



DR. SPANG

INGENIEURGESELLSCHAFT FÜR BAUWESEN, GEOLOGIE UND UMWELTECHNIK MBH

DB ProjektBau GmbH Netz AG

Regionalbereich Mitte

Technik S 6 / NMS (I.NG-MI-N)

Hahnstraße 52 49

60528 Frankfurt am Main

Projekt-Nr.	Datei	Diktat	Büro	Datum
28.2288	P2288B_ErnstHeinkel140108_Rev2.docx	Fe/Ke We/MieWitten	19.02.2014	08.02.2017

S-Bahn Rhein-Main / Nordmainische S-Bahn

EÜ Ernst-Heinkel-Straße

Strecken km 6,106 (Strecke 3660)

- Geotechnisches Gutachten -

ANLAGE 12.5.15a

geändert

Auftrag vom 03.04.2009

Gesellschaft: HRB 8527 Amtsgericht Bochum, USt-IdNr. DE126873490, Geschäftsführer Dipl.-Ing. Christian Spang

Zentrale Witten: Westfalenstraße 5 - 9, D-58455 Witten, Tel. (0 23 02) 9 14 02 - 0, Fax 9 14 02 - 20, zentrale@dr-spang.de
http://www.dr-spang.de

Niederlassungen: 73734 Esslingen/Neckar, Weilstr. 29, Tel. (0711) 351 30 49-0, Fax 351 30 49-19, esslingen@dr-spang.de
60528 Frankfurt/Main, Rennbahnstraße 72 - 74, Tel. (069) 678 65 08-0, Fax 678 65 08-20, frankfurt@dr-spang.de
09599 Freiberg/Sachsen, Halsbrücker Str. 34, Tel. (03731) 798 789-0, Fax 798 789-20, freiberg@dr-spang.de
06618 Naumburg, H.-von-Stephan-Platz 1, Tel. (03445) 762-0, Fax 762-162, naumburg@dr-spang.de
90491 Nürnberg, Erlenstegenstr. 72, Tel. (0911) 964 56 65-0, Fax 964 56 65-5, nuernberg@dr-spang.de

Banken: Deutsche Bank AG, Witten, IBAN: DE42 4307 0024 0813 9511 00, BIC: DEUTDE33HAN
Sparkasse Witten, IBAN: DE59 4525 0035 0000 0049 11, BIC: WELADED1WTN



INHALT	SEITE
1. ALLGEMEINES	4
1.1 Projekt	4
1.2 Auftrag	4
1.3 Unterlagen	4
1.4 Untersuchungen	6
1.4.1 Feldaufschlüsse	6
1.4.2 Hydrogeologische Feldversuche	7
1.4.3 Geotechnische Laborversuche	7
2. GEPLANTE BAUMASSNAHMEN	8
3. GEOTECHNISCHE SITUATION	8
3.1 Morphologie, Vegetation und aktuelle Nutzung	8
3.2 Baugrundaufbau	9
3.2.1 Geologischer Überblick	9
3.2.2 Schichtbeschreibung	9
3.3 Grundwasser	11
3.3.1 Allgemeines	11
3.3.2 Grundwasserstand und vorläufiger Bemessungswasserstand	11
3.3.3 Durchlässigkeiten	12
3.3.4 Grundwasserfließrichtung	12
3.3.5 Ergebnisse der hydrochemischen Grundwasseruntersuchungen	13
3.4 Geotechnische Besonderheiten	13
3.4.1 Lagerstätten und (Alt-)Bergbau	13
3.4.2 Tektonik	13
3.4.3 Erdbebengefährdung	14
3.4.4 Frosteinwirkungszone	14
3.4.5 Schutzgebiete	14
4. BODENKLASSIFIZIERUNG	15



4.1	Klassifizierung für bautechnische Zwecke	15
4.2	Bodenkennwerte	15
4.3	Felsmechanische Kennwerte	16
5.	FOLGERUNGEN	16
5.1	Gründung	16
5.2	Baugruben	18
5.3	Grundwasser	21
6.	EMPFEHLUNGEN	22
6.1	Gründung	22
6.2	Baugruben	23
6.3	Wasserhaltung und Abdichtung	24
6.4	Wiederverwendbarkeit der Aushubböden	24
6.5	Sonstige Empfehlungen	25
7.	ANLAGEN	

Anlage 12.5.15.1a: Übersichtslageplan 1 : 25.000 (siehe Anlage 12.5)

Anlage 12.5.15.2a: Amtliche Karten (siehe Anlage 12.5)

Anlage 12.5.15.2.1a: Geologische Karte 1 : 25.000 (siehe Anlage 12.5)

Anlage 12.5.15.2.2a: Hydrogeologische Karten 1 : 25.000 (siehe Anlage 12.5)

Anlage 12.5.15.2.3a: Wasserschutzgebietskarte 1 : 25.000 (siehe Anlage 12.5)

Anlage 12.5.15.3: ~~Lageplan mit Erkundungspunkten 1 : 500, Schnitt durch das Bauwerk mit Erkundung 1 : 250~~ „wird ersetzt durch Anlage 12.5.15.3a“

Anlage 12.5.15.3a: Lageplan mit Erkundungspunkten 1 : 200, Schnitt durch das Bauwerk mit Erkundung 1 : 200

(1)



1. ALLGEMEINES

1.1 Projekt

Die DB Netz AG, ~~vertreten durch die DB ProjektBau GmbH~~, plant den Neubau der „Nordmainischen S-Bahn“. Die Nordmainische S-Bahn soll an das Bestandsnetz der Frankfurter S-Bahn in der Nähe der Station Konstablerwache anschließen und über den Bahnhof Frankfurt/Main – Ost zum HBF Hanau führen. Dabei soll die Streckenführung auf der nördlichen Mainseite, im Wesentlichen in Bündelung mit der bestehenden Schnellbahnstrecke Frankfurt – Fulda, erfolgen. Mit der Nordmainischen S-Bahn soll somit das Frankfurter S-Bahn-Netz mit der bereits bestehenden, südlich des Mains geführten S-Bahn-Strecke ergänzt werden.

In diesem Zusammenhang ist eine Eisenbahnüberführung (EÜ) über die Verlängerung der Ernst-Heinkel-Straße geplant.

Das vorliegende Gutachten behandelt die geotechnischen Verhältnisse im Bereich der EÜ Ernst-Heinkel-Straße.

1.2 Auftrag

Die DB ProjektBau GmbH hat am 03.04.2009 der Dr. Spang Ingenieurgesellschaft für Bauwesen, Geologie und Umwelttechnik mbH, den Auftrag erteilt, eine Baugrundbeurteilung zu erstellen.

1.3 Unterlagen

Es wurden die nachfolgend aufgeführten Unterlagen verwendet:



DR. SPANG

Projekt: 28.2288

Seite 5

19.02.2014 08.02.2017

[U 1] **Deutsche Bahn AG, S-Bahn Rhein-Main, Nordmainische S-Bahn, Strecke Frankfurt/M Ost – Hanau Baulos 13, 95/220; Bericht No. 1, Baugrundgutachten;** Prof.-Ing. P. Amann Consult GmbH, Mühlthal, April 1997.

~~[U 2] **EÜ Ernst-Heinkel-Straße, Variante 2 – Bushaltestellen außerhalb Überführungsbereich mit beidseitigen Busbuchten, Entwurfsplanung;** Stadt Frankfurt am Main, Amt für Straßenbau & Erschließung, Arbeitsstand 17.12.2013.~~

[U 3] **Geologische Karte von Hessen, Blatt Frankfurt a. M. Ost (5818), Karte 1 : 25.000 und Erläuterungen;** Hessisches Landesamt für Bodenforschung, Wiesbaden, 1993.

[U 4] **S-Bahn Rhein-Main / Nordmainische S-Bahn, Strecke km 54,310 – km 71,900;** Geotechnisches Gutachten; Dr. Spang Ingenieurgesellschaft für Bauwesen, Geologie und Umwelttechnik mbH, Witten, 25.01.2010.

[U 5] **S-Bahn Rhein-Main / Nordmainische S-Bahn Lph 3, Strecke km 54,310 – km 71,900;** Geotechnisches Gutachten; Dr. Spang Ingenieurgesellschaft für Bauwesen, Geologie und Umwelttechnik mbH, Witten, 25.01.2010.

[U 6] **S-Bahn Rhein – Main, Nordmainische S-Bahn; Machbarkeitsuntersuchung;** DB ProjektBau GmbH, Frankfurt, Oktober 2006.

Außerdem werden die zum Zeitpunkt der Gutachtenerstellung eingeführten technischen Regelwerke und alle relevanten bahninternen Regelwerke verwendet, insbesondere die in Ril 836.0101 aufgeführten Regelwerke.



1.4 Untersuchungen

1.4.1 Feldaufschlüsse

Zur Erkundung der Baugrundsichtung im Nahbereich der EÜ Ernst-Heinkel-Straße wurden in der aktuellen Erkundungskampagne (3. EKP) 4 **Bohrsondierungen** (BS 13/53 bis BS 13/56) sowie 2 **Kernbohrungen** (BK 13/06, BK 13/07) nach DIN EN ISO 22 475-1 abgeteuft. Die erreichten Endteufen der Bohrsondierungen lagen zwischen 3,0 m und 8,15 m unter Geländeoberfläche (u GOF), die der Kernbohrungen bei 20,0 m bzw. 25,0 m u GOF. Die Bohransatzpunkte wurden zur Leitungserkundung bei gegebenem Verdacht vorlaufend zur Durchführung der Bohrung bis in eine Tiefe von 1,3 m vorgeschachtet. Die Bohrkern wurden durch Mitarbeiter der Dr. Spang GmbH geotechnisch aufgenommen und nach DIN 4023 in [U 4] dargestellt.

Um Informationen zur Lagerungsdichte / Konsistenz der anstehenden Böden zu erhalten, wurden in einem Abstand von 2 m bis 5 m neben den Bohrsondierungen BS 13/54 und BS 13/56 sowie neben den Kernbohrungen BK 13/06 und BK 13/07 je eine **Sondierung mit der schweren Rammsonde** (DPH 13/54, DPH 13/56, DPH 13/06, DPH 13/07) nach DIN EN ISO 22 476-2 abgeteuft. Dabei lag die Endteufe der Sondierung DPH 13/56 bei 10,0 m u GOF, die der Sondierungen DPH 13/06 und DPH 13/07 bei 11,5 m u GOF bzw. bei 14,3 m u GOF. Abbruchkriterium für die DPH war jeweils das Erreichen der Solltiefe bzw. Schlagzahlen von N10 > 50 auf mindestens 30 cm Tiefe in Folge.

Die EÜ Ernst-Heinkel-Straße war in der Machbarkeitsstudie [U 6] noch nicht vorgesehen. Daher wurden im Rahmen der 1. Erkundungskampagne im Jahr 2008 keine Bohrungen oder Sondierungen speziell für die EÜ ausgeführt. Zur Erkundung der geplanten Strecke im Bereich des EÜ Ernst-Heinkel-Straße (ca. km 57+500, Strecke 3685) können aus dieser Erkundungskampagne die BK/GWM 08/26, DPH 08/26, DPH 08/106 und die BS 08/03 ergänzend herangezogen werden.

Aus dem Kerngewinn der Bohrung BK 08/26 wurden gestörte Proben (gP) für geotechnische und umwelttechnische Laboruntersuchungen genommen. Die Entnahmetiefen sind der in [U 4] beigefügten Schichtenverzeichnissen zu entnehmen. Auf Grundlage der umwelttechnischen



Untersuchungsergebnisse wurde der PFA 1 - Frankfurt in umwelttechnische Homogenbereiche eingeteilt (nicht identisch mit geotechnischen Homogenbereichen nach [U 4] und [U 5]). Die geplante EÜ (km 6,106) liegt demnach im umwelttechnischen Homogenbereich H 01-03. Aus den entnommenen Einzelproben in Entnahmetiefen bis 0,9 m Tiefe wurde die Mischprobe MP 07 erstellt. Die Untersuchungsergebnisse wurden nach LAGA Boden und Merkblatt „Entsorgung von Bauabfällen“ bewertet. Aufgrund eines Arsengehaltes von 0,026 mg/l erfolgt die Einteilung der untersuchten Böden in die Einbauklasse Z 1.2.

Alle Aufschlüsse wurden im Anschluss an deren Herstellung der Lage und Höhe nach auf das Festnetz des AG sowie dem Landesnetz eingemessen. Die Lagekoordinaten (Rechts- und Hochwert) und die Höhe wurden dabei mit einer Genauigkeit von ± 5 cm ermittelt. Die Lage der Aufschlüsse ist in Anlage 3 dargestellt.

1.4.2 Hydrogeologische Feldversuche

Die der EÜ am nächsten gelegene Grundwassermessstelle (DN = 5") ist die BK 08/26. Es wurde eine Wasserprobe entnommen und auf ihren Beton- und Metallangriffsgrad gemäß DIN 4030 bzw. DIN 50 929 untersucht. Die Auswertung der hydraulischen Bohrlochversuche ist in [U 4] zusammengestellt.

1.4.3 Geotechnische Laborversuche

Zur Bestimmung boden- und felsmechanischer Parameter wurden geotechnische Laborversuche durchgeführt. Der Umfang und die Ergebnisse der Untersuchungen ist [U 4] zu entnehmen.



2. GEPLANTE BAUMASSNAHMEN

Die geplante S-Bahntrasse befindet sich in Hessen, nördlich des Mains zwischen Frankfurt und Hanau. Sie ist unmittelbar nördlich neben der bestehenden Bahnstrecke 3660 Frankfurt - Hanau geplant.

In Verlängerung der Ernst-Heinkel-Straße ist eine Unterführung der Straße unter den Gleisen der Eisenbahn (je 2 Gleise der Strecke 3685, 3660 und der Hafenbahn) geplant. Die Schienenoberkante der Strecke 3685 bzw. 3660 liegt bei +99,67 m NHN. Der ca. ~~19,0~~ 18,0 m lange Überbau (~~Achsmaß 17,0 m~~) wird eine lichte Weite von ca. ~~14,2~~ 14,7 m und eine lichte Höhe von ca. ~~4,8 m~~ 4,5 m erhalten. Nach [U-2] 6.5.1a ist davon auszugehen, dass die als Stahltragbrücke ausgebildete EÜ über einen Kopfbalken auf das Trogbauwerk gegründet werden soll, in das die zur Baugrubensicherung geplanten Bohrpfehlwände integriert werden sollen. Die Straßenunterführung soll als Trogbauwerk nach [U-2] 6.5.1a bei maximal ca. 6,2 m unter SO flach auf einer Unterwasserbetonsohle gegründet werden. Es handelt sich nach dieser Planung um zwei getrennt zu betrachtende Bauwerke.

In nördlicher und südlicher Lage sind dem Unterführungsbauwerk Zufahrtsrampen angeschlossen, die den Höhenunterschied zum natürlichen Geländeniveau herstellen. Nach [U-2] 6.5.1a wird die nördliche Zufahrtsrampe ~~ca. 60 m~~ 66,95 m lang und die südliche Zufahrtsrampe ~~ca. 80 m~~ 79,41 m lang. In die Zufahrtsrampen soll ein Geh-/Radweg, die zum Bahnsteigzugang innerhalb der EÜ führen, integriert werden. Die Zufahrtsrampen sollen als Trogbauwerke ausgebildet werden.

3. GEOTECHNISCHE SITUATION

3.1 Morphologie, Vegetation und aktuelle Nutzung

Die Trasse durchläuft im Bereich der Ernst-Heinkel-Straße städtischen Siedlungsraum der Stadt Frankfurt, der Abstand zum südöstlich gelegenen Main beträgt etwa 1.100 m, bzw. südwestlich ca. 1.00 m und zum nächstgelegenen Hafenbecken ca. 950 m.



3.2 Baugrundaufbau

Das Bauwerk liegt ~~im Homogenbereichen C. Dieser besteht aus in den~~ Auelehmen (Schicht I.2b), die von überwiegend rolligen, quartären Sanden und Kiesen der Mainterrasse (Schicht I.4) unterlagert werden. Darunter folgen tertiäre Tone (Schicht II.6 „Rupelton“).

3.2.1 Geologischer Überblick

Ein ausführlicher geologischer Überblick der im Baugebiet zu erwartenden Schichten ist [U 4] zu entnehmen.

3.2.2 Schichtbeschreibung

Bei der durchgeführten Baugrunderkundung im Nahbereich des geplanten Bauwerks sind im Wesentlichen folgende Bodenschichten angetroffen worden.

**Auffüllungen (Schicht I.1),
Auelehm (Schicht I.2b),
Mainterrasse (Schicht I.4),
Rupelton (Schicht II.6).**

Auffüllung / Gleisbettung (Schicht I.1)

Auffüllungen wurden in den Bohrsondierungen und Kernbohrungen bis maximal 1,2 m unter Bohransatzpunkt erbohrt. Hauptbestandteil der Auffüllungen ist ein Konglomerat aus kiesigen und steinigen Sanden mit schluffigen Beimengungen.

Im Bereich der bestehenden Strecke 3660 steht eine Gleisbettung an.



Auelehm (Schicht I.2b)

In den Bohrsondierungen und Kernbohrungen wurde das Material im Wesentlichen als schluffiger Feinsand bzw. sandiger Schluff, örtlich mit geringen organischen Bestandteilen angesprochen. Die Konsistenz ist überwiegend weich bis steif.

Terrassenablagerungen (Schicht I.4)

Durch ihre Verbreitung bilden die Terrassensande und Kiese eine weiträumig vorhandene Bodenart im Projektgebiet.

Terrassenablagerungen des Mains wurden in den Bohrsondierungen BS 13/54 und BS 13/56 bis in eine Tiefe von 5,6 m bzw. 6,1 m unter Bohransatzpunkt aufgeschlossen, in den Bohrsondierungen BS 13/53 und BS 13/55 wurde die Liegendgrenze bis zur Endteufe von 3,0 m unter Bohransatzpunkt nicht erreicht. In den Kernbohrungen BK13/06 und BK 13/07 wurden die Terrassenablagerungen bis in eine Tiefe von 7,4 m bzw. 7,1 m erkundet.

Die Terrassenablagerungen bestehen überwiegend aus sanden und Kiesen mit schwach schluffigen bis schluffigen Nebenbestandteilen oder Geröllen > 60 mm Durchmesser. Die Kiesanteile sind in der Regel gerundet. Die Lagerungsdichte der Terrassensedimente wurde in der Erkundung überwiegend mitteldicht bis sehr dicht angetroffen.

Rupelton (Schicht II.6)

In den Bohrungen wurde der Rupelton als überwiegend dunkelgrauer, schwach schluffiger, stark kalkhaltiger Ton bzw. toniger, stark kalkhaltiger Schluff angetroffen. Örtlich wurden geringmächtige braungraue, kalkige Feinsandeinlagerungen erbohrt. Die Konsistenz ist nach der Bodenansprache als überwiegend halbfest zu bewerten.



3.3 Grundwasser

3.3.1 Allgemeines

Die hydrogeologischen Verhältnisse sind im Projektgebiet maßgeblich von dem nahe gelegenen Vorfluter, dem Main geprägt.

Den obersten, für das geplante Bauwerk relevanten Grundwasserleiter bilden in der Regel die gut durchlässigen bis sehr gut durchlässigen Terrassenablagerungen des Mains (Schicht I.4). Nach [U 4] ist im Projektgebiet mit geringen Grundwasserflurabständen (< 5 m) zu rechnen. Die Grundwasserströmung ist im obersten Grundwasserstockwerk in der Regel auf den Vorfluter (Main) hin gerichtet und im Projektgebiet somit in Richtung Süden.

3.3.2 Grundwasserstand und vorläufiger Bemessungswasserstand

Der Grundwasserstand wurde während der Erkundung in der Bohrsondierung BS 13/54 bei 2,8 m u GOF (+ 96,47 m NHN) und in der BS 13/56 bei 2,2 m u GOF (+ 97,45 m NHN) in den Kiesen und Sanden der Rheinterrasse (Schicht I.4) angetroffen. Mit den Bohrsondierungen ist keine zweifelsfreie Festlegung des Grundwasserstandes möglich. Es wird dort angenommen, wo das gewonnene Bodenmaterial als nass angesprochen wurde.

Der vorläufige Bemessungswasserspiegel für den Endzustand wird zunächst aus dem bislang höchsten nachgewiesenen Grundwasserstand zuzüglich eines Sicherheitsabstands von 1,0 m ermittelt. Der Bemessungswasserstand entspricht etwa einem Wasserstand mit 100-jähriger Eintrittswahrscheinlichkeit. Der bauzeitige Bemessungswasserstand ergibt sich aus der selben Betrachtung allerdings unter Berücksichtigung eines Sicherheitsabstands von 0,5 m.

Die vorläufigen Bemessungswasserstände für das Bauwerk (ca. km 6+106, Strecke 3660) ergeben sich zu: + 97,15 m NHN für den Bemessungswasserstand im Endzustand und + 96,65 m NHN für den bauzeitigen Bemessungswasserstand.



Eine weitere Beobachtung des Grundwasserstands wird derzeit durchgeführt. Auf Basis dieser Ergebnisse sind die vorläufig festgelegten Bemessungswasserstände zu kontrollieren und ggf. anzupassen.

3.3.3 Durchlässigkeiten

Für die Bestimmung der Durchlässigkeit wurden im gesamten Streckenabschnitt insgesamt 5 Kurzpumpversuche und 1 Langzeitpumpversuch sowie 8 Absenk-/Auffüllversuche im Zuge der Grundwasserprobennahme in zu Grundwassermessstellen ausgebauten Bohrlöchern durchgeführt. Zusätzlich werden zur Bewertung der Durchlässigkeiten die geotechnischen Laborversuche (Durchlässigkeitsversuche, Kornverteilungen) herangezogen. Ergänzend werden die Angaben in [U 1] herangezogen.

Die Durchlässigkeiten können als Bandbreiten nach den ausgeführten Pumpversuchen, den Laborversuchen und den Unterlagen [U 1] gemäß Tabelle 3.3.3-1 angesetzt werden.

Schicht Nr.	Schichtbezeichnung	Durchlässigkeitsbeiwert k_f [m/s]
I.2	Auesedimente, Hochflutlehm	1×10^{-7} bis 5×10^{-4}
I.4	Sande und Kiese der Mainterrasse	1×10^{-5} bis 1×10^{-2}
II.6	Rupelton	1×10^{-8} bis 1×10^{-6} in Feinsandlagen auch höher

Tabelle 3.3.3-1: Durchlässigkeitsbeiwerte

3.3.4 Grundwasserfließrichtung

Die generelle Grundwasserfließrichtung im Baugebiet ist Richtung Süden zum Main hin gerichtet.



In den Hauptgrundwasserleiter, den Terrassen des Mains, kann von Grundwasserabstandsgeschwindigkeiten von $v_a = 1 \times 10^{-7}$ m/s bis 1×10^{-4} m/s ausgegangen werden.

3.3.5 Ergebnisse der hydrochemischen Grundwasseruntersuchungen

Aufgrund der in [U 4] gemachten Untersuchungen der hydrochemischen Eigenschaften wurde das Grundwasser im relevanten Baugebiet entsprechend den Analyseergebnissen nach DIN 4030 als **nicht Beton angreifend** klassifiziert.

Untersuchungen bezüglich der Stahlaggressivität nach DIN 50 929 ergaben, dass ein **sehr geringer Angriffsgrad** für unlegierte Stähle bezüglich **der Mulden- und Lochkorrosion** an der Wasser-/Luftgrenze vorliegt. Die Gefährdung bezüglich der Flächenkorrosion von unlegierten Stählen ist als sehr gering zu bewerten.

3.4 Geotechnische Besonderheiten

3.4.1 Lagerstätten und (Alt-)Bergbau

Nach 0 ist das geplante Bauwerk nicht direkt von (Alt-) Bergbau oder Gewinnungsanlagen der Steine und Erden betroffen. Eine ausführliche Dokumentation o. g. Lagerstätten ist [U 4] zu entnehmen.

3.4.2 Tektonik

[U 4] ist zu entnehmen, dass das Bauwerk **direkt** von keiner Störungszone tangiert wird.



3.4.3 Erdbebengefährdung

Das Mainzer Becken gehört zu den tektonisch aktiven Gebieten in Deutschland. Erdbeben sind durch die Schollenverschiebungen regelmäßig zu beobachten. Es handelt sich allerdings um relativ häufige Beben mit vergleichsweise geringen Stärken.

Nach DIN EN 1998/NA liegt das Bauwerk in der Erdbebenzone 0. Es ist daher von einem Intensitätsintervall $6,0 \leq I < 6,5$ auszugehen. Das Projektgebiet ist in die geologische Untergrundklasse S (Gebiete tiefer Beckenstrukturen mit mächtiger Sedimentfüllung) einzugruppieren.

3.4.4 Frosteinwirkungszone

Nach Ril 836.4101A04 liegt das Bauwerk im Frosteinwirkungsgebiet I und nach RSTO 12 im Frosteinwirkungszone I.

3.4.5 Schutzgebiete

Die geplante Bauwerk liegt in keiner Wasserschutzzone.

Ebenso liegt das Bauwerk in keinem ausgewiesenen Naturschutzgebiet, FFH-Gebiet, Vogelschutzgebiet oder Landschaftsschutzgebiet.



4. BODENKLASSIFIZIERUNG

4.1 Klassifizierung für bautechnische Zwecke

Nach den Erkundungsergebnissen, den Feld- und Laboruntersuchungen sowie den Archivunterlagen lassen sich die im Projektgebiet zu erwartenden Böden wie folgt geotechnisch klassifizieren.

Schicht Nr.	Bodenart	Klassifizierung nach		Frostempfind- lichkeit ¹⁾	Verdicht- barkeit ²⁾
		DIN 18 196	DIN 18 300		
I.1	Auffüllungen	A [GE, GW, SE, SW, SU, SU*, UL, UM, OU]	3 - 5, tlw. 6 - 7	F 1 - F 3	V 1 - V 3 z. T. nicht verdichtbar
I.2b	Aue-/Hochflutlehm	UL, UM, UA, SU*, HZ, OU	3 - 4 (2) ³⁾	F 3	V 2 - V 3 z. T. nicht verdichtbar
I.4	Terrassen des Mains	SE, SW, SI, SU, GE, GW, GI, GU	3 - 5	F 1 - F 2	V 1
II.6	Rupelton	TA, TM, UM, SU	4 - 7 ³⁾	F 1 - F 3	V 1, V 3 z. T. nicht verdichtbar

1) Nach ZTV E-StB 09 (F1 nicht frostempfindlich, F3 sehr frostempfindlich).

2) (V1 = verdichtbar, V2= mäßig verdichtbar, V3 = schwer verdichtbar).

3) Der angegebene Boden kann bei Wassersättigung infolge Störung der Lagerung in Bodenklasse 2 nach DIN 18 300 übergehen.

Tabelle 4.1-1: Bodenklassifizierung

4.2 Bodenkennwerte

Auf der Basis der ausgeführten Laborversuche, von Archivunterlagen und von umfangreichen Erfahrungen mit den im Projektgebiet anstehenden Böden lassen sich die in Tabelle 4.2-1 zusammengestellten charakteristischen Bodenkennwerte angeben. Lokale Abweichungen sind



möglich. Bei den angegebenen Kennwerten handelt es sich um charakteristische Werte nach dem Teilsicherheitskonzept gemäß Eurocode 7.

Schicht Nr.	Bezeichnung	Wichte feuchter Boden cal γ_k [kN/m ³]	Wichte unter Auftrieb cal γ_k' [kN/m ³]	Reibungswinkel cal φ_k' [°]	Kohäsion cal c_k' [kN/m ²]	Undrainierte Kohäsion cal $c_{u,k}$ [kN/m ²]	Steifemodul cal $E_{s,k}$ ¹⁾ [MN/m ²]
I.1	Auffüllungen	18 - 20	8 - 10	25 - 30	0	0	-
I.2b	Aue-/Hochflutlehm	19 - 20	10 - 11	20 - 30	10 - 20	75 - 100	5 - 10
I.4	Terrassen des Mains	18 - 20	9 - 10	30 - 32,5	0	0	40 - 80
II.6	Rupelton	20	10	20	20	150	10

1) Ermittlung des Steifemoduls $E_{s,k}$ für den Laststeigerungsbereich 0 bis 300 kN/m²

Tabelle 4.2-1: Charakteristische Bodenkennwerte

4.3 Felsmechanische Kennwerte

Im Baufeld des Bauwerks wurde in gründungsrelevanter Tiefe kein Fels erkundet.

5. FOLGERUNGEN

5.1 Gründung

Die Eisenbahnüberführung soll nach [\[U-2\] 6.5.1a](#) über Bohrpfahlwände mit einer Stärke von 0,8 m tief gegründet werden. Die Trogbauwerke für die Straßenunterführung sollen nach [\[U-2\] 6.5.1a](#) flach auf eine ~~0,6 m~~ ca. 0,90 m starke Betonplatte auf einer Unterwasserbetonsohle gegründet werden.



Die Aushubsohle des Trogbauwerks liegt bei ca. +92,8 m NHN. Die beiden Bauwerke (EÜ und Trog der Straßenunterführung) sollen nach dem Bauwerksentwurf gekoppelt werden.

Die Eisenbahnüberführung kann über Bohrpfähle im Rupelton gegründet werden. Die Gründungssohle des Trogbauwerks liegt im Tiefpunkt bereits in dem Rupelton (Schicht II.6). Z. T. können in der Gründungssohle noch Reste der Sande und Kiese der Mainterrasse angetroffen werden. Die Gründungssohle der Zufahrtsrampen liegt mit ansteigender Gradienten voraussichtlich in den mindestens mitteldicht gelagerten Sanden und Kiesen (Schicht I.4), z.T. auch in den Auffüllungen (Schicht I.1) bzw. dem Auelehm (Schicht I.2b).

Der stark überkonsolidierte Rupelton stellt einen Baugrund mittlerer Tragfähigkeit dar. Aufgrund der erwarteten geringen Lasten aus dem Trogbauwerk der Straßenunterführung kann das Trogbauwerk aus geotechnischer Sicht flach auf eine Schotteraustauschschicht gegründet werden. Durch die Kopplung an die Tiefgründung der EÜ wird ein Teil der Lasten voraussichtlich über die Tiefgründung abgeführt. Die Tragwerk-Baugrund-Interaktion zwischen den flachen und tiefen Gründungselementen ist unbedingt zu beachten. Aus der Belastung des Baugrunds durch die Flachgründung des Trogs kann sich ggf. eine negative Mantelreibung an den tief gründenden Elementen ergeben.

Für die Fundamentplatte des Trogbauwerks der Straßenunterführung kann in Rupelton (Schicht II.6) unter Berücksichtigung eines Bodenaustauschs der bindigen Schichten von mindestens 0,3 m ein Bettungsmodul von $k_{s,k} = 15,0 \text{ MN/m}^3$ angesetzt werden. Eine unbewehrte mögliche Unterwasserbetonsohle kann einem entsprechenden Bodenaustausch gleichgesetzt werden. Der Bettungsmodul ist keine Bodenkenngröße sondern ist insbesondere von den Bauwerksabmessungen und der Laststellung abhängig. Insofern handelt es sich bei o. g. Bettungsmodul um einen aus den erwarteten Lasten abgeleiteten Wert, der im Zuge der Planung zu überprüfen ist.

Für eine Pfahlgründung der Eisenbahnüberführung über Bohrpfähle kann im Rupelton von den charakteristischen Kennwerten gemäß Tabelle 5.2-1 ausgegangen werden. Wenn keine Probelastungen ausgeführt werden, können die Werte auch für die Bemessung verwendet werden. Direkt neben dem vorgesehenen Trogbauwerk kann in den Pfählen keine Mantelreibung



aktiviert werden. Insofern liegt der Lastabtragsbereich der Pfähle vollständig im Rupelton (Schicht II.6).

Bezogene Pfahlkopfsetzung s/D_s [-]	Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,k}$ [MN/m ²]	Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ [MN/m ²]
0,02	0,675	0,055
0,03	0,800	
0,1 = s_g	1,350	

Tabelle 5.2-1: charakteristische Pfahlkennwerte für einen Bohrpfahl für Schicht II.6

Unterhalb des Grundwasserspiegels sind die Pfähle mit Wasserauflast zu bohren, um einen unkontrollierten Bodeneintrag über die Pfahlsohle zu vermeiden. Die Regelungen des Eurocode 7, DIN EN 1536 sowie der EA-Pfähle sind zu beachten.

5.2 Baugruben

Die Schlitzwände oder Bohrpfähle können von der Geländeoberfläche hergestellt werden. Für die Kopfbalken sind voraussichtlich Baugruben bis ca. 2,0 m Tiefe erforderlich. Diese Baugruben können aufgrund der Lage im bestehenden Bahnkörper nicht geböscht, sondern nur verbaut ausgeführt werden.

Das Trogbauwerk der Straßenunterführung wird in offener Bauweise erstellt. Am tiefsten Punkt des Bauwerks liegt die Aushubsohle ca. ~~6,9 m~~ 8,4 m unter GOF. Die anstehenden überwiegend rolligen Auffüllungen (Schicht I.1) und die Sande und Kiese der Mainterrasse (Schicht I.4) dürfen mit maximal 45° geböscht werden. Eine Ausführung der Baugrube in geböschter Form ist aufgrund des vorhandenen und benötigten Platzbedarfs im Gleisbereich voraussichtlich nicht zu realisieren.

Aufgrund einer erforderlichen (bauzeitigen) Absenktiefe bis auf etwa 93,0 m NHN (3,65 m unter bauzeitigen Bemessungswasserstand) inklusive eines Sicherheitszuschlags von 0,5 m und der Lage der Absenkung in der stark durchlässigen Mainterrasse, ist eine Grundwasserabsenkung für das



Bauwerk prinzipiell ausführbar, unter wirtschaftlichen Aspekten aber voraussichtlich nicht zu realisieren. Bei einer **entsprechenden** Absenkung **von 3,65 m** werden auch Bedenken bei der Genehmigungsfähigkeit gesehen. Außerdem ist für eine entsprechende Absenkung und daraus resultierende Reichweite eine Altlastenerkundung im weiteren Umfeld der Baumaßnahme erforderlich, um eine Verschleppung von Schadstoffen im Grundwasser vermeiden zu können.

Es wird daher voraussichtlich ein **wasserdichter wasserdruckhaltender** Verbau der Baugrube erforderlich. Die Sohlabdichtung kann unterhalb des bauzeitigen Bemessungswasserspiegels grundsätzlich mit einer (ggf. rückverankerten) UW-Betonsohle oder mit einer Einbindung in den etwa in Höhe des Aushubsohle anstehenden vergleichsweise geringdurchlässigen Rupelton erstellt werden. Sofern eine UW-Betonsohle nicht genügend Auflast aus Eigengewicht aktivieren kann, muss eine Rückverankerung (z. B. Verpresspfähle) vorgesehen werden. Für eine Einbindung in den Rupelton ist der Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch zu führen. Ggf. sind Entspannungsbrunnen in der Baugrube anzuordnen.

Für auf Zug belastete Mikropfähle zur Rückverankerung einer Unterwasserbetonsohle kann nach **DIN 1054 und** EA Pfähle ein charakteristischer Wert der Mantelreibung in dem bindigen Rupelton (Schicht II.6) von $q_{s1,k} = 100 \text{ kN/m}^2$ angesetzt werden.

Für den vertikalen Verbau der Baugrube kommen als wasserdichte Verbauwände grundsätzlich Spundwände, Schlitzwände und überschnittene Bohrpfehlwände zur Anwendung. In einem Vergleich der gebräuchlichen Ausführungen der einzelnen Verbauarten hinsichtlich ihrer Verformungen senkrecht zur Wandachse nehmen die Verformungen in folgender Reihenfolge ab: Spundwand, Schlitzwand, Bohrpfehlwand. Um die Standsicherheit hoher Verbauwände oder einen verformungsarmen Zustand zu gewährleisten, sind allgemein Aussteifungen bzw. Rückverankerungen vorzusehen.

Grundsätzlich ist eine **Spundwand** als **wasserdichter wasserdruckhaltender** Baugrubenverbau ausführbar. Aufgrund des hohen Rammwiderstandes der anstehenden Terrassensedimente sind ggf. Rammhilfen (Niederdruckspülung, Hochdruckspülung, Entspannungsbohrungen vor Rammbeginn) erforderlich. Auch im überkonsolidierten Rupelton ist mit schwerster Rammbarkeit zu rechnen.



Schlitzwände sind Wände aus Beton oder Stahlbeton im Untergrund mit statischer und Wasser abdichtender Funktion. Sie werden in flüssigkeitsgestützten Schlitten im Boden nach dem Kontraktorverfahren mit üblichen Wändicken zwischen 0,4 m und 1,2 m hergestellt. Mit einer Schlitzwand können Tiefen von über 100 m erreicht werden. Die Ausführung einer Schlitzwand ist für die herzustellende Baugrube technisch anwendbar. Schlitzwände können nach Beendigung der Baumaßnahme in der Regel nicht rückgebaut werden, theoretisch ist ein Rückbau durch Überbohren der Schlitzwand möglich. Bei gleicher Eignung ist daher ein Spundwandverbau der kostenintensiveren Schlitzwand vorzuziehen.

Es wird darauf hingewiesen, dass für Schlitzwände im Druckbereich von Eisenbahnstrecken eine UiG und ZiE erforderlich ist. Da die Schlitzwände für die EÜ im Gleisbereich und unmittelbar angrenzend an Gleise mit Eisenbahnverkehr ausgeführt werden ist nach Ril 836.4302

- eine geodynamische Begutachtung erforderlich,
- eine geprüfte statische Berechnung mit Berücksichtigung des Einflusses der Eisenbahnverkehrslasten erforderlich,
- eine laufende fachtechnische Bauüberwachung unter Einbeziehung des Gutachters für Geotechnik sicherzustellen,
- ein schriftlicher Alarmplan den beteiligten bauenden und betreibenden Stellen unter Einbeziehung des Gutachters für Geotechnik vorzulegen.

Bei **Bohrpfahlwänden**, die Wasserdruck aufnehmen sollen, werden überschnittene Bohrpfähle ausgeführt. Sie werden mit Pfahldurchmessern von 0,3 m bis 1,5 m ausgeführt. Die maximale Tiefe liegt aufgrund der Wirtschaftlichkeit und der Genauigkeitsanforderungen im Allgemeinen bei etwa 25,0 m. Eine überschnittene Bohrpfahlwand ist für den Verbau der untersuchten Baugrube geeignet. Ein Rückbau einer Bohrpfahlwand ist technisch kaum ausführbar.

Der Verbau muss voraussichtlich ggf. in mehreren Lagen rückverankert oder ausgesteift werden. Für eine **Rückverankerung** der Verbauwand können Verpressanker verwendet werden. Die Verpressstrecken sollen in den Sanden und Kiesen (Schicht I.4) liegen. In den z. T. feinsandigen Böden der Schicht I.4 ergibt sich bei mitteldichter Lagerung und einer Krafteintragungslänge von 6 m ein charakteristischer Widerstand von etwa 430 kN/Anker. Falls die Ankerstrecken im Rupelton liegen sollten, kann ein charakteristischer Wert der Mantelreibung in dem bindigen Rupelton (Schicht



II.6) von $q_{s,k} = 150 \text{ kN/m}^2$ (ohne Nachverpressen) bzw. $q_{s,k} = 200 \text{ kN/m}^2$ (mit doppeltem Nachverpressen) angesetzt werden. Eine Lage des Verpresskörpers in den Auelehmen ist nicht zu empfehlen.

Oberhalb des bauzeitigen Bemessungswasserspiegels könnte die Baugrube bei ausreichendem Platzangebot abgeböschet werden. Geböschte Baugruben sind im anstehenden geogenen Baugrund mit einer Neigung von höchstens 45° herzustellen. Zur Vermeidung von Erosion und Austrocknung sind die Baugrubenböschungen mit Baufolie abzudecken. Die Maßgaben in DIN 4124 sind zu beachten.

Die bodenmechanischen Rechenwerte für die Standsicherheitsberechnungen können Tabelle 4.2-1 entnommen werden. Für die Bemessung der Verbauwand darf der Wandreibungswinkel für Spundwände und Bohrpfahlwände höchstens mit $|\delta_{a/p}| = 2/3 \varphi_k'$ angesetzt werden, für Schlitzwände höchstens mit $|\delta_{a/p}| = 1/2 \varphi_k'$.

Die Verbauwand ist als verformungsarme Verbauwand herzustellen. Verbauwände sind bei im Boden befindlichen Versorgungsleitungen und/oder bei der Sicherung der bestehenden Eisenbahnstrecken und von Verkehrswegen auf erhöhten aktiven Erddruck ($0,5 \times e_{a,h} + 0,5 \times e_{0,h}$) zu bemessen.

Die Erddruckansätze für das Trogbauwerk im Bereich der EÜ sind für den Nachweis der Tragfähigkeit gemäß GZ GEO-2 mit dem aktiver Erddruck und für den Nachweis des Gebrauchszustands (Verformungsbetrachtung) gemäß GZ SLS mit dem Erdruchedruck zu bestimmen.

5.3 Grundwasser

Die Grundwasserhöchststände sind für das Bauwerk nach [U 4] mit 97,15 m NHN für den Endzustand, bzw. 96,65 m NHN für den Bauzustand angegeben. Wenn eine Grundwasserabsenkung geplant werden sollte, ergibt sich für den Bauzustand daraus eine



maximale Absenkung des Grundwassers von ca. 3,55 m inkl. Sicherheitsabstand von 0,5 m unterhalb der Baugrubensohle (Aushubsohle ca. 93,6 m NN).

Wenn die Baugrube mit einem ausreichend in den Rupelton einbindenden wasserdichten Verbau erstellt wird, ist eine offene Restwasserhaltung in der Baugrube zu betreiben. Ggf. sind zusätzlich Grundwasserentspannungsbrunnen zu setzen.

Die Entsorgung von Lenzwasser sowie die Ableitung von Grundwasser, Niederschlags- und Restwasser ist grundsätzlich genehmigungspflichtig.

6. EMPFEHLUNGEN

6.1 Gründung

Es wird empfohlen, die Eisenbahnüberführung auf Bohrpfähle zu gründen. Das flach gegründete Trogbauwerk ist im Bereich der EÜ konstruktiv an die Bohrpfahlwand anzuschließen. Im Bereich neben dem Trogbauwerk darf keine Mantelreibung bis in Höhe der Gründungssohle des Trogbauwerks angesetzt werden. Aus dem Schienenverkehr sowie dem Straßenverkehr im Trog ergibt sich ggf. eine Belastung des Baugrunds, die im oberen Bereich der Pfähle zu einer negativen Mantelreibung führen kann. Dies ist im Zuge der Planung zu überprüfen und bei der Bemessung der Pfähle zu berücksichtigen.

Es wird empfohlen, das Trogbauwerk für die Straßenunterführung flach auf einem mindestens 30 cm starken Schotterpolster oder einer entsprechend dicken UW-Betonsohle im Rupelton zu gründen. Aufgrund der Bewegungsempfindlichkeit des Rupeltons unter Wassersättigung und Lagerungsstörung ist der Schotter austausch in einer Lage einzubringen und darf nur statisch verdichtet werden (Gefahr des Aufweichens des Rupeltons und Übergang in BKL 2 [gem DIN 18 300:09/2012](#)). Als Schotter austausch ist gut verdichtungsfähiges, volumenbeständiges Material z. B. HKS-Schotter 0/56 mm zu verwenden.



~~Alternativ kann für die Baugrubenumschließung und Gründung der EÜ auch eine Schlitzwand ausgeführt werden. Aus technischer Sicht ist eine Schlitzwand der empfohlenen Bohrpfahlwand mindestens gleichwertig. Die konstruktive Verbindung zwischen Trog und Wandscheibe der EÜ lässt sich bei einer Schlitzwand durch eine Aussparung einfacher realisieren als bei einer Bohrpfahlwand. Insbesondere aber aus Gründen des Genehmigungsverganges (UiG und ZiE im Druckbereich von Bahnstrecken für Schlitzwände, geodynamische Begutachtung, etc.) wird diese aber nicht empfohlen.~~

6.2 Baugruben

Aufgrund der weitreichenden Einbindung des Bauwerks in das Grundwasser, sowie der beschränkten Platzverhältnisse wird empfohlen, die Baugrube im Bereich der EÜ mit einer überschnittenen Bohrpfahlwand, die auch zum Lastabtrag genutzt wird, herzustellen. Im Bereich der Tröge kann die Baugrubenumschließung ~~entweder ebenfalls~~ mit einer überschnittenen Bohrpfahlwand ~~oder alternativ mit einer wasserdichten Spundwand~~ hergestellt werden. ~~Aufgrund des zu erwarteten Rammwiderstandes der anstehenden Schichten sind für eine Spundwand ggf. Rammhilfen (Niederdruckspülung, Hochdruckspülung, Entspannungsbohrungen vor Rammbeginn) erforderlich.~~

Die ~~wasserdichte~~ wasserdruckhaltende Bohrpfahlwand ~~oder Spundwand~~ muss in den vergleichsweise undurchlässigen Rupelton einbinden. Die Einbindetiefe ist sowohl aus statischen Gesichtspunkten als auch hinsichtlich hydraulischer Gesichtspunkte (Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch) festzulegen. Ggf. sind in der Baugrube im Rupelton Entspannungsbrunnen anzuordnen.

Sofern bautechnisch oder aus statischen Gesichtspunkten eine Rückverankerung notwendig ist, wird die Anordnung der Verpressstrecken der Anker in den Sanden und Kiesen (Schicht I.4) empfohlen. Eine Lage der Verpressstrecke im Übergangsbereich der Sande und Kiese (Schicht I.4) zum Rupelton (Schicht II.6) ist nicht zulässig.



Beim Aushub ist darauf zu achten, dass die überwiegend leicht plastischen, bindigen Böden (Rupelton, Schicht II.6) bei Wassersättigung und gleichzeitiger Lagerungsstörung (z. B. durch Befahren) von Bodenklasse 4 in Bodenklasse 2 nach DIN 18 300:09/2012 übergehen können und dann nicht mehr einbaufähig sind bzw. auf einer Bodenverwertungs- / Bodenbeseitigungsanlage nicht oder nur zu höheren Gebühren angenommen werden. Außerdem ist in den Auffüllungen mit Schuttresten o. ä. zu rechnen.

6.3 Wasserhaltung und Abdichtung

Das Trogbauwerk der Straßenunterführung muss wasserdicht als weiße Wanne ausgeführt werden und ist auf den Lastfall „von außen drückendes Wasser“ zu bemessen. Wasserdruckhaltende Abdichtungen sollen auf der Wasserangriffsseite auf das Bauwerk aufgebracht werden. Sie müssen das Bauwerk umschließen oder einen in sich geschlossenen Trog bilden. Sie müssen mindestens 0,3 m über den Bemessungswasserstand geführt werden.

Wenn die Baugrube mit ~~wasserdichten~~ wasserdruckhaltenden Verbauwänden bis in den Rupelton errichtet wird, ist bis auf das Lenzen der Baugrube und das Vorhalten einer offenen Wasserhaltung für Sicker-, Tag- und Restwasser keine weitere Wasserhaltung notwendig. Ggf. sind Entspannungsbrunnen innerhalb der Baugrube erforderlich. Das Aushubplanum ist mit Gefälle zu den Pumpensämpfen hin auszuführen und sofort nach freilegen mit Schotter abzudecken.

6.4 Wiederverwendbarkeit der Aushubböden

Die beim Aushub anfallenden anthropogenen Auffüllungen müssen voraussichtlich geordnet entsorgt werden. Die natürlich anstehenden Sande und Kiese der Mainterrasse (Schicht I.4) sowie die aus dem gleichen Material anstehenden umgelagerten Sande und Kiese in den Auffüllungen können aus geotechnischer Sicht zum Wiedereinbau bzw. zum Verfüllen der Baugrube verwendet werden. An anderer Stelle der Gesamtbaumaßnahme können Sie auch zum Schütten von Dämmen verwendet werden. Die Sande und Kiese der Mainterrasse (Schicht I.4) sind gut verdichtungsfähig und sind daher zum Wiedereinbau geeignet.



Die bindigen Böden (Auelehm, Schicht I.2b und Rupelton, Schicht II.6) sind schlecht verdichtungsfähig. Es wird empfohlen, diese nur zum Wiedereinbau zu verwenden, sofern Setzungen / Sackungen hingenommen werden können (z. B. im Bereich von Grünanlagen). In den Arbeitsräumen sowie unter Wegen, Zufahrten und sonstigen befestigten Flächen ist gut verdichtungsfähiger Austauschboden lagenweise einzubauen und auf mind. 98 % D_{Pr} zu verdichten. Die erreichte Verdichtung ist zu prüfen.

6.5 Sonstige Empfehlungen

Eine Auswirkung der Baumaßnahme auf vorhandene Bebauung/Verkehrswege kann nicht ausgeschlossen werden. Um ggf. vor Baubeginn bereits vorhandene Schäden von ggf. auftretenden Neuschäden abgrenzen zu können, ist eine Beweissicherung erforderlich.

Aufgrund des in den Aquifer reichenden Bauwerks ist eine Beeinflussung der Strömungsverhältnisse des Grundwassers möglich. Da das Bauwerk aber in Längsrichtung parallel zur Strömungsrichtung liegt, ist eine Beeinträchtigung der Strömungsverhältnisse unwahrscheinlich. Eine hydrogeologische Beweissicherung ist aufgrund des Eingriffs in das Grundwasser erforderlich.

Vor Herstellung der Sauberkeitsschicht bzw. vor dem Betonieren der Bohrpfähle ~~oder der Schlitzwand~~ ist die Gründungssohle nach Normenhandbuch EC 7-1, Abs. 4.3.1(1)P durch uns abzunehmen. Bei Abweichungen der angetroffenen Bodenverhältnisse von den in diesem Bericht beschriebenen sind wir umgehend zu benachrichtigen.



DR. SPANG

Projekt: 28.2288

Seite 26

~~19.02.2014~~ 08.02.2017

Zur Beantwortung weiterer Fragen stehen wir Ihnen gerne zur Verfügung.

i. V.

Dr.-Ing. G. Festag
(Projektleiter)

i.A. (gezeichnet)

Kai Weber , M.Sc
(Projektleiter)

Verteiler: - DB Netz AG, Frankfurt
 - Dr. Spang GmbH, Witten