



DR. SPANG

INGENIEURGESELLSCHAFT FÜR BAUWESEN, GEOLOGIE UND UMWELTTECHNIK MBH

DB ProjektBau GmbH
Regionalbereich Mitte
Hahnstraße 52
60528 Frankfurt am Main

Projekt-Nr.	Datei	Diktat	Büro	Datum
28.2288	P2288B_PT Zugang Ost Bf Fechenh_Rev2Fe/Ke		Witten	19.02.2014

S-Bahn Rhein-Main / Nordmainische S-Bahn

S – Bahn – Station Frankfurt/Main – Fechenheim Personentunnel Zugang Ost (Cassellastraße) Strecken km 6,532 (Strecke 3660)

Geotechnisches Gutachten

ANLAGE 12.5.17

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: 09599 Freiberg/Sachsen, Halsbrücker Str. 34, Tel. (03731) 798789-0, Fax 798789-20, freiberg@dr-spang.de
73734 Esslingen/Neckar, Weilstr. 29, Tel. (0711) 351 30 49-0, Fax 351 30 49-19, esslingen@dr-spang.de
06618 Naumburg, H.-von-Stephan Platz 1, Tel. (03445) 762-153, Fax (03445) 762-162, naumburg@dr-spang.de
90441 Nürnberg, Erlenstegenstr. 72, Tel. (0911) 964 5665-0, Fax (0911) 964 5665-5, nuernberg@dr-spang.de

Banken: Deutsche Bank AG, Witten, IBAN: DE42 4307 0024 0813 9511 00, BIC: DEUTDEDB430
Stadtsparkasse 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	9
3.1 Morphologie, Vegetation und aktuelle Nutzung	9
3.2 Baugrundaufbau	9
3.2.1 Geologischer Überblick	9
3.2.2 Schichtbeschreibung	10
3.3 Grundwasser	11
3.3.1 Allgemeines	11
3.3.2 Grundwasserstand und vorläufiger Bemessungswasserstand	12
3.3.3 Durchlässigkeiten	12
3.3.4 Grundwasserfließrichtung	13
3.3.5 Ergebnisse der hydrochemischen Grundwasseruntersuchungen	13
3.4 Geotechnische Besonderheiten	14
3.4.1 Lagerstätten und (Alt-)Bergbau	14
3.4.2 Tektonik	14
3.4.3 Erdbebengefährdung	14
3.4.4 Frosteinwirkungsgebiet	15
3.4.5 Schutzgebiete	15
4. BODENKLASSIFIZIERUNG	15



4.1	Klassifizierung für bautechnische Zwecke	15
4.2	Bodenkennwerte	16
4.3	Felsmechanische Kennwerte	17
5.	FOLGERUNGEN	17
5.1	Gründung	17
5.2	Baugruben	21
5.2.1	Geböschte Baugrube	21
5.2.2	Verbaute Baugrube	22
5.3	Grundwasser	24
6.	EMPFEHLUNGEN	25
6.1	Gründung	25
6.2	Baugruben	25
6.3	Wasserhaltung und Abdichtung	26
6.4	Wiederverwendbarkeit der Aushubböden	27
6.5	Sonstige Empfehlungen	28
7.	ANLAGEN	
Anlage 12.5.17.1:	Übersichtslageplan 1 : 25.000 (siehe Anlage 12.5)	
Anlage 12.5.17.2:	Amtliche Karten (siehe Anlage 12.5)	
Anlage 12.5.17.2.1:	Geologische Karte 1 : 25.000 (siehe Anlage 12.5)	
Anlage 12.5.17.2.2:	Hydrogeologische Karten 1 : 25.000 (siehe Anlage 12.5)	
Anlage 12.5.17.2.3:	Wasserschutzgebietskarte 1 : 25.000 (siehe Anlage 12.5)	
Anlage 12.5.17.3:	Lageplan S-Bahn-Station Frankfurt/M-Fechenheim, PT Zugang Ost, 1 : 200 (1)	
Anlage 12.5.17.4:	Längsschnitt A-A S-Bahn-Station Frankfurt/M-Fechenheim, PT Zugang Ost 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 geplant, bei km 6,532 (Strecke 3660) einen Personentunnel für den östlichen Zugang zur S-Bahn-Station Frankfurt/Main-Fechenheim zu errichten. Der Zugang zum Bahnsteig wird über eine Rampe ermöglicht.

Das vorliegende Gutachten behandelt die geotechnischen Verhältnisse im Bereich des Personentunnels (Zugang Ost) der S-Bahn-Station Frankfurt/Main – Fechenheim.

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 und Gründungsberatung zu erstellen.

1.3 Unterlagen

Es wurden die nachfolgend aufgeführten Unterlagen verwendet:



-
- [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] **S-Bahn Rhein-Main, Nordmainische S-Bahn, S-Bahn-Station Frankfurt/Main – Fechenheim, Strecke 3660 km 6,532,** Plan-Nr.: VP 1210 BG LP 01 A, Planart: Vorplanung; DB ProjektBau GmbH, Berlin, 08/2009.
- [U 3] **S-Bahn Rhein-Main, Nordmainische S-Bahn, S-Bahn-Station Frankfurt/Main – Fechenheim, Strecke 3660 km 6,532,** Plan-Nr.: VP 1210 BG SN 01 0, Planart: Vorplanung; DB ProjektBau GmbH, Berlin, 08/2009.
- [U 4] **Geologische Karte von Hessen, Blatt Frankfurt a. M. Ost (5818), Karte 1 : 25.000 und Erläuterungen;** Hessisches Landesamt für Bodenforschung, Wiesbaden, 1993.
- [U 5] **Wasserschutzgebietskarte von Hessen, Blatt Frankfurt a. M. Ost (5818), 1 : 25.000;** Hessisches Landesamt für Umwelt und Geologie, 2006.
- [U 6] **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 7] **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 8] **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 geplanten Strecke im Bereich der S-Bahn–Station Frankfurt/Main - Fechenheim wurden im Zuge der aktuellen Erkundungskampagne (EKP 3) im Bereich des Personentunnels sowie der nördlich und südlich befindlichen Zugangsrampen 3 **Bohrsondierungen** (BS 13/62, BS 13/63, BS 13/64) nach DIN EN ISO 22 475-1 abgeteuft. Die Endteufen der Bohrungen lagen bei 4,0 m bis 6,0 m unter Bohransatzpunkt. Die Bohransatzpunkte wurden zur Leitungserkundung bei gegebenem Verdacht vorlaufend zur Durchführung der Bohrungen bis in eine Tiefe von 1,3 m vorgeschachtet. Die Kerne wurden durch Mitarbeiter der Dr. Spang GmbH geotechnisch aufgenommen und gemäß DIN 18 196 und DIN 18 300 gruppiert bzw. klassifiziert. Die Bohrergergebnisse sind nach DIN EN ISO 14 688 und DIN 4023 in [U 6] dargestellt.

Des Weiteren wurden in der Regel in einem Abstand von etwa 2 bis 5 m zu den Bohrsondierungen **Sondierungen mit der schweren Rammsonde** (DPH 13/62, DPH 13/63, DPH 13/64 nach DIN EN 22 476-2) 4,0 m bis 6,0 m unter Bohransatzpunkt abgeteuft. Abbruchkriterium für die DPH war das Erreichen der Solltiefe bzw. Schlagzahlen von $N_{10} > 50$ auf mindestens 30 cm Tiefe in Folge. Die Rammdiagramme sind in [U 6] enthalten

An der S-Bahn–Station Maintal-West wurde bereits eine Erkundung für die Machbarkeitsstudien ausgeführt (siehe [U 1]). In diesem Zusammenhang wurde im Nahbereich des geplanten Bauwerks eine Kernbohrung (BK 18) bis 12,0 m unter Geländeoberfläche (GOF) und eine Drucksondierungen (DS 3) bis 15,1 m unter GOF abgeteuft. Die Lage der Aufschlüsse ist in Anlage 3 dargestellt

Zudem wurden im Rahmen des 2008 durchgeführten Erkundungsprogramms (EKP 1) Baugrunduntersuchungen durchgeführt. Im Einzelnen wurden im Bereich des Personentunnels Zugang Ost (Cassellastraße) der S-Bahn–Station Frankfurt/Main – Fechenheim **1 Kernbohrung** (BK 08/27) im Nahbereich des Bauwerks und **1 Kernbohrung** (BK 08/28) im Bereich der nördlichen Zugangsrampe nach DIN EN ISO 22 475-1 als Trockenbohrungen abgeteuft. Der Bohrdurchmesser betrug 178 mm. Die Endteufen der Bohrungen lagen bei 6,0 bzw. 10,0 m unter Bohransatzpunkt. Die Kerne wurden durch Mitarbeiter der Dr. Spang GmbH geotechnisch aufgenommen und gemäß DIN 18 196 und DIN 18 300 gruppiert bzw. klassifiziert. Die Bohrergergebnisse sind nach DIN EN ISO



14 688 und DIN 4023 in [U 6] zusammen mit den jeweils in unmittelbarer Nachbarschaft zu einer Kernbohrungen durchgeführten Sondierung mit der schweren Rammsonde (DPH) dargestellt.

Aus dem Kerngewinn der Bohrungen (BK) aus 2008 wurden gestörte Proben (gP) für geotechnische und umwelttechnische Laboruntersuchungen genommen. Die Entnahmetiefen sind den in [U 6] beigefügten Schichtenverzeichnissen zu entnehmen.

Neben den Kernbohrungen wurden in der Regel in einem Abstand von etwa 2 bis 5 m Sondierungen mit der schweren Rammsonde (DPH 08/27 und DPH 08/28) nach DIN EN 22 476-2 abgeteuft. Eine weitere DPH (DPH 08/108) wurde ca. 20 m westlich des Bauwerks niedergebracht. Abbruchkriterium für die DPH war das Erreichen der Solltiefe bzw. Schlagzahlen von $N_{10} > 50$ auf mindestens 30 cm Tiefe in Folge. Die Rammdiagramme der DPH 08/27 und DPH 08/28 sind jeweils bei der zugehörigen Kernbohrung (BK) sowie das Rammdiagramm DPH 08/108 ist in [U 6] enthalten.

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 im Bauwerksbereich abgeteufte Bohrung BK 08/28 wurde zu einer Grundwassermessstelle (DN = 5") ausgebaut. Es wurden Wasserproben entnommen und auf ihren Beton- und Metallangriffsgrad gemäß DIN 4030 bzw. DIN 50 929 untersucht. Die Auswertung der hydraulischen Bohrlochversuche ist in [U 6] 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 6] 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.

Um den Bahnbetrieb bauzeitig aufrecht halten zu können, wird das Bauwerk voraussichtlich in zwei Bauabschnitten hergestellt. Der erste Bauabschnitt wird die Herstellung des südlichen Bereichs des Personentunnels mit der südöstlichen Zufahrtsrampe umfassen. Dazu ist die derzeit im Bereich der geplanten zukünftigen Fernbahnstrecke liegende Bebauung rückzubauen. Nach Herstellung dieses Bauwerksbereiches kann die zukünftige Strecke der Fernbahn hergestellt werden. Anschließend wird der zweite Bauabschnitt (nördlicher Bereich des Personentunnels mit der westlichen und nordöstlichen Zufahrtsrampe) erstellt und die dort verlaufende Bestandsstrecke der Fernbahn rückgebaut. Der Bahnbetrieb kann ab dem Beginn des Rückbaus der Bestandsstrecke über die zukünftige Strecke der Fernbahn fortgeführt werden. Nach Erstellung des zweiten Bauabschnitts können die S-Bahnstrecke und die Station errichtet werden. Westlich des geplanten Personentunnels schließt sich die „Cassellastraße“ an, die im Bauwerksbereich zukünftig für den Verkehr gesperrt und im Zuge der Errichtung des Personentunnels (Zugangsrampe) rückgebaut werden muss.

Der Personentunnel ist als geschlossenes Rahmenbauwerk aus Stahlbeton mit einer lichten Weite von 6,0 m sowie die östlich an den Tunnel anschließenden und in das Bauwerk integrierten Schalteräume von 2,5 m geplant. Die lichte Höhe wird 2,5 m betragen. Die Gleise der zukünftigen Strecke 3685 sowie 3660 werden den Personentunnel in einem Winkel von 100 gon kreuzen. Die Schienenoberkante liegt im Bereich des Zugangsbauwerks bei ca. +99,95 m NHN. Die Bauwerksoberkante liegt ca. 0,76 m u SO und die Gründungssohle bei ca. +94,94 m NHN. Die Zugangstreppen und Rampen werden als Tröge hergestellt. Die Zufahrtsrampen sind in einer ca. 54,0 m langen spitzen Schleife (parallel zur Strecke) bis auf das Niveau von +95,99 m NHN (Gehwegfläche des PT) geplant.



3. GEOTECHNISCHE SITUATION

3.1 Morphologie, Vegetation und aktuelle Nutzung

Die Trasse durchläuft im Bereich des Personentunnels (Zugang Ost der S-Bahn-Station Frankfurt/Main – Fechenheim) städtischen Siedlungsraum der Stadt Frankfurt, der Abstand zum östlich gelegenen Main beträgt etwa 650 m und zum nächstgelegenen Hafenbecken (südwestlich) ca. 1.300 m. Das Gelände ist im Bauwerksbereich relativ eben. Die Geländehöhen liegen zwischen ca. +99,62 und +99,93 m NHN. Die nächstgelegene Wohnbebauung liegt ca. 10 m nordwestlich des geplanten Bauwerks. Die Böschungen sind durch Strauchwerk und vereinzelte Bäume bestanden.

3.2 Baugrundaufbau

Der Unterlage [U 2] ist zu entnehmen, dass der Personentunnel und dessen westlicher Zugang zum Bahnsteig im **Homogenbereich D** liegen. Die Schichtenfolge im Homogenbereich D wird durch rollige, quartäre Schichten der Mainterrasse (Schicht I.4) über tertiären Tonen (Schicht II.6 „Rupelton“) charakterisiert. Die Sande und Kiese der Mainterrasse werden im Baubereich durch anthropogene Auffüllungen (Schicht I.1) überlagert. Die östlichen Zugangsrampen des Personentunnels liegen im Übergangsbereich zum Homogenbereich C. Hier sind zwischen die Auffüllung (Schicht I) und die Sande und Kiese der Mainterrasse (Schicht I.4) Auelehme (Schicht I.2b) zwischengeschaltet. Im Homogenbereich C sind hier allerdings die Auelehme weitgehend durch anthropogenen Auffüllungen (Schicht I.1) ersetzt. Unter den Sanden und Kiesen der Mainterrasse folgen tertiäre Tone (Schicht II.6 „Rupelton“).

3.2.1 Geologischer Überblick

Ein ausführlicher geologischer Überblick der im Baugebiet zu erwartenden Schichten ist [U 6] 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 (Schicht I.1)

Auffüllungen wurden in den Bohrsondierungen bis maximal 3,6 m unter Bohransatzpunkt erbohrt. Hauptbestandteil der Auffüllungen sind tlw. steinige, sandige und schluffige Kiese (Straßenunterbau) sowie tlw. steinige kiesige und schluffige Sande. Die Auffüllungen sind mitteldicht bis dicht gelagert.

Auelehm (Schicht I.2b)

Im Bauwerksbereich wurde der Auelehm nur in der Bohrsondierung BS 13/64 in einer Mächtigkeit von 0,25 m ab +99,05 m NHN angetroffen und als schwach feinsandiger Schluff von halbfester Konsistenz angesprochen. In der ca. 80 m östlich des Bauwerks abgeteuften Bohrsondierung (BS 08/05) wurde der Auelehm ab einer Tiefe von +99,32 m NHN bis +97,32 m NHN (Mächtigkeit ca. 2 m) erbohrt. In der Bohrsondierung BS 08/05 wurde das Material im Wesentlichen als fein- bis mittelsandiger, schwach toniger Schluff mit einer im Wesentlichen steifen Konsistenz erbohrt.

Terrassenablagerungen (Schicht I.4)

Durch ihre Verbreitung bilden die Terrassensande und Kiese die erste gewachsene, weiträumig vorhandene Bodenart im Projektgebiet.

Terrassenablagerungen des Mains wurden im Bauwerksbereich in den Bohrsondierungen BS 13/62 bis BS 13/64 ab 0,7 m unter Bohransatzpunkt (+99,80 m NHN) erkundet. Die Liegendgrenze



wurde bis zur Endteufe von 4,0 m bzw. 6,0 m nicht erreicht. In Bohrung (BK 18) bis in eine Tiefe von 6,8 m unter Bohransatzpunkt (+93,13 m NHN) und in der Bohrung BK 08/28 bis 6,5 m unter Bohransatzpunkt (+93,14 m NHN) aufgeschlossen. In der Bohrung (BK 08/27) wurde die Liegendgrenze bis zur Endteufe (+93,62 m NHN) nicht erreicht. Die Terrassensedimente des Mains bestehen im Bauwerksbereich überwiegend aus kiesigen Sanden, seltener steinige Kiese (Steine > 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 der Bohrung BK 08/28 wurde der Rupelton in einer Tiefe von 6,50 m unter Bohransatzpunkt (+93,14 m NHN) angetroffen und als überwiegend dunkelgrauer, schwach schluffiger, schwach sandiger, stark kalkhaltiger Ton angetroffen. Die Konsistenz ist nach der Bodenansprache als überwiegend steif bis 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 6] 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

Die Auswertung der Grundwasserstände in [U 6] zeigt, dass der Grundwasserspiegel in den gut durchlässigen Sanden und Kiesen der Terrasse (Schicht I.4) angetroffen wurde. Der Grundwasserstand wurde in den Bohrsondierungen zwischen 2,95 m und 3,30 m unter Geländeoberfläche (+97,04 m NHN bis +96,00 m NHN) und in den Kernbohrungen zwischen 3,2 und 3,6 m unter Geländeoberfläche und somit zwischen +96,22 m NHN und +96,44 m NHN angetroffen. Mit den Kleinrammbohrungen ist keine zweifelsfreie Festlegung des Grundwasserstandes möglich. Es wird dort angenommen, wo das Bodenmaterial als nass angesprochen wurde.

Zur Beurteilung der zu erwartenden Grundwasserstände wurden neben den aktuellen Grundwasserstandsmessungen auch die in [U 1] aufgeführten herangezogen.

Der vorläufige Bemessungswasserspiegel für den Endzustand wird nach [U 6] auf dieser Basis 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 ergeben sich nach [U 6] zu: **+97,4 m NHN für den Bemessungswasserstand im Endzustand** und **+96,9 m NHN für den bauzeitigen Bemessungswasserstand**.

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.



In der BK 08/28 wurde ein Kurzpumpversuch ausgeführt. Die GW-Messstelle ist in den Sanden und Kiesen der Mainterrasse (Schicht I.4) verfiltert. Die Auswertung des Wiederanstiegs gab eine Durchlässigkeit von $k_f = 1,2 \times 10^{-3} \text{ m/s}$.

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.2b	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 $v_a = 1 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ bis $1 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ ausgegangen werden.

3.3.5 Ergebnisse der hydrochemischen Grundwasseruntersuchungen

Aufgrund der in [U 6] 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 [U 6] ist das geplante Bauwerk nicht direkt von (Alt-) Bergbau oder Gewinnungsanlagen der Steine und Erden betroffen. Eine ausführliche Dokumentation o. g. Lagerstätten ist [U 6] zu entnehmen.

3.4.2 Tektonik

[U 6] ist zu entnehmen, dass das Bauwerk nicht direkt von einer 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 1998-1/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 Frosteinwirkungsgebiet

Nach Ril 836. 4101A04 liegt das Bauwerk im Frosteinwirkungsgebiet I.

3.4.5 Schutzgebiete

Das geplante Bauwerk liegt nach [U 5] in keiner Wasserschutzzone.

Das Bauwerk liegt nach den Fachdaten des Bundesamts für Naturschutz (LANIS-BUND) 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		Froste mpfind- lichkeit ¹⁾	Verdicht- barkeit ²⁾
		DIN 18 196	DIN 18 300		
I.1	Auffüllungen	A [SE, SW, SU, GE, GW, GU]	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



Schicht Nr.	Bodenart	Klassifizierung nach		Frostempfind- lichkeit ¹⁾	Verdicht- barkeit ²⁾
		DIN 18 196	DIN 18 300		
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 2 - F 3	V 3 - nicht ver- dichtbar

1) Nach ZTV E-StB 09, Tab. 1 (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 γ_k [kN/m ³]	Wichte unter Auftrieb γ_k' [kN/m ³]	Rei- bungs- winkel φ_k' [°]	Kohä- sion c_k' [kN/m ²]	Undrai- nierte Kohäsion $c_{u,k}$ [kN/m ²]	Steife- modul $E_{s,k}$ ¹⁾ [MN/m ²]
I.1	Auffüllungen	18 - 20	8 - 10	25 - 30	0	0	-



Schicht Nr.	Bezeichnung	Wichte feuchter Boden γ_k [kN/m ³]	Wichte unter Auftrieb γ_k' [kN/m ³]	Rei- bungs- winkel φ_k' [°]	Kohä- sion c_k' [kN/m ²]	Undrai- nierte Kohäsion $c_{u,k}$ [kN/m ²]	Steife- modul $E_{s,k}^{1)}$ [MN/m ²]
I.2b	Aue-/ Hochflut- lehm	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

Der Personentunnel sowie dessen Zufahrtsrampen sollen nach [U 2] als Flachgründung ausgeführt werden. Die Gründungstiefen der Zufahrtsrampen reichen von der GOF an abfallend bis zur vorgesehenen Gründungstiefe des Personentunnels bei ca. +94,94 m NHN (inkl. Sauberkeitsschicht). Die Gründungssohle des Personentunnels liegt somit voraussichtlich in den gut tragfähigen Sanden und Kiesen der Mainterrasse (Schicht I.4), die der Zufahrtsrampen - in Abhängigkeit von der



Tiefenlage - voraussichtlich sowohl in den Sanden und Kiesen der Mainterrasse (Schicht I.4) als auch im Auelehm (Schicht I.2b) und in den Auffüllungen (Schicht I.1)

Die im Bauwerksbereich bis 3,6 m unter Geländeoberfläche anstehenden Auffüllungen stellen einen heterogenen Baugrund mit einer z. T. geringen Tragfähigkeit dar. In der Bohrsondierung BS 13/64 wurde in einer Tiefe von +99,05 m NHN eine ca. 0,25 m mächtige Schicht Auelehm erkundet. Zudem wurde in der ca. 80 m östlich des Bauwerks abgeteuften BS 08/05 ab einer Tiefe von +99,32 m NHN Auelehm (Schicht I.2b) mit einer Mächtigkeit von ca. 2 m angetroffen. Diese Schichten weisen ebenfalls eine geringe Tragfähigkeit auf, sind aber voraussichtlich im Zuge der Herstellung der bestehenden BÜ Cassellastraße weitestgehend ausgebaut worden. Die rolligen Auffüllungen der Schicht I.1 im Gründungsbereich der Zufahrtrampen sind nachzuverdichten und die Schichten des Auelehms (Schicht I.2b) bzw. die bindigen Auffüllungen bis 1,0 m unter Gründungssohle auszukoffern und durch ein verdichtungsfähiges Material (z.B. HKS 0/45) mit einer Sieblinie entsprechend Kies- / Schottertragschichten 0/45 gemäß ZTV SoB-StB 04 zu ersetzen. Anstatt eines Bodenaustausches kann die Gründung im Bereich der Zufahrtrampen auch direkt in den gut tragfähigen Sanden und Kiesen der Schicht I.4, d.h. eine tiefere Gründungssohle (bei Mindesttiefe +96,04 m NHN) abgesetzt werden.

Die Bauwerke können somit unter Berücksichtigung der o.a. Empfehlungen voraussichtlich (Lasten liegen derzeit noch nicht vor) flach gegründet werden.

Die Gründungssohle des Zugangsbauwerks (Personentunnel) liegt bis zu 2,44 m unter dem Bemessungswasserspiegel Endzustand und bis ca. 1,94 m unter dem bauzeitigen Bemessungswasserspiegel.

Der Personentunnel sowie die Zufahrtrampen können grundsätzlich entweder über Streifenfundamente oder über eine lastverteilende Bodenplatte auf einen entsprechenden Bodenaustausch der Auffüllungen (Schicht I.1), der Auelehme (Schicht I.2b) bzw. in den Kiesen und Sanden der Mainterrasse (Schicht I.4) gegründet werden. Für Streifenfundamente kann in Abhängigkeit von der Breite der Fundamente und der Einbindetiefe ein Bemessungswert des Sohlwiderstands gemäß Tabelle 5.1-1 angesetzt werden. Die Setzungen wurden dabei auf ein Maximalmaß von 2 cm begrenzt. Der angegebene Bemessungswert des Sohlwiderstands berücksichtigt einen Bodenaustausch von 1,0 m in den bindigen Schichten bzw. eine Lage in den Sanden und Kiesen der Main-



terrasse sowie die Lage der Gründung im Grundwasser. Die Einbindetiefe muss 0,8 m entsprechen. Wenn eine kleinere Einbindetiefe gewählt werden soll, ist der rechnerische Nachweis der Grenzzustände GEO-2 und SLS zu führen.

kleinste Einbindetiefe [m]	Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands [kN/m ²] für b bzw. b'					
	0,5 m	1,0 m	1,5 m	2,0 m	2,5 m	3,0 m
1,0	228	312	396	430	380	340
1,5	288	372	456	480	410	360
2,0	336	420	504	500	430	390

ACHTUNG - Die angegebenen Werte sind Bemessungswerte des Sohlwiderstands, keine aufnehmbaren Sohldrücke nach DIN 1054:2005-01 und keine zulässigen Bodenpressungen nach DIN 1054:1976-11

Tabelle 5.1-1: Bemessungswerte des Sohlwiderstands für Streifenfundamente in der Schicht I.4 bzw. im Bodenaustausch unter Grundwassereinfluss.

Aufgrund des abfallenden Verlaufes der Zufahrtsrampen von der GOF bis zum Personentunnel, erfolgt die Gründung der Zufahrtsrampen in Teilabschnitten auch oberhalb des Grundwassers. Der dafür angegebene Bemessungswert des Sohlwiderstands berücksichtigt ebenfalls einen Bodenaustausch von 1,0 m in den bindigen Schichten und den nichtbindigen Auffüllungen sowie ein Maximalmaß für Setzungen von 2 cm.

kleinste Einbindetiefe [m]	Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands [kN/m ²] für b bzw. b'					
	0,5 m	1,0 m	1,5 m	2,0 m	2,5 m	3,0 m
1,0	380	520	500	430	380	340
1,5	480	620	550	480	410	360
2,0	560	700	590	500	430	390

ACHTUNG - Die angegebenen Werte sind Bemessungswerte des Sohlwiderstands, keine aufnehmbaren Sohldrücke nach DIN 1054:2005-01 und keine zulässigen Bodenpressungen nach DIN 1054:1976-11

Tabelle 5.1-2: Bemessungswerte des Sohlwiderstands für Streifenfundamente auf 1,0 m Bodenaustausch oberhalb des Grundwassers.



Die Bemessungswerte des Sohlwiderstands gelten bei lotrechten und mittigen Belastungen für die ständige Bemessungssituation BS-P gemäß Eurocode 7. Bei Auftreten von Horizontallasten sind die angegebenen Werte nach Eurocode 7 abzumindern bzw. sind gesonderte Untersuchungen zum Grundbruch zu führen.

Für eine Fundamentplatte zur Gründung der Bodenplatte kann in den Terrassensanden und -kiesen (Schicht I.4) bzw. auf einen entsprechenden Bodenaustausch ($d = 1,0$ m) der Auffüllungen (Schicht I.1) bzw. der Schicht I.2b ein Bettungsmodul von $k_{s,k} = 20,0$ MN/m³ angesetzt werden. Der Bettungsmodul ist keine Bodenkenngroße sondern ist insbesondere von den Bauwerksabmessungen und der Laststellung abhängig. Insofern handelt es sich bei o. g. Bettungsmodul um einen aus den erwarteten, gleichmäßig verteilten Lasten abgeleiteten Wert, der im Zuge der Planung zu überprüfen ist.

Wenn Fundamentkörper auf Pfählen gegründet werden sollten, kann für eine Pfahlgründung über Bohrpfähle in den Sanden und Kiesen der Terrasse (Schicht I.4) bzw. im Rupelton (Schicht II.6) von den charakteristischen Kennwerten gemäß Tabelle 5.1-2 für die Vorbemessung nach Eurocode 7 und EA Pfähle ausgegangen werden. Wenn keine Probelastungen ausgeführt werden, können die Werte auch für die Bemessung verwendet werden. In den Auffüllungen (Schicht I.1) darf keine Mantelreibung angesetzt werden.

Schicht	Bezogene Pfahlkopfs- setzung s/D_s [-]	Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,k}$ [MN/m ²]	Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ [MN/m ²]
I.2b	-	-	0,050
I.4	-	-	0,105
II.6	0,02	1,075	0,075
	0,03	1,325	
	0,1 = s_g	1,350	

Tabelle 5.1-2: charakteristische Pfahlkennwerte für einen Bohrpfahl für Schicht I.2b, I.4 und II.6



Unterhalb des Grundwasserspiegels sind die Pfähle mit Wasserauflast zu bohren, um einen unkontrollierten Bodeneintrag über die Pfahlsohle zu vermeiden. Die Regelungen nach Eurocode 7, DIN EN 1536, DIN SPEC 18 140 sowie nach EA-Pfähle sind zu beachten.

5.2 Baugruben

Voraussichtlich wird das Zugangsbauwerk Ost der S-Bahn-Station Frankfurt/Main- Fechenheim mit dessen Zufahrtsrampen in zwei Bauabschnitten errichtet.

Die Baugrube für die Herstellung des Personentunnels (tiefste Baugrubensohle +94,94 m NHN) liegt deutlich, d.h. mindestens 1,96 m unter dem bauzeitigen Bemessungswasserstand. Diese Baugrube kann nur entweder im Zuge einer Grundwasserabsenkung oder als wasserdichte Baugrubenumschließung hergestellt werden.

Da die Zufahrtsrampen bis auf Niveau des Personentunnels geführt werden, liegt die Baugrubensohle ebenfalls bis 1,94 m unter bauzeitigem Bemessungswasserstand. Diese Baugruben können nur entweder im Zuge einer Grundwasserabsenkung oder als wasserdichte Baugrubenumschließung hergestellt werden.

5.2.1 Geböschte Baugrube

Geböschte Baugruben oberhalb des Grundwassers sind im anstehenden rolligen 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.



5.2.2 Verbaute Baugrube

Aufgrund des Bemessungswasserstandes, der Tiefe der Baugruben sowie der örtlichen Nähe von genutzten Schienenwegen können die Baugruben voraussichtlich nicht geböscht, sondern nur verbaut ausgeführt werden.

Die nach [U 2] geplante Aushubsohle des Zugangsbauwerks liegt mit +94,94 m NHN ca. 1,94 m unter dem bauzeitigen Bemessungswasserspiegel. Aufgrund der erforderlichen (bauzeitigen) Absenktiefe um ca. 2,44 m unter bauzeitigen Bemessungswasserstand inklusive eines Sicherheitszuschlags von 0,5 m unter der Gründungssohle, ist eine Grundwasserabsenkung für das Bauwerk notwendig.

Alternativ kann ein wasserdichter Verbau der Baugruben ausgeführt werden. Ein wasserdichter Verbau der Baugruben kann mit einer Sohlabdichtung unterhalb des bauzeitigen Bemessungswasserspiegels mit einer (ggf. rückverankerten) UW-Betonsohle oder mit einer Einbindung in den etwa 1,8 m unter 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 auf Zug belastete Verpresspfähle zur Rückverankerung einer Unterwasserbetonsohle kann nach Eurocode 7 und EA Pfähle ein charakteristischer Wert der Mantelreibung Sanden und Kiesen der Mainterrasse (Schicht I.4) von $q_{s1,k} = 175 \text{ kN/m}^2$ bzw. im Rupelton (Schicht II.6) von $q_{s1,k} = 150 \text{ kN/m}^2$ angesetzt werden.

Eine **tief liegende Injektionssohle** wird in dem unterhalb der Sande und Kiese anstehenden Rupelton (Schicht II.6) zum Liegen kommen (ab ca. 1,8 m unter Gründungssiveau). Im Rupelton ist eine klassische Injektionssohle voraussichtlich nicht ausführbar. Eine HDI-Sohle ist im Ton jedoch technisch möglich, bei einer ausreichenden Einbindung des Verbaus in den Rupelton jedoch nicht erforderlich.

Für den vertikalen Verbau der Baugrube kommen als Verbauwände grundsätzlich Bohrträgerwände, Spundwände und überschnittene Bohrpfahlwände zur Anwendung. In einem Vergleich der ge-



bräuchlichen Ausführungen der einzelnen Verbauarten hinsichtlich ihrer Verformungen senkrecht zur Wandachse nehmen die Verformungen in folgender Reihenfolge ab: Bohrträgerwand, Spundwand, Bohrpfahlwand. Um die Standsicherheit hoher Verbauwände oder einen verformungsarmen Zustand zu gewährleisten, sind allgemein Aussteifungen bzw. Rückverankerungen vorzusehen.

Bohrträgerwände bestehen aus i. d. R. in Bohrlöcher eingestellte Stahlprofile zwischen die im Zuge des Aushubs sukzessive eine Ausfachung aus Holz, Stahl oder Spritzbeton eingebaut wird. Bohrträgerwände können oberhalb des Grundwasserspiegels vergleichsweise kostengünstig hergestellt werden, sie können aber nicht wasserdicht ausgeführt werden.

Grundsätzlich ist eine **Spundwand** als wasserdichter 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.

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 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.

Die bodenmechanischen Rechenwerte für die Standsicherheitsberechnungen können Tabelle 4.2-1 entnommen werden. Für die Bemessung der Verbauwand darf der Wandreibungswinkel für



Bohrträgerwände, Spundwände und Bohrpfahlwände höchstens mit $|\delta_{a/p}| = 2/3 \varphi_k'$ angesetzt werden.

Die Verbauwand ist neben den Bestandsgleisen 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. Ansonsten können die Verbauwände auf aktiven Erddruck bemessen werden.

5.3 Grundwasser

Die Grundwasserhöchststände sind für das Bauwerk nach [U 6] mit +97,38 m NHN für den Endzustand, bzw. +96,88 m NHN für den Bauzustand angegeben. Ein Teil der Bauwerke bzw. ein Teil der Gründungen liegt bei +94,94 m NHN und damit so tief im Grundwasser, dass gemäß Wasserrechtsantrag eine Wasserhaltung nicht vorgesehen ist.

Die Baugrube ist daher wasserdruckhaltend herzustellen. Es ist eine offene Restwasserhaltung in der Baugrube zu betreiben. Die Verbauwände sind auf einen entsprechenden Wasserdruck zu bemessen.

Die Auftriebssicherheit für den Endzustand des Bauwerks ergibt sich in einem Schnitt durch den Personentunnel nach den Abmessungen in [U2] für den Grenzzustand UPL nach Eurocode 7 zu:

$$A_k \times \gamma_{G,dst} \leq G_{k,stb} \times \gamma_{G,stb}$$

$$\text{Breite Bauwerk} \times \text{Eintauchtiefe} \times \text{Wichte Wasser} \times \gamma_{G,dst} \leq (\text{Querschnittsfläche Beton} \times \text{Wichte Beton} + \text{Querschnittsfläche Gleisunterbau} \times \text{Wichte Gleisunterbau}) \times \gamma_{G,stb}$$

$$7,4 \text{ m} \times 2,44 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^3 \times 1,05 \leq ((14,93 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3) + (5,6 \text{ m}^2 \times 20 \text{ kN/m}^3)) \times 0,95$$

$$189,59 \text{ kN/m} \leq 460,99 \text{ kN/m}$$



Der Nachweis ist somit für den Personentunnel erfüllt. Im Bereich der Tröge ist der Auftriebsnachweis mit den genauen geometrischen Abmessungen durch den Planer zu führen. Hier kann es durch ein geringes Eigengewicht zu Auftriebsproblemen kommen. Ggf. ist eine dauerhafte Rückverankerung mit z. B. GEWI-Pfählen vorzusehen.

6. EMPFEHLUNGEN

6.1 Gründung

Es wird empfohlen, den Personentunnel sowie die zugehörigen Trogbauwerke flach in den Sanden und Kiesen der Terrasse (Schicht I.4) zu gründen. Im Bereich der aufsteigenden Trog- und Treppeanlagen bzw. Zufahrtsrampen sind die anstehenden bindigen Bodenschichten (Schicht I.2a) sowie die Auffüllungen durch einen Bodenaustausch (z. B. HKS 0/45 mm) oder Magerbeton in einer Stärke von 0,5 m zu ersetzen.

6.2 Baugruben

Aufgrund der weitreichenden Einbindung des Bauwerks in das Grundwasser sowie der beschränkten Platzverhältnisse wird empfohlen, die Baugrube im Bereich des Zugangsbauwerks mit einer wasserdichten Spundwand herzustellen. Aufgrund des zu erwarteten Rammwiderstandes der anstehenden Schichten sind für eine Spundwand ggf. Rammhilfen (Niederdruckspülung, Hochdruckspülung, Entspannungsbohrungen vor Rammbeginn) erforderlich. Zur Vermeidung einer Umströmung der Spundwand sind mindestens die letzten 50 cm ohne Rammhilfe in den Rupelton zu rammen

Die wasserdichte Spundwand muss in dem vergleichsweise undurchlässigen Rupelton einbinden. Die Einbindetiefe ist sowohl aus statischen Gesichtspunkten als auch hinsichtlich hydraulischer Gesichtspunkte (Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch) festzulegen.



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 (Schicht I.2b) bei Wassersättigung und gleichzeitiger Lagerungsstörung (z. B. durch Befahren) von Bodenklasse 4 in Bodenklasse 2 nach DIN 18 300 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.

Bei der Dimensionierung der Verbauwände für den 2. Bauabschnitt sind die Fundamente des ggf. bereits im Vorfeld hergestellten südlichen Teils des Personentunnels zu berücksichtigen. Die Verbauwände sind verformungsarm auszubilden.

Der nördliche und östliche Zugang zum Personentunnel ist als zweiläufig gegenläufige Rampe geplant. Sofern im Zuge der Bauausführung Rampen eine Stützung zwischen den Rampenläufen erforderlich wird, kann diese mittels Spundwänden erfolgen. Die Einbindetiefe ist vorab unter statischen Gesichtspunkten zu bemessen.

6.3 Wasserhaltung und Abdichtung

Die Gründung sowie die aufgehende Konstruktion des Personentunnels sowie der Trogbauwerke 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 und gemäß DIN 18 195-6 mindestens 0,3 m über den Bemessungswasserstand Endzustand geführt werden. Alternativ dazu ist die Erstellung des Bauwerks mit wasserundurchlässigem Beton (WU-Beton) möglich.

Wenn die Baugruben für das Zugangsbauwerk mit wasserdruckhaltenden Verbauwänden und einem horizontalen Dichtelement errichtet werden, ist bis auf das Lenzen der Baugruben und das



Vorhalten einer offenen Wasserhaltung für Sicker-, Tag- und Restwasser keine weitere Wasserhaltung notwendig. Falls die Baugrube mit 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. Das Aushubplanum ist mit Gefälle zu den Pumpensümpfen 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) 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) 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.

Die Auffüllungen in der BK 18 wurden im Rahmen der vorangegangenen Erkundungskampagne als belasteter Boden eingestuft. Die Ergebnisse der umweltchemischen Untersuchung sind in [U 1] enthalten. Auf Grundlage der umwelttechnischen Untersuchungsergebnisse wurde der PFA 1 – Frankfurt in umwelttechnische Homogenbereiche eingeteilt (nicht identisch mit geotechnischen Homogenbereichen nach [U 6] und [U 7]). Der geplante Personentunnel (km 6,352) als östlicher Zugang zum Bahnsteig (Bf Fechenheim) liegt demnach im geotechnischen Homogenbereich H 01-01. Aus den entnommenen Einzelproben in Entnahmetiefen bis 1,1 m Tiefe wurde die Mischprobe MP 08 (BK 08/27, BK 08/28) erstellt. Die Untersuchungsergebnisse wurden nach LAGA Boden und Merkblatt „Entsorgung von Bauabfällen“ bewertet. Aufgrund erhöhter Anteile mehrerer Feststoffe wird die Mischprobe MP 08 der Einbauklasse Z1.1 zugeordnet.



6.5 Sonstige Empfehlungen

Es wird empfohlen den Personentunnel Zugang Ost (Cassellastraße) zur S-Bahn-Station Frankfurt/Main – Fechenheim in zwei Bauabschnitten herzustellen. Dies sollte mit der Herstellung der zukünftigen Fernbahnstrecke 3660 kombiniert werden. Dadurch kann der Zugverkehr bauzeitig zur Herstellung des nördlichen Abschnitts des PT bereits über den im 1. Bauabschnitt erstellten südlichen Teil des Personentunnels, d.h. über die zukünftige Strecke 3660 geführt werden.

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.

Die nächsten Gebäude liegen etwa 10 m von der geplanten Baumaßnahme entfernt. Auswirkungen auf die Gebäude können nicht ausgeschlossen werden. Die Bauwerke in einem Umkreis von 50 m und die Baustelle sind beweiszusichern. Falls eine Grundwasserabsenkung durchgeführt werden sollte, sind alle Bauwerke im Absenkungstrichter beweiszusichern.

Die ggf. im Vorfeld hergestellten Bauwerke (südlicher Bereich des Personentunnels und die zukünftige Fernbahnstrecke 3660) sowie die bestehende Cassellastraße sind während der Errichtung des Bauwerks zu überwachen. Es werden regelmäßige geodätische Messungen zur Lagestabilität empfohlen. Die Genauigkeit der Lagemessungen muss mindestens ± 1 mm betragen. Insbesondere während der Errichtung der Verbauwand (Spundarbeiten) sowie dem Aushub ist eine kontinuierliche Überwachung und gutachterliche Begleitung erforderlich.

Das Bauwerk verläuft insgesamt mit seiner Längsachse in etwa senkrecht zur Strömungsrichtung und ist somit als ca. 54 m breites Strömungshindernis in den wasserführenden Sanden und Kiesen der Mainterrasse (Schicht I.4) anzusehen. Aufgrund der noch als gering anzusehenden Abmessungen des Bauwerks wird es nur zu einem geringen Aufstau vor dem Bauwerk kommen – auch weil unter dem Bauwerk eine Restmächtigkeit der Terrasse im Meterbereich vorhanden bleibt. Eine nachhaltige Beeinträchtigung der Grundwasserströmung ist daher derzeit nicht zu besorgen. Eine hydrogeologische Beweissicherung ist aufgrund des Eingriffs in das Grundwasser dennoch erforderlich.



DR. SPANG

Projekt: 28.2288

Seite 29

19.02.2014

Es wird empfohlen, im Vorfeld der Bauausführung eine umwelttechnische Eingruppierung für die Entsorgung bzw. Verwertung von anfallenden Aushubmassen zu erstellen.

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.

Zur Beantwortung weiterer Fragen stehen wir Ihnen gerne zur Verfügung.

i. V.

Dr.-Ing. G. Festag
(Projektleiter)

i. A.

Marco Keller, M.Sc.
(Projektingenieur)

Verteiler:

- DB ProjektBau GmbH, Frankfurt, 2 x
- Dr. Spang GmbH, Witten, 1 x