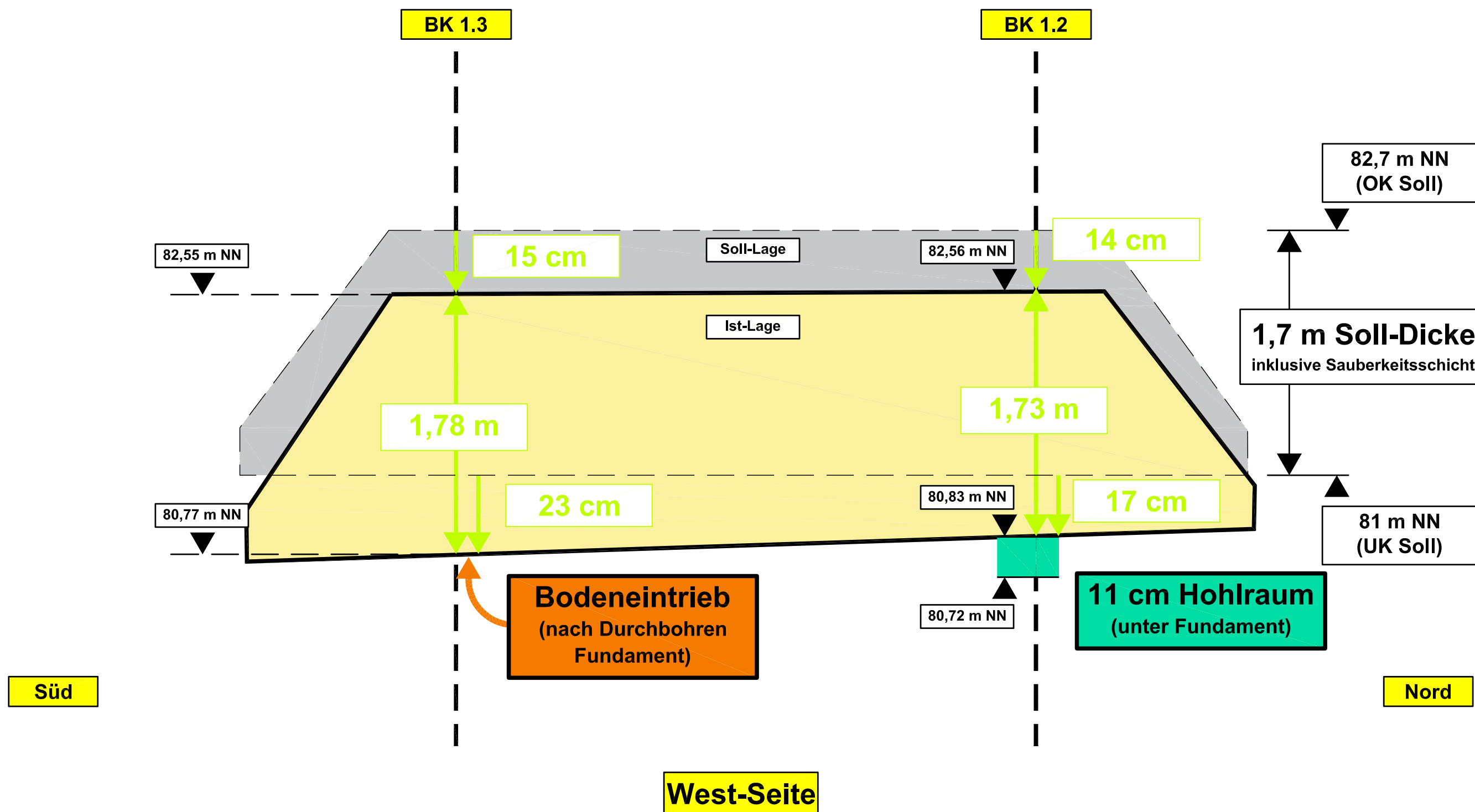
Überhöhte Darstellung der Verschiebungen

Schnitt West-Ost durch BK 1.2 und 1.1 mit Erkundungsergebnissen an OK/UK Fundament



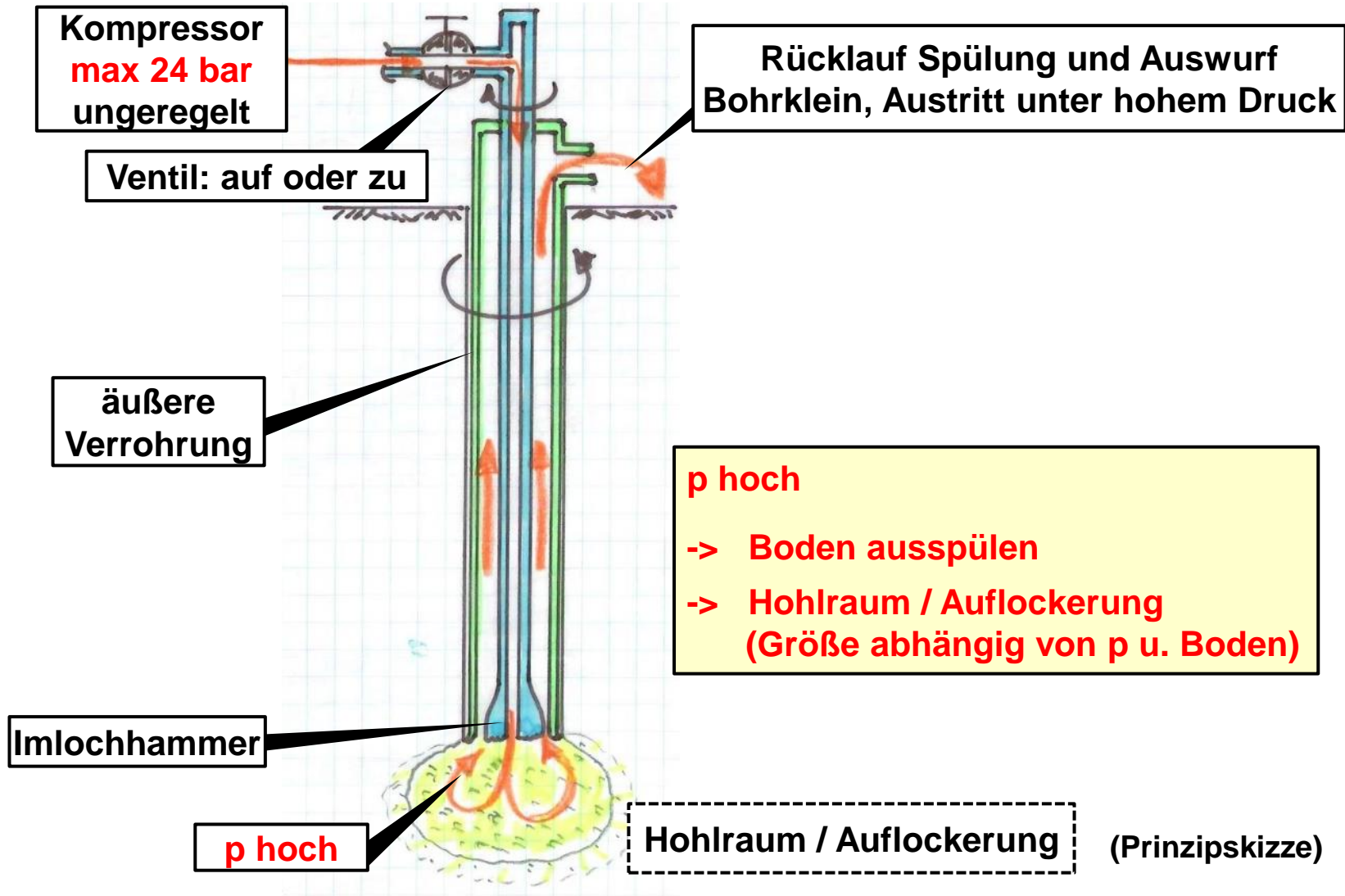
Überhöhte Darstellung der Verschiebungen

Schnitt Süd-Nord durch BK 1.4 und 1.1 mit Erkundungsergebnissen an OK/UK Fundament

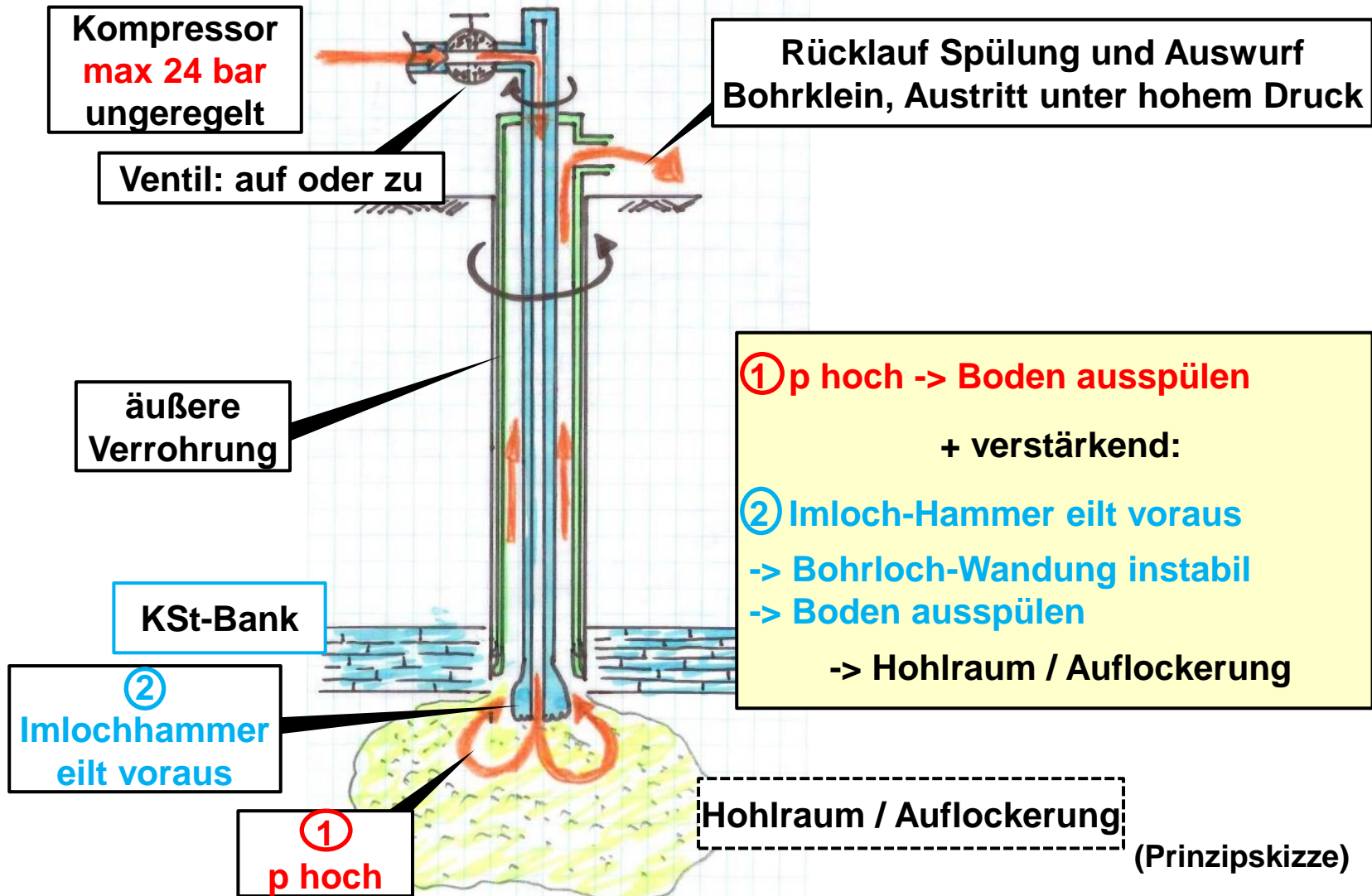


Überhöhte Darstellung der Verschiebungen

Schnitt Süd-Nord durch BK 1.3 und 1.2 mit Erkundungsergebnissen an OK/UK Fundament

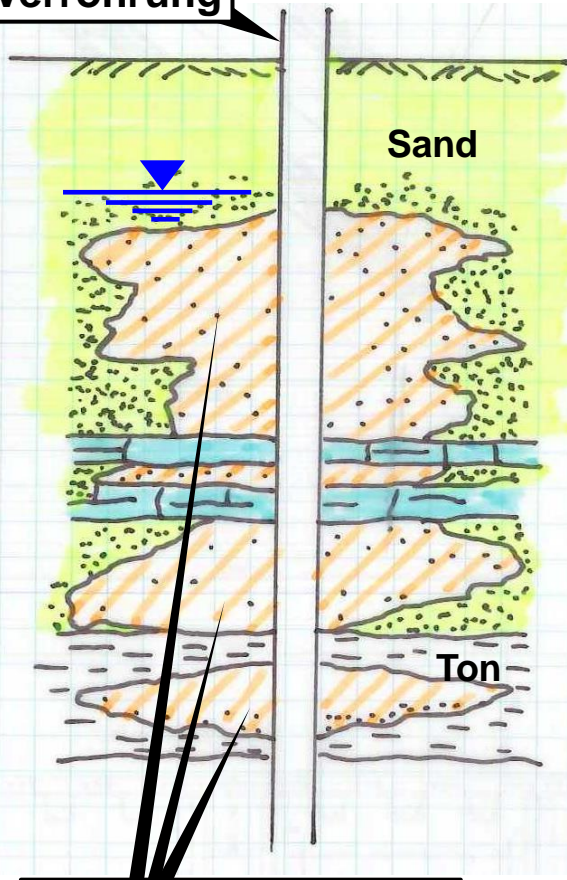


Druckluftspülung mit ungeregeltem, sehr hohem Druck im Boden



Druckluftspülung mit ungeregeltem, sehr hohem Druck und Imloch-Hammer vorausseilend

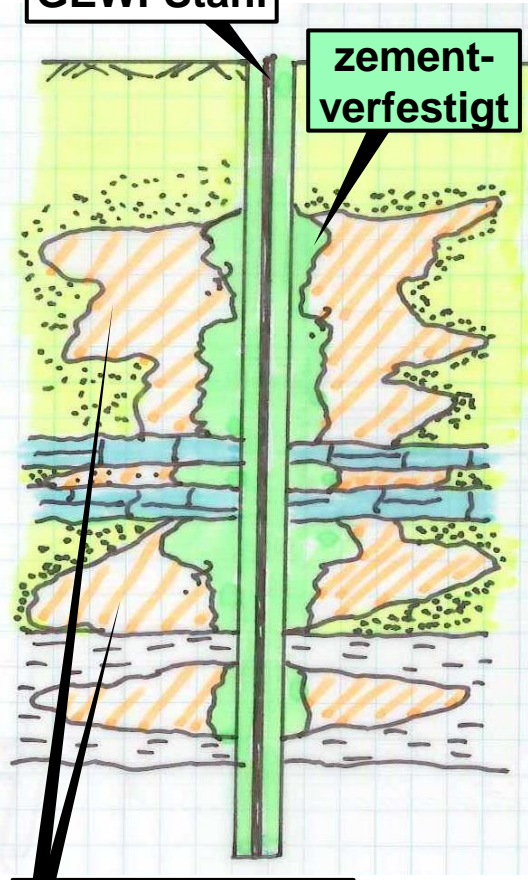
Verrohrung



**aufgelockerte Zonen
infolge Bodenentzug**

Bohrung abgeteuft

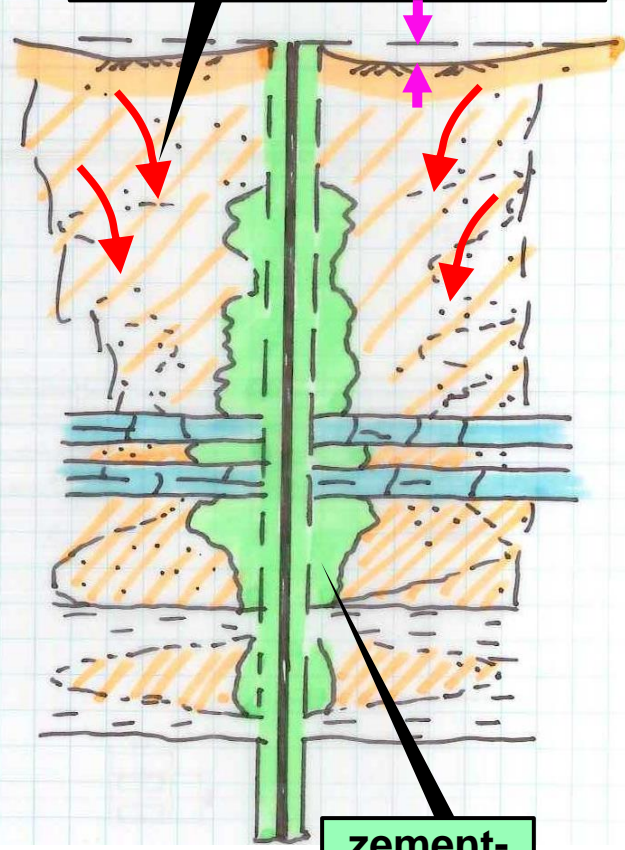
GEWI-Stahl



**verbleibende
Auflockerungen**

GEWI eingebaut

**Auflockerung Baugrund
Sackung / Setzung**



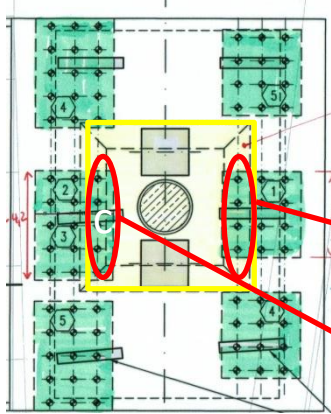
**zement-
verfestigt**

Sackungen/Setzungen im rolligen Boden infolge Bodenentzug

Süd

**Pfeilerlast
~ 14 MN**

Nord



**(5+4) x 600 kN = 5.400 kN
Bodenpressung 8.600 kN
≈ 14 MN
Gleichgewicht**

**Sackung unter dem
Pfeilerfundament**

**Verbleibende Resultierende
der Bodenpressung
>~ 8.600 kN**

**Tragfähigkeit je
GEWI-Pfahl: ~600 kN**

**5 + 4 GEWI-Pfähle
durch Fundament
gebohrt**

(Prinzipskizze)

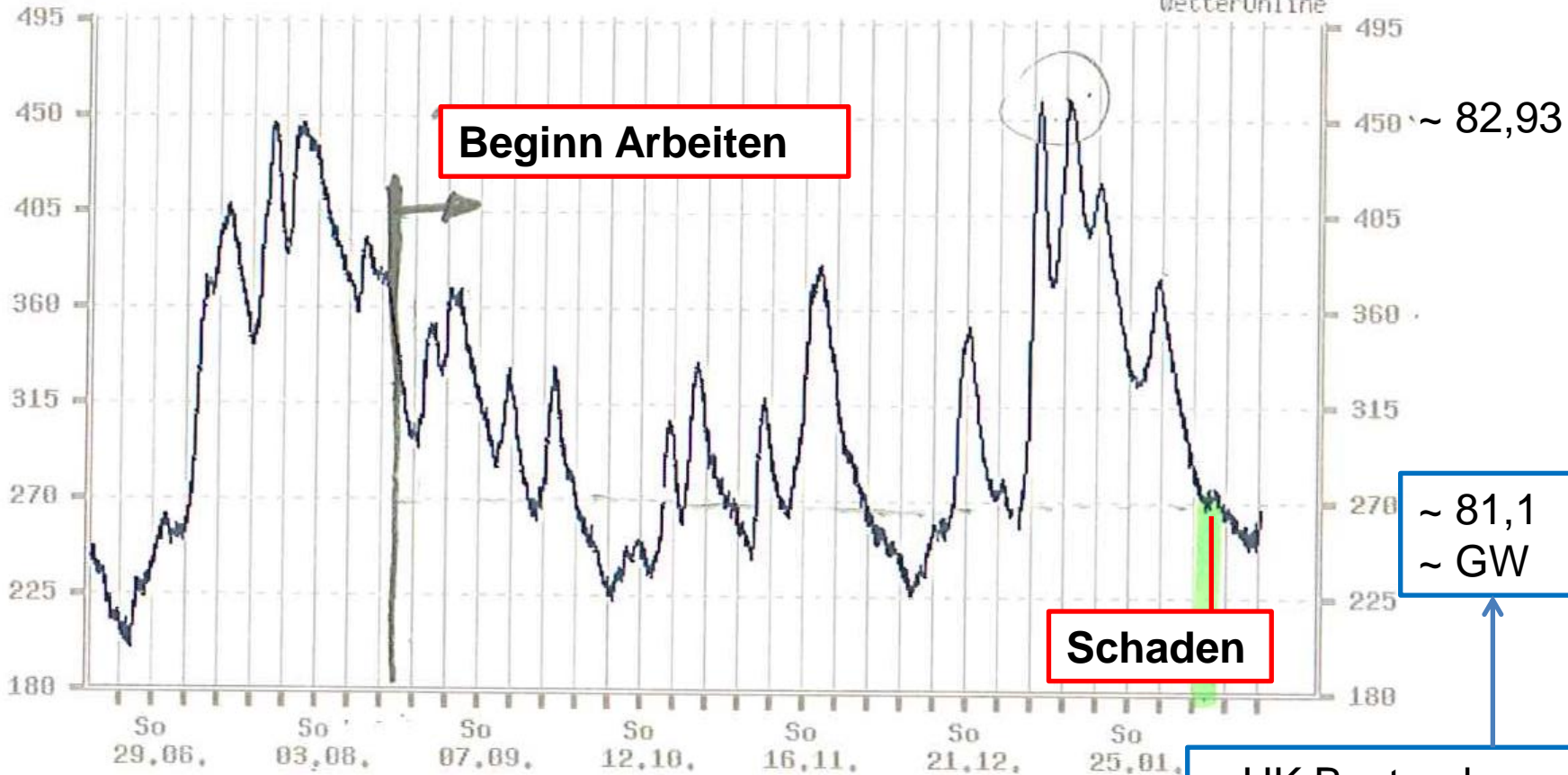
Grenzzustand bei Hohlage unter Fundament

Pegel Mainz / Rhein

Wasserstände [cm] 16.06.2014 bis 23.02.2015

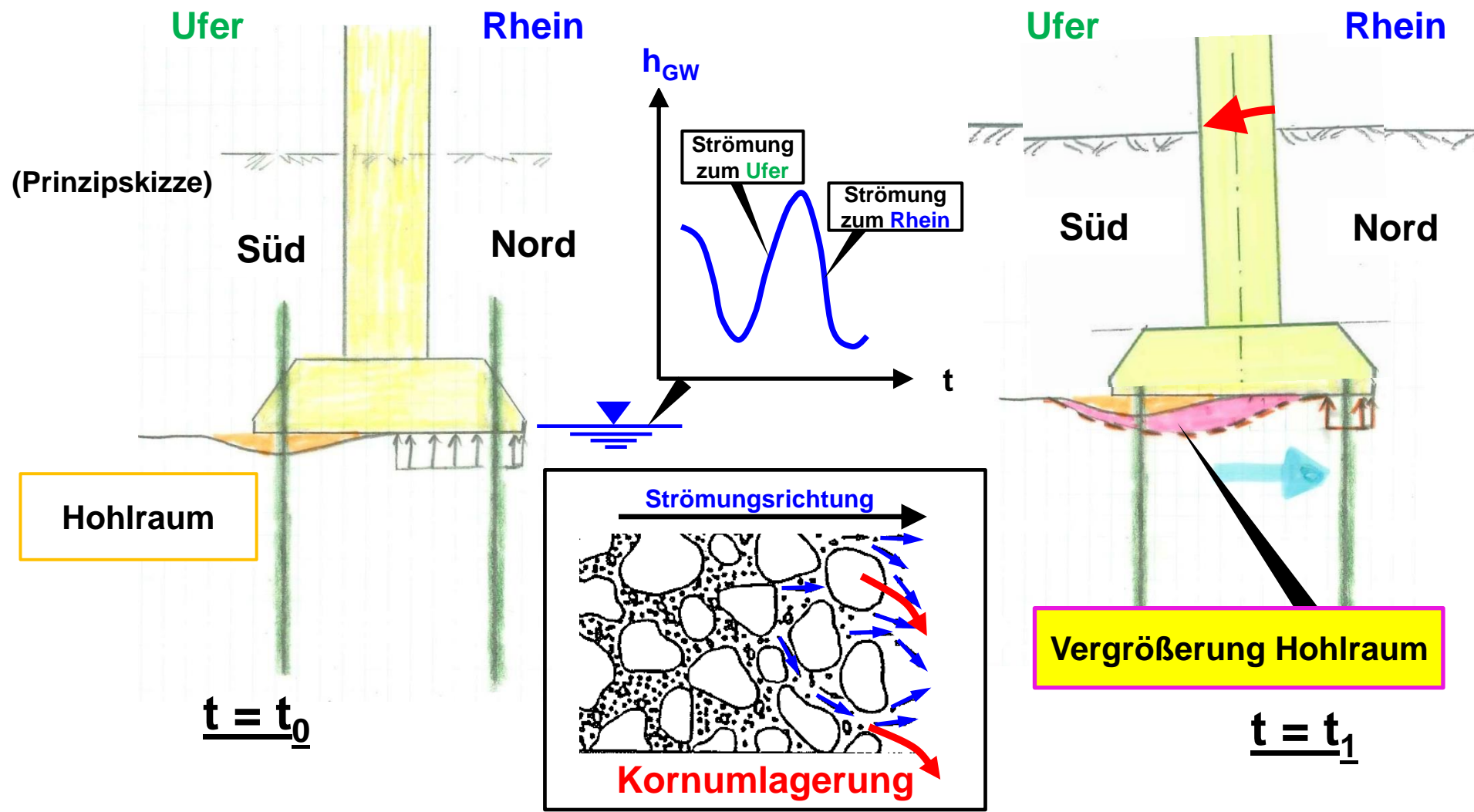
Maximum: 460 cm
Minimum: 199 cm

WetterOnline

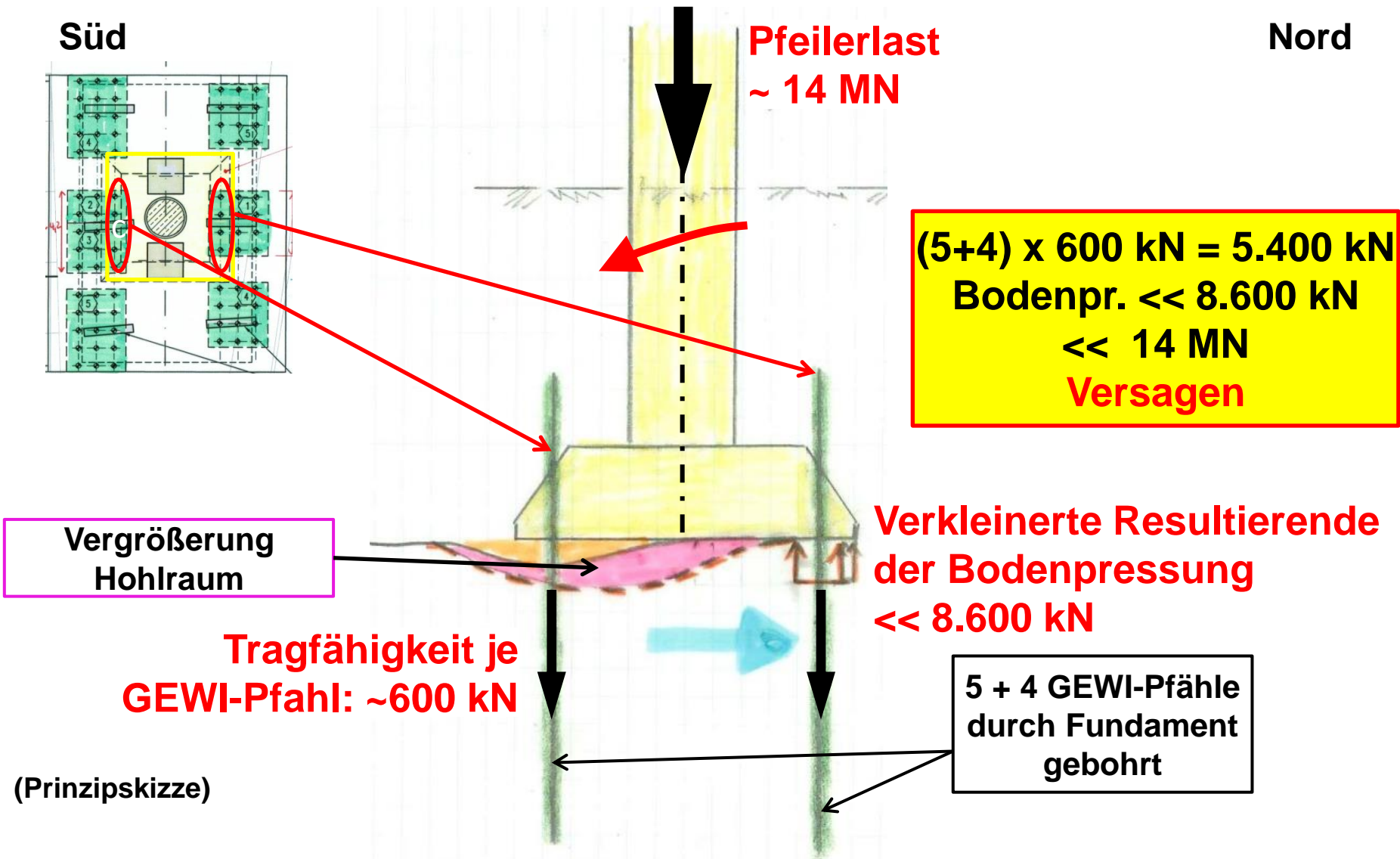


PNP = 78,43

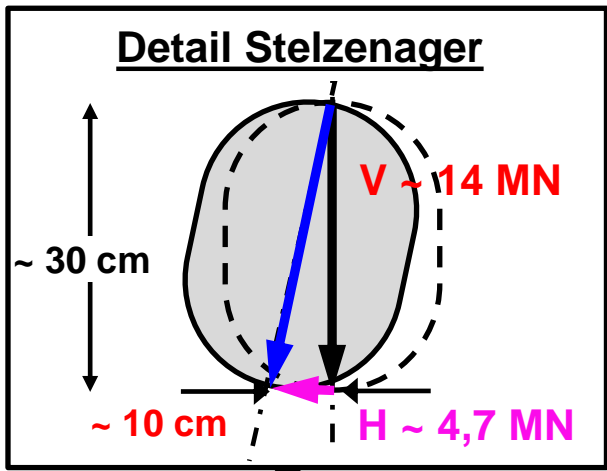
Wasserstände Rhein am Pegel Mainz, 06/2014 – 02/2015



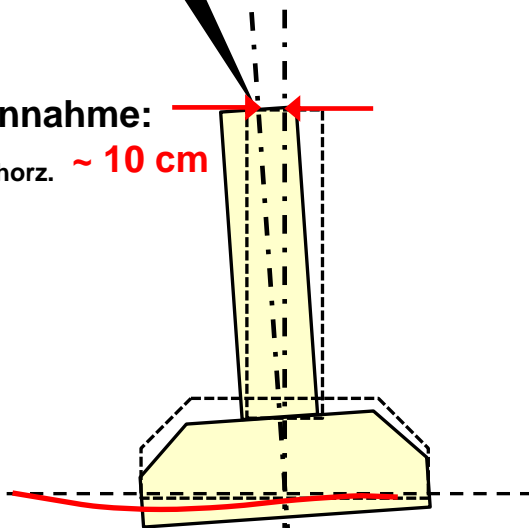
Kornumlagerung unter dem Pfeilerfundament als auslösendes Moment für die Schiefstellung



Versagen bei vergrößerter Hohlage unter Fundament



Annahme:
 $\Delta_{\text{horz.}} \sim 10 \text{ cm}$



Schiefstellung Pfeiler

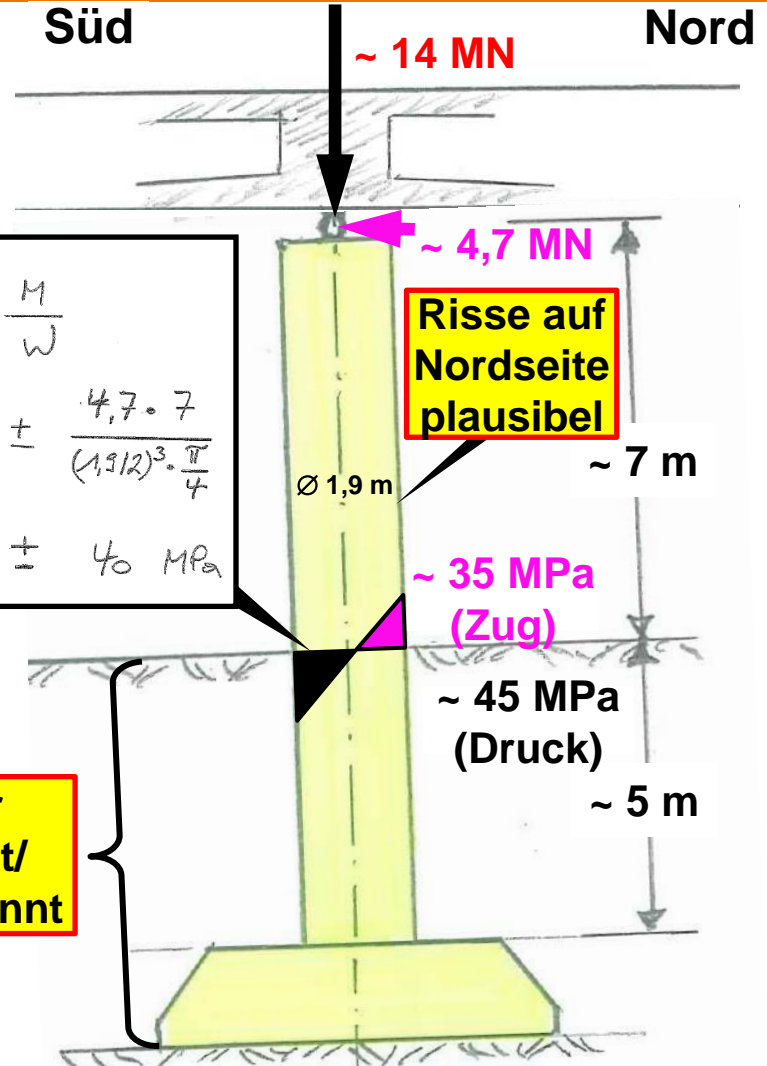
(Prinzipiskizze)

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

$$= \frac{14}{1,9^2 \cdot \frac{\pi}{4}} \pm \frac{4,7 \cdot 7}{(1,9/2)^3 \cdot \frac{\pi}{4}}$$

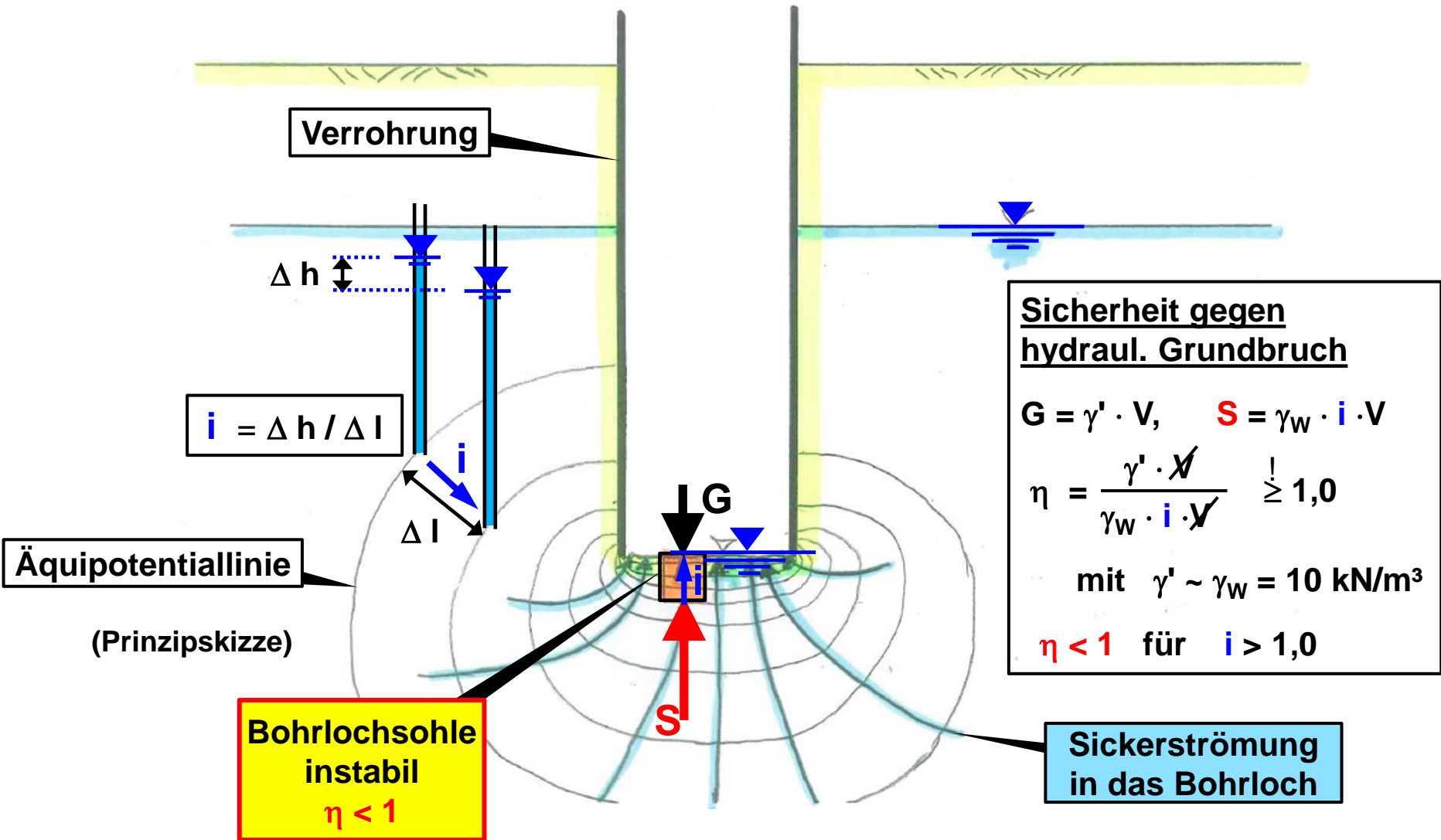
$$= 4,9 \text{ MPa} \pm 40 \text{ MPa}$$

**Pfeiler
gebettet/
eingespannt**

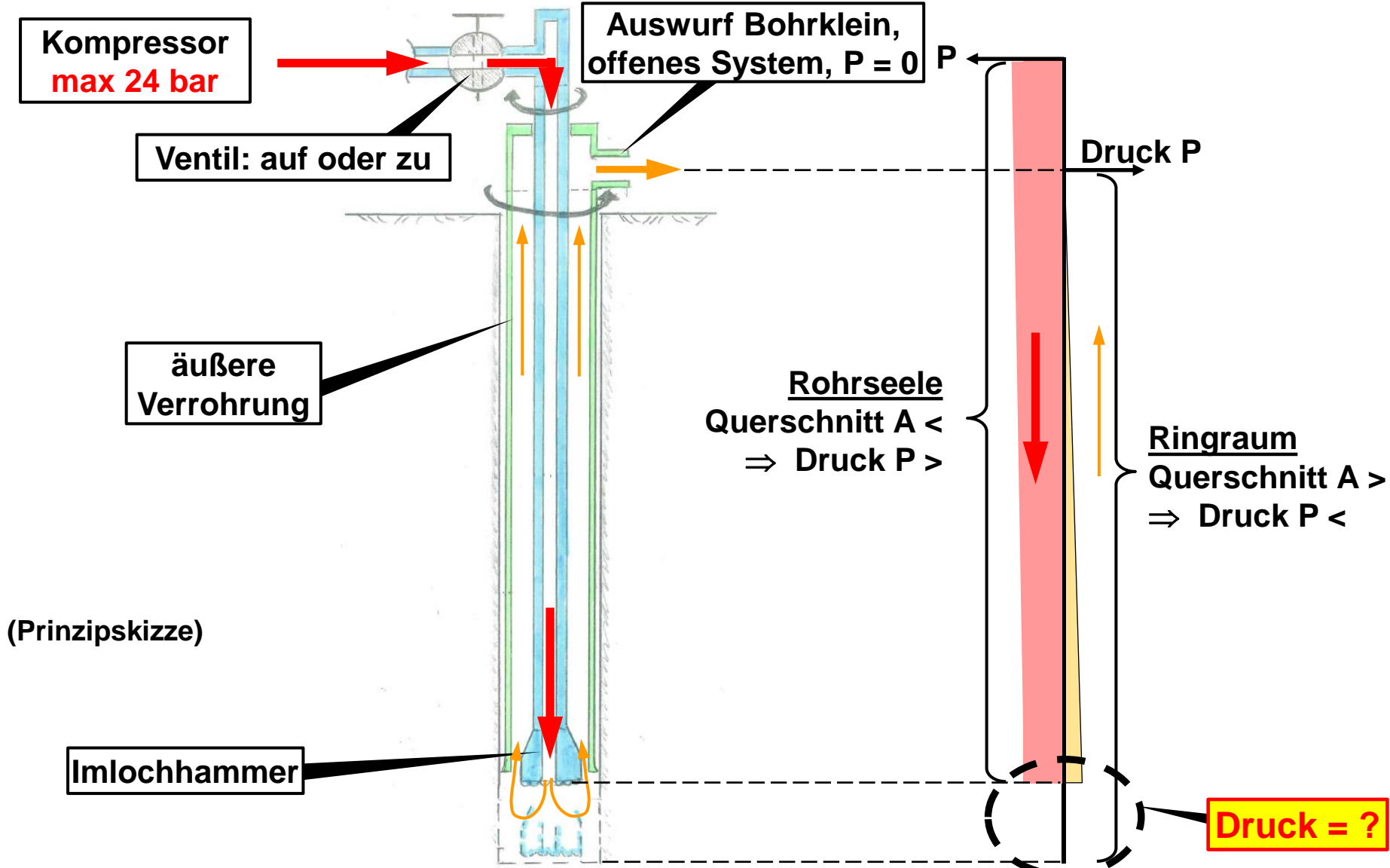


Beanspruchung Pfeiler

Schiefstellung und Abschätzung der resultierenden Beanspruchung des Pfeilers



Bohren ohne Wasserauflast – hydraulischer Grundbruch

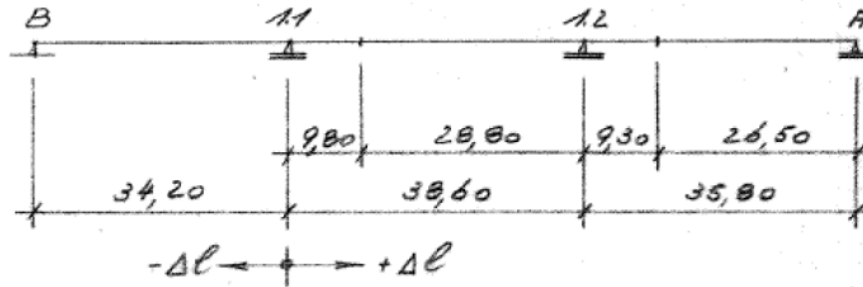


Druckluftspülung und resultierender Stützdruck

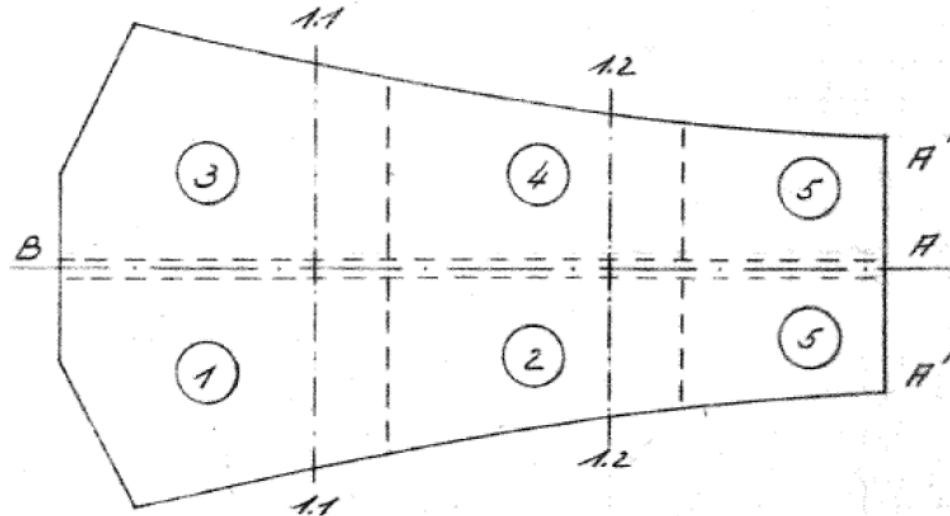
	Temp.	B/A	Imp.	Δl_{el}	K + S	Summe	
						t = 0	t = ∞
Original- statik	+/- 21,8	---	---	- 3,7	- 31,7	+ 18,1	- 57,2
Nachbe- rechnung	+/- 19,7	≈ 0	+/- 4	-3,7	- 31,7	+ 20,0	- 59,1

**Anzusetzende Lagerwege in der Achse 33 ($T_0 = +10^\circ\text{C}$, Werte in [mm])
(zitiert aus Unterlage [2.20])**

System:

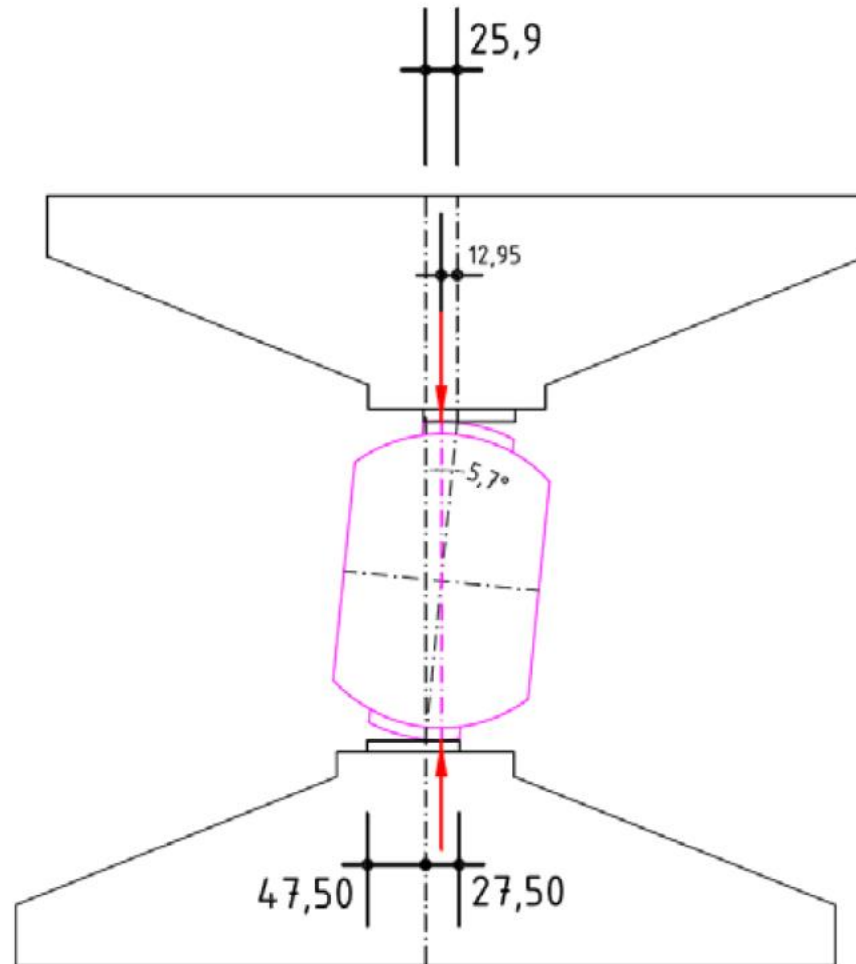


Grundriß:

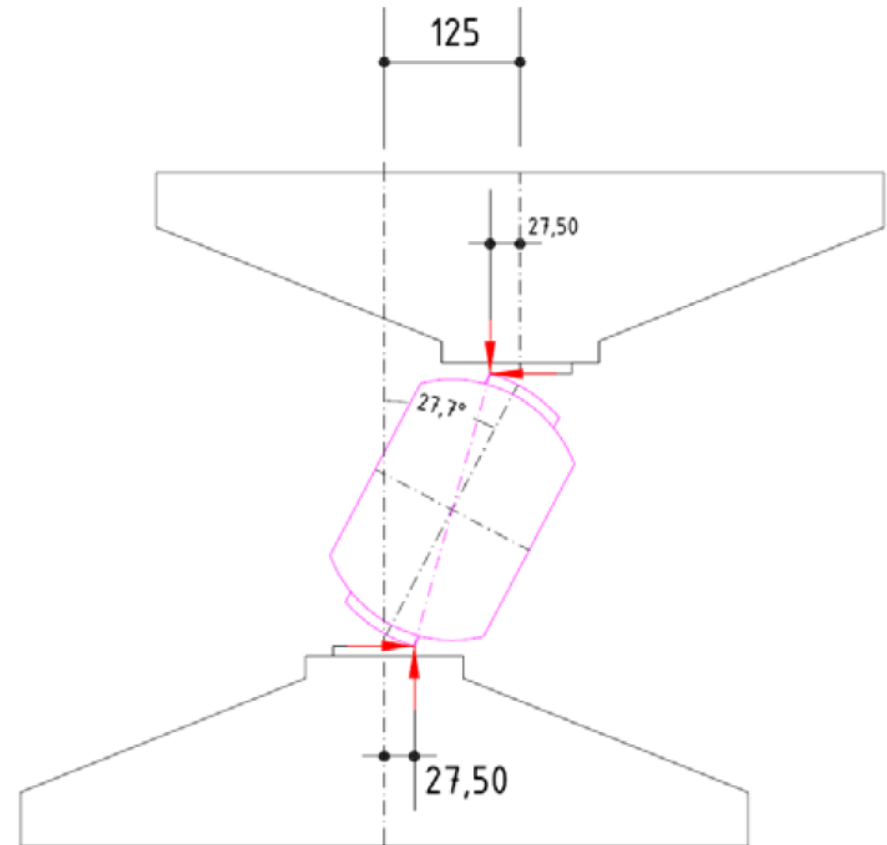
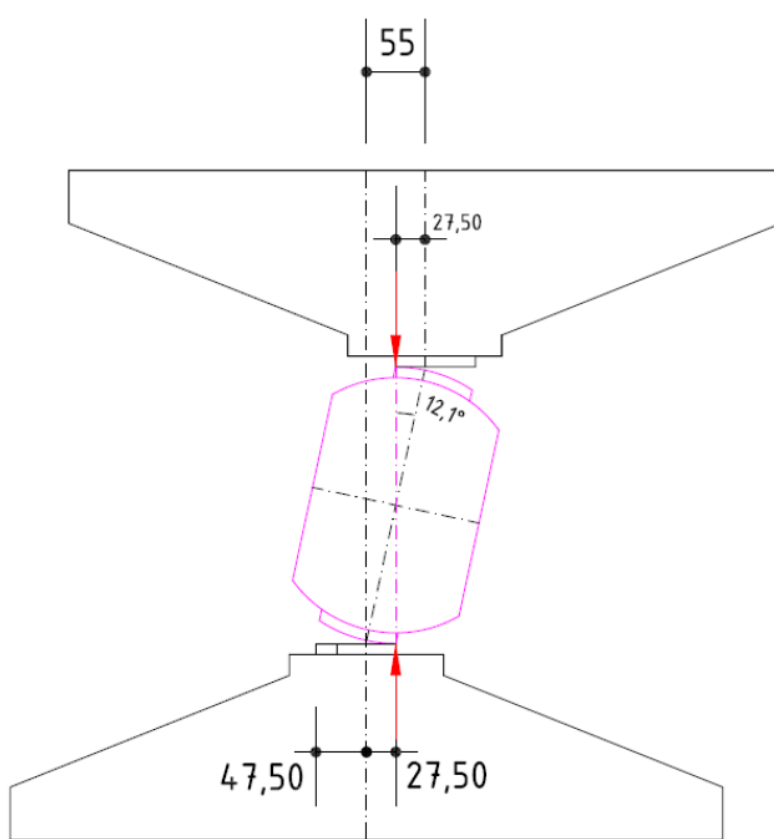


○ Folge der Betonierabschnitte.

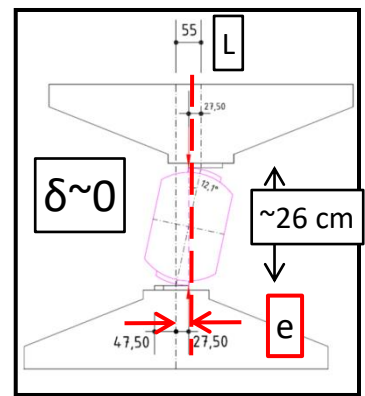
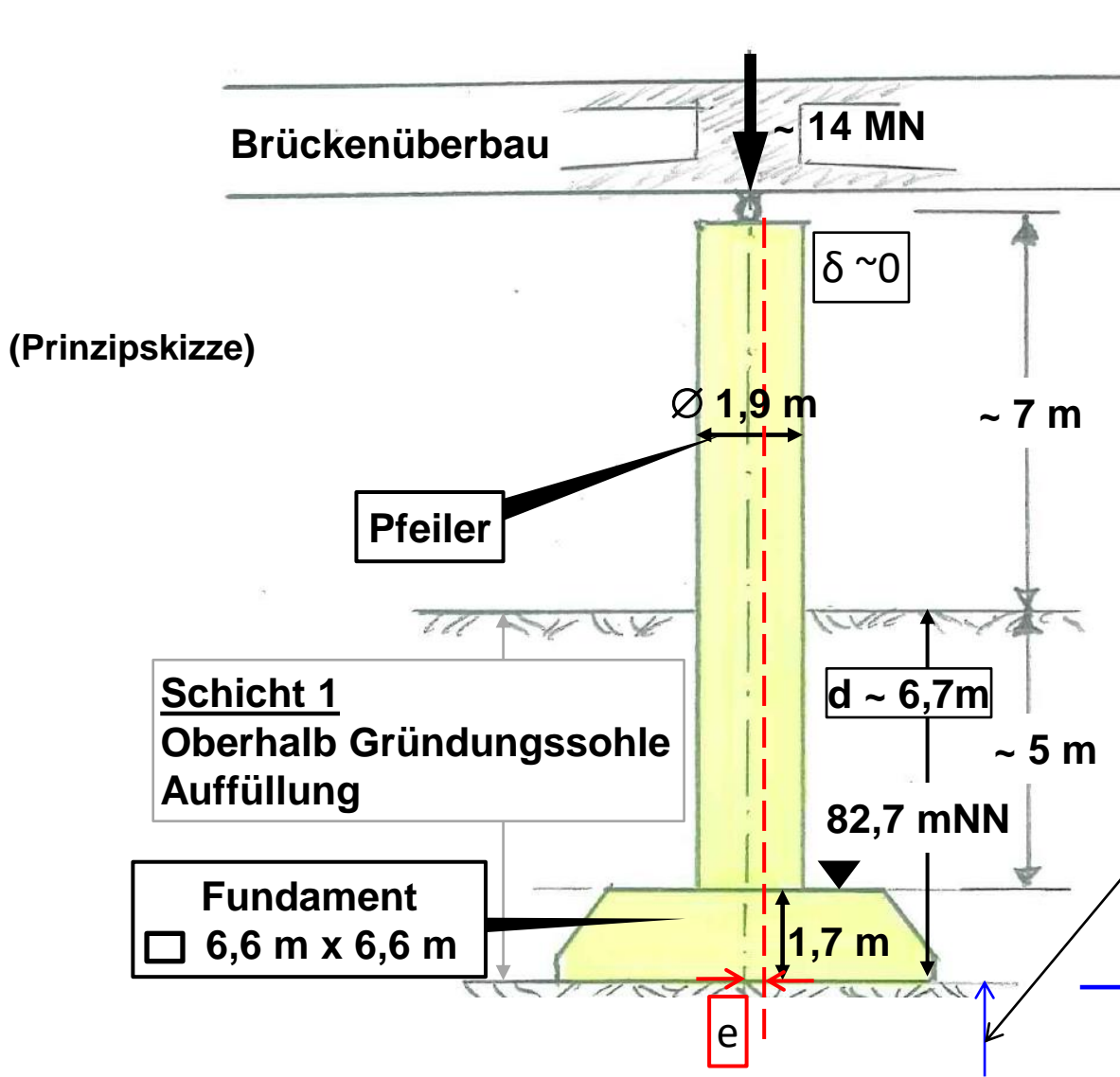
Systemskizze mit Abfolge der Betonierabschnitte (zitiert aus Unterlage [2.20])



**Lagerstellung bei ca. 10% Neigung der Stelze ($\alpha = 5,7^\circ$, $\delta = 25,9$ mm)
(zitiert aus Unterlage [2.20])**



Schiefstellung des Lagers bei einem Lagerweg $\delta = +55$ mm (links) und bei darüber hinaus gehenden Verformungen ($\delta \gg +55$ mm, rechts) (zitiert aus Unterlage [2.20])



$L \approx +55 \text{ mm}$

$e = 27,5 \text{ mm}$

Schicht 2
Unterhalb Gründungssohle,
unterhalb GW
4 m Quartär, dann Tertiär

Pfeiler Achse 33, System bei Lagerweg von +55 mm (gem. Anlage 6.4 links)

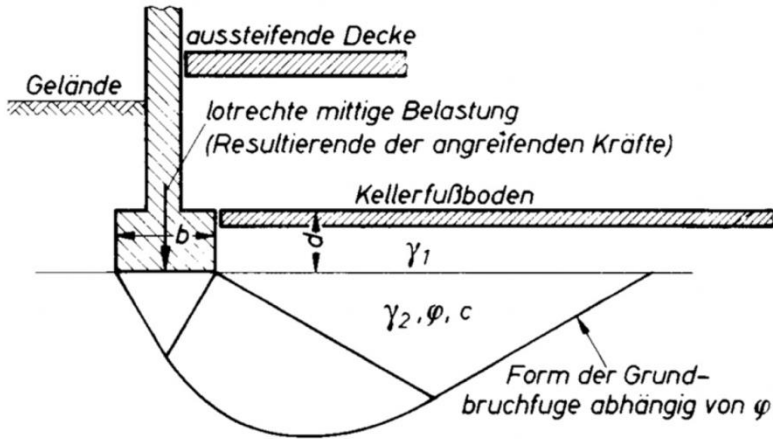


Abb. VIII-11 Grundbruch unter einem lotrecht und mittig belasteten Fundament

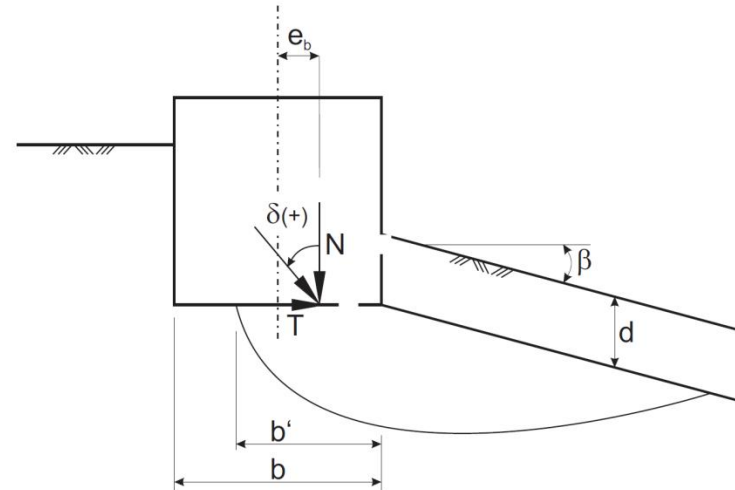


Abb. VIII-13 Formelzeichen bei Grundbruch unter einem ausmittig und schräg belasteten Streifenfundament in geneigtem Gelände

$$V_d \leq R_d$$

Bemessungswert der Beanspruchung:

$$V_d = N_G * \gamma_G + N_Q * \gamma_Q$$

$$\gamma_G = 1,35$$

Bemessungswert des Grundbruchwiderstands:

$$R_d = R_n / \gamma_{R,V}$$

$$\gamma_{R,V} = 1,4$$

Nachweis der Sicherheit gegen Grundbruch nach DIN 4017 Systemskizzen, Bemessungswerte (Abbildungen aus [2.22])

$$R_n = a' * b' * (\gamma_2 * b' * N_b + \gamma_1 * d * N_d + c * N_c)$$

mit: $a' = a - 2 * e_a$
 $b' = b - 2 * e_b$

$$N_b = N_{b0} * v_b * i_b * \lambda_b * \xi_b$$

$$N_d = N_{d0} * v_d * i_d * \lambda_d * \xi_d$$

$$N_c = N_{c0} * v_c * i_c * \lambda_c * \xi_c$$

$$N_{b0} = (N_{d0} - 1) * \tan(\varphi_2) \quad \text{(Gründungsbreite)}$$

$$N_{d0} = \tan^2(45^\circ + \varphi_2/2) * e^{(\pi * \tan(\varphi_2))} \quad \text{(Gründungstiefe)}$$

$$N_{c0} = (N_{d0} - 1) / \tan(\varphi_2) \quad \text{(Kohäsion)}$$

$$v_b = 1 - 0,3 * (b'/a')$$

$$v_d = 1 + (b'/a') * \sin(\varphi_2)$$

$$v_c = (v_d * N_{d0} - 1) / (N_{d0} - 1)$$

} Grundrissform (Rechteck)

$$i_b, i_d, i_c \rightarrow 1$$

$$\lambda_b, \lambda_d, \lambda_c \rightarrow 1$$

$$\xi_b, \xi_d, \xi_{bc} \rightarrow 1$$

} Neigungsbeiwerte Last
Gelände
Sohfläche

Charakteristischer Grundbruchwiderstand nach DIN 4017

Schicht	Wichte		Scherfestigkeit			Steifemodul	Wasserdurchlässigkeit	
	γ	γ'	φ'	c'	c_u	E_{SE} / E_{SW}	k_f	
	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[m/s]	
1	Auffüllungen							
	grob-/gemischtkörnig	20	10	32,5	0	0	--	$10^{-2} \div 10^{-6}$
	feinkörnig	19	9	27,5	2 ÷ 5	20 ÷ 50	--	$10^{-6} \div 10^{-8}$
2	Sande, schluffig							
	Schluffe, sandig	18 ÷ 19	9 ÷ 10	30 ÷ 32,5	0	0	20 ÷ 50 / --	$10^{-4} \div 10^{-6}$
		18 ÷ 20	8 ÷ 10	25 ÷ 27,5	2 ÷ 5	20 ÷ 50	5 ÷ 10 / --	$10^{-6} \div 10^{-9}$
3	Sande und Kiese, mitteldicht bis dicht							
		20 ÷ 21	11 ÷ 12	32,5 ÷ 37,5	0	0	50 ÷ 80 / --	$10^{-3} \div 10^{-5}$
4	Hydrobion-Schichten							
	Tone und Schluffe	19 ÷ 20	9 ÷ 10	17,5 ÷ 22,5	10 ÷ 30	75 ÷ 300	15 ÷ 20 / 30 ÷ 50	$10^{-7} \div 10^{-9}$
	Sande	18 ÷ 19	9 ÷ 10	27,5 ÷ 30	0	0	20 ÷ 50 / --	$10^{-4} \div 10^{-7}$
	Kalkstein, Algenkalk	22 ÷ 24	12 ÷ 14	30 ÷ 45 ¹⁾	--	2 ÷ 200 ²⁾	50 ÷ 250 / --	$10^{-1} \div 10^{-6}$

Schicht 1 oberhalb Gründungssohle

Schicht 2 unterhalb Gründungssohle

1) Ersatzreibungswinkel

2) Gesteinsfestigkeit des Kalksteins in MN/m²

Grenzfall 1
günstige Kennwerte

Grenzfall 2
ungünstige Kennwerte

Kennwerte nach [2.2], Tabelle entnommen aus [2.19]

$$V_d = V_d * \gamma_G = 14.000 * 1,4 = 18.900 \text{ kN}$$

Grenzfall	γ_1 [kN/m ³]	γ_2' [kN/m ³]	c_2 [kN/m ²]	ϕ_2 [°]	e_a	e_b [mm]	$\gamma_2 * b' * N_b$ [kN/m ²]	$\gamma_1 * d * N_d$ [kN/m ²]	$c_2 * N_c$ [kN/m ²]	R_n [kN]	R_d [kN]
1 (günstig)	20	10	0	32,5	0	27,5	685,9	5079,3	0	249.037	177.883
2 (ungünstig)	19	9	10	17,5	0	27,5	51,9	830,9	175,3	45.708	32.649

Grenzfall 1: günstige Kennwerte

$$V_d = 18.900 \text{ kN} \ll 177.883 \text{ kN} = R_{n,d}$$

Grenzfall 1: günstige Kennwerte

$$V_d = 18.900 \text{ kN} \ll 32.649 \text{ kN} = R_{n,d}$$

Nachweis der Sicherheit gegen Grundbruch nach DIN 4017

Ausmittige Last, Lagerweg +55 mm, gemäß Anl. 6.5; Kennwerte gemäß Anl. 6.8