



DB Engineering & Consulting GmbH
Regionalbereich Süd - Planung
Richelstraße 3
80634 München

Carsten Bannwart
Telefon 089 1308-52536
Telefax 089 1308-1353
Carsten.Bannwart@deutschebahn.com
I.TP-S-P-MÜ(V)Ba

Geotechnischer Bericht (überarbeitete Fassung)

Objekt **EÜ Entengraben + Überwerfungsbauwerk**
Erneuerung von 2 Brückenbauwerken
Treuchtlingen - Nürnberg Hbf,
Strecke 5320: km 54,409 und km 54,410



Auftraggeber DB Netz AG
Regionalbereich Süd
Projektrealisierung KIB Nord I.NP-S-M-K(4)
Sandstraße 38-40
90443 Nürnberg

Verfasser DB Engineering & Consulting GmbH
I.TP-S-P-MÜ(V)
Richelstr. 3
80634 München

Bearbeiter Carsten Bannwart (Dipl.-Geol.)

München, den 08.11.2016

Das Baugrundgutachten umfasst 55 Seiten und 327 Seiten sowie 7 Pläne in 7 Anlagen. Eine auszugsweise Veröffentlichung ohne Zustimmung des Verfassers ist nicht zulässig.

i.V. Miller
W. Miller (Dipl.-Ing.)
I.TP-S-P-MÜ(V)

i.A. *Carsten Bannwart*
C. Bannwart (Dipl. Geol.)
I.TP-S-p-MÜ(V)



Inhaltsverzeichnis

1 ALLGEMEINES	6
1.1 Aufgabenstellung	6
1.2 Angaben zu den Bauwerken	7
2 BESCHREIBUNG DES UNTERSUCHUNGSGEBIETS	9
2.1 Morphologischer Überblick.....	9
2.2 Geologischer Überblick.....	9
2.3 Hydrogeologischer Überblick.....	9
2.4 Erdbebengefährdung.....	10
2.5 Frosteinwirkung.....	10
2.6 Kampfmittelverdachtsflächen und Altlastenverdachtsflächen	10
2.7 Wasserschutzgebiete	10
3 DURCHGEFÜHRTE UNTERSUCHUNGEN	11
3.1 Felduntersuchungen (Aufschlussarbeiten)	11
3.2 Laboruntersuchungen.....	12
3.2.1 Bodenmechanische Untersuchungen	12
3.2.2 Chemische Analytik.....	13
3.2.3 Umweltanalytik	13
4 UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE	14
4.1 Bohrungen, Bohrsondierungen und Schürfe	14
4.2 Bohrlochsondierungen	14
4.3 Betonkernbohrungen	15
4.4 Grundwasseruntersuchungen	15
4.4.1 Grundwasserstände (Hauptuntersuchung)	15
4.4.2 Grundwasserstände Nacherkundung (Hauptuntersuchung).....	16
4.4.3 Grundwassermonitoring	16
4.4.4 Pumpversuch	17
4.4.5 Versickerungsversuch.....	17
4.5 Ergebnisse der Laboruntersuchungen	17
4.5.1 Ergebnisse der bodenmechanischen Untersuchungen der Haupterkundung	17
4.5.2 Ergebnisse der bodenmechanischen Untersuchungen der Nacherkundung	20
4.5.3 Ergebnisse der chemischen Analytik	23
4.5.4 Ergebnisse der Umweltanalytik.....	23
5 AUSWERTUNG DER UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE	24
5.1 Baugrundmodell	24
5.2 Baugrundverhältnisse im Bereich des Brückenbauwerks	26
5.3 Bodenmechanische Parameter.....	27
5.4 Bohr- und Rammbarkeit	30



5.5 Betonaggressivität und Stahlkorrosivität	30
5.6 Grundwasserchemismus	30
5.7 Grundwasserstände und Bemessungswasserstand	31
5.8 Wasserdurchlässigkeit.....	31
5.9 Umweltanalytik.....	32
6 BAUTECHNISCHE FOLGERUNGEN, EMPFEHLUNGEN UND HINWEISE	32
6.1 Bauablauf	32
6.2 Brückenbauwerk.....	33
6.2.1 Gründungsempfehlung / Bemessung.....	33
6.2.2 Baufolge	34
6.2.3 Bemessung der Gründung in Herstelllage	35
6.2.4 Bemessung der Gründung in Endlage	35
6.2.5 Baugrube	37
6.2.6 Hinterfüllung der Bauwerke	38
6.3 Stützwände.....	39
6.4 Rampenbauwerke und Oberbau für das Richtungsgleis in Hochlage.....	42
6.5 Oberbau für das Gegenrichtungsgleis in Tieflage	44
6.6 Entwässerung für das Gegenrichtungsgleis in Tieflage.....	45
6.7 Randwegkonstruktion	46
6.8 Lärmschutzwände	46
6.9 Gründungsempfehlung OLA Masten.....	47
6.10 Gründungsempfehlung Signalmasten	48
6.11 Baustraßen	53
6.12 Umleitung Entengraben	54
6.13 Kampfmittel und Altlasten.....	54
6.14 Auswirkung auf Nachbarbebauung.....	54
7 GEOTECHNISCHE KATEGORIE	55
8 SCHLUSSBEMERKUNG UND ZUSAMMENFASSUNG	55

Anlagen

1	Planunterlagen	7 Pläne
1.1	Lageplan, M 1:200	
1.2	Geotechnische Profile Tieflage M 1:100	
1.3	Geotechnische Profile Hochlage, M 1:100	
1.4	Lageplan M 1.000 - Nacherkundung	
1.5	Detallageplan	
1.6	Geotechnisches Profil QP4 - km 54,3+07,79	
1.7	Geotechnisches Profil QP11 - km 54,5+12,4	
2	Ergebnisse der Felderkundung	
2.1	Bohrungen BK1 - BK4 2014	18 Seiten
2.2	Bohrsondierungen 2014	28 Seiten
2.3	Rammdiagramme DPH 2014	14 Seiten
2.4	Schürfe 2014	27 Seiten
2.5	Pegelausbau BS 6 2014	1 Seite
2.6	Bohr - und Rammsondierungen 2016	28 Seiten
2.7	Schürfe 2016	11 Seiten
2.8	Pumpversuch Privatbrunnen 2016	9 Seiten
2.9	Versickerungsversuch SCH22 2016	1 Seite
2.10	Grundwassermonitoring BS6-GWM	1 Seite
2.11	Betonbohrungen Stützwände + ÜW-Bauwerk	4 Seiten
3	Ergebnisse der Laboruntersuchungen	
3.1	Bodenmechanik	89 Seiten
3.2	Wasseranalysen	
3.2.1	Betonaggressivität und Stahlkorrosion	14 Seiten
3.2.2	Kationen und Anionen	2 Seiten
3.3	Umweltanalysen	13 Seiten
4	Vermessung	
4.1	Vermessungsergebnisse 2014	1 Seite
4.2	Vermessungsergebnisse 2014	1 Seite
5	Fotodokumentation	
5.1	Allgemein	7 Seiten
5.2	Bohrkernfotos	11 Seiten
5.3	Bohrsondierungen (Probenmaterial)	6 Seiten
5.4	Betonkernbohrungen	4 Seiten
6	Statische Berechnung	
6.1	Überwerfungsbauwerk in Herstelllage (=Verschubbahnen)	3 Seiten
6.2	Überwerfungsbauwerk in Endlage	9 Seiten
7	Homogenbereiche nach DIN 18300 VOB Teil C	15 Seiten

Verwendete Unterlagen

- [1] Geologische Karte von Bayern, M. 1:500.000, 3. Auflage 1981
- [2] Checkliste Ergebnisbericht PE 10-08, Rev. 2, Managementsystem DB vom 08.10.2007
- [3] Bauwerksplan - Katasterplan Überwerfung der münchener Gleise zwischen Reichelsdorf und Bahnbrücke, Pl. Nr.5320/150
- [4] Grundwasserbericht 2011 der Stadt Nürnberg, Stadt Nürnberg Umweltamt 2011
- [5] Grundwasserbericht 2011 der Stadt Nürnberg, Anlage 1:Deckschichtenkarte Nürnberg, Spöcker R.G. 1964, überarbeitet von Bayerisches Landesamt für Umwelt, Geozentrum Nordbayern, Stadt Nürnberg, Umweltamt Wasserwirtschaft Nürnberg (1) Gleismessschriebe - Gleis rechts, München - 14.12.2010.
- [6] Grundwasserbericht 2011 der Stadt Nürnberg, Anlage 2: Grundwassergleichkarte
- [7] Grundwasserbericht 2011 der Stadt Nürnberg, Anlage 3: Flurabstandskarte Quelle: Stadt Nürnberg, Umweltamt erstellt durch R & H Umwelt GmbH
- [8] Umweltatlas der Stadt Nürnberg www.online-service.nuernberg.
- [9] Abfall - Merkblatt Nr. 3.4/2: Anforderungen an die Verwertung und Beseitigung von Gleisschotter (Gleisschottermerkblatt), Landesamt für Umwelt Bayern, 1.August 2010.
- [10] Verfüllung von Gruben, Brüchen und Tagebauen; Leitfaden zu den Eckpunkten vom 21.06/13.07.2001, Bayerisches Staatministerium für Landesentwicklung und Umweltfragen
- [12] Altlastenerkundung auf Bahnflächen, historische Erkundung Büro IGI Niedermeyer Institute Az. 97791, S. 40 und 41.
- [13] Ril 836, Ausgabe 01.02.2013
- [14] Plan: EÜ Entengraben, Variante 2, Plan-Nr.: VP-IB-BWP-EG-V02, Arbeitsstand: 13.03.2015, WKP Planungsbüro für Bauwesen GmbH, Dresden
- [15] Plan: Plan Nr. EP-IB-BWP, Bauwerksplan - Längs- und Querschnitte, Entwurf, Planungsstand 06-2016, WKP Planungsbüro für Bauwesen GmbH, Dresden
- [16] Auszug aus der „Ermittlung des Überschwemmungsgebietes für das Gewässersystem Entengraben“ der Stadt-Land-Fluss Ingenieurdienste GmbH aus E-Mail WKP-Dresden vom 05.03.2015
- [17] Handbuch Geotechnik, Grundlagen - Anwendungen - Praxiserfahrungen, Conrad Boley (Hrsg.) 2012
- [18] Plan Nr. EP-IB-BW-EÜ_01, Planungsstand 06-2016, WKP
- [19] DIN-Fachbericht 130: Wechselwirkung Baugrund/Bauwerk bei Flachgründungen
- [20] DIN EN 1997-1: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln, September 2009
- [21] DIN EN 1997-1 / NA: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln, Dezember 2010
- [22] DIN 1054: Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1, Dezember 2010
- [23] DIN 1054/A1: Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1:2010; Änderung A1, August 2012
- [24] DIN 4084: Baugrund - Geländebruchberechnungen, Januar 2009
- [25] DIN 4019: Baugrund - Setzungsrechnungen, Mai 2015
- [26] Korrespondenz zwischen DB E&C und WKP Planungsbüro für Bauwesen, diverse Emails mit Datum 29.08.2016, 10.08.2016, 04.07.2016, 17.06.2016
- [27] Plan Nr. EP-IB-BW-VS_01, Planungsstand 06-2016, WKP
- [28] Plan Nr. EP-IB-BWP, Bauwerksplan - Längs- und Querschnitte, Entwurf, Planungsstand 06-2016, WKP
- [29] Empfehlung des Arbeitskreises „Pfähle“, EA Pfähle, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2. Auflage 2012

Darüber hinaus kommen die gegenwärtig gültigen Normen, Regelwerke und Vorschriften der Bodenmechanik, des Erd- und Grundbaus sowie der Bahn zur Anwendung.

Verzeichnis der Abbildungen

Abb. 1: Luftbild mit dem Bereich der Baumaßnahme	7
Abb. 2: EÜ Entengraben mit Blick in Richtung Osten zur S-Bahnlinie mit dem Durchlass EÜ.....	8
Abb. 3: Überwerfungsbauwerk mit 4 Verschubbahnen und Baugrube (Auszug aus Plan EP-IB-BW-VS_01 [29]).....	34
Abb. 4: Übergang Brücke zum Dammbauwerk nach 836.4106A01 Bild 2	39
Abb. 5: Rohrloser Entwässerungsgraben	45
Abb. 6: Randwegkonstruktion nach 836.4304 Bild 1	46
Abb. 7: Ausschnitt aus dem IVL Plan mit Lage der BS + DPH51/16	48
Abb. 8: Ausschnitt aus dem IVL Plan mit Lage der BS + DPH52/16	49
Abb. 9: Ausschnitt aus dem IVL Plan mit Lage der BS + DPH53/16	50
Abb. 10: Ausschnitt aus dem IVL Plan mit Lage der BS + DPH54/16	51
Abb. 11: Ausschnitt aus dem IVL Plan mit Lage der BS + DPH55/16	52

Allgemeines

1.1 Aufgabenstellung

Auf der Strecke 5320 Treuchtlingen - Nürnberg befinden sich zwischen den Bahnhöfen Nürnberg-Reichelsdorf und Nürnberg-Eibach zwei alte Brücken aus dem Jahr 1907, die der Zustandskategorie 4 zugeordnet sind und durch einen Neubau ersetzt werden sollen. Eine Brücke führt über den Entengraben. Die andere Brücke stellt ein Überwerfungsbauwerk dar, welches die andere Brücke an der Stelle des Grabens oberirdisch kreuzt.

Die Brücke Entengraben bei km 54,409 unter dem Gegenrichtungsgleis (Tiefelage), d.h. in Richtung Bf Nürnberg-Reichelsdorf, weist eine Spannweite von 3,30m und eine lichte Höhe von ca. 1,5 m über den Entengraben auf (vgl. Anlage 5.1 Fotos 1 und 2).

Das Überwerfungsbauwerk mit dem Richtungsgleis (Hochlage), d.h. in Richtung Bf Nürnberg-Eibach, weist eine Länge von ca. 20 m auf. An das Bauwerk lehnt sich zu beiden Seiten, zu der Seite des tiefergelegenen Gleises hin, ein jeweils etwa 35 m langes Stützbauwerk in Form einer Schwergewichtsmauer an. Das Lichtraumprofil unterhalb des Überwerfungsbauwerks weist eine Höhe von 5,65 m und eine lichte Weite von 4,92 m auf (vgl. Anlage 5.1 Fotos 3-6; 9-12). Die Maße beruhen auf dem Bauwerksplan (2).

Nach Westen, der benachbarten Siedlung zugewandt, wird das Richtungsgleis (in Hochlage) und Gegenrichtungsgleis (in Tiefelage) im Anschluss an das Überwerfungsbauwerk von Lärmschutzwänden begrenzt (vgl. Anlage 5.1 Fotos 4-6; 12).

Die DB Engineering Consulting GmbH (vormals DB ProjektBau GmbH) wurde von der DB Netz AG, OE I.NP-S-D-Nürnberg (P), beauftragt die Baugrunderkundung für die Strecke und die dazugehörigen Bauwerke im Zuge der Vorplanung, Entwurfs- und Genehmigungsplanung durchzuführen. Der vorliegende Bericht umfasst die Ergebnisse dieser Erkundung. Er stellt die Grundlage für die Planung der 2 Brücken, der beiden Stützwände sowie der zusammenhängenden Maßnahmen, wie Schallschutzwände, Dämme, Verkehrsanlagen und technische Ausrüstung dar.

Der vorliegende geotechnische Bericht folgt den Vorgaben nach DIN 4020. und beinhaltet die Angaben gemäß Unterlage PE-08 (3) aus dem bahninternen Managementsystem. Im Juni 2015 wurde der Geotechnische Bericht über die Hauptuntersuchung für die Vorplanung nach EC 7 von 2014 fertiggestellt. Im 2. und 3. Quartal 2016 folgte für die Entwurfsplanung eine Nacherkundung, deren Ergebnisse im vorliegenden Geotechnischen Bericht eingearbeitet wurden. Für die weitere Planung besitzt nur dieser Bericht **uneingeschränkte Gültigkeit**.

1.2 Angaben zu den Bauwerken

Die Baumaßnahme befindet sich etwa 1 km nördlich des Bahnhofs Nürnberg Reichelsdorf auf der Strecke 5320 von Treuchtlingen nach Nürnberg. Der Abstand zur Wohnbebauung in Reichelsdorf, in der Walter-Flex Straße 77 und 79 beträgt nur etwa 50 m (vgl. Abb.1).

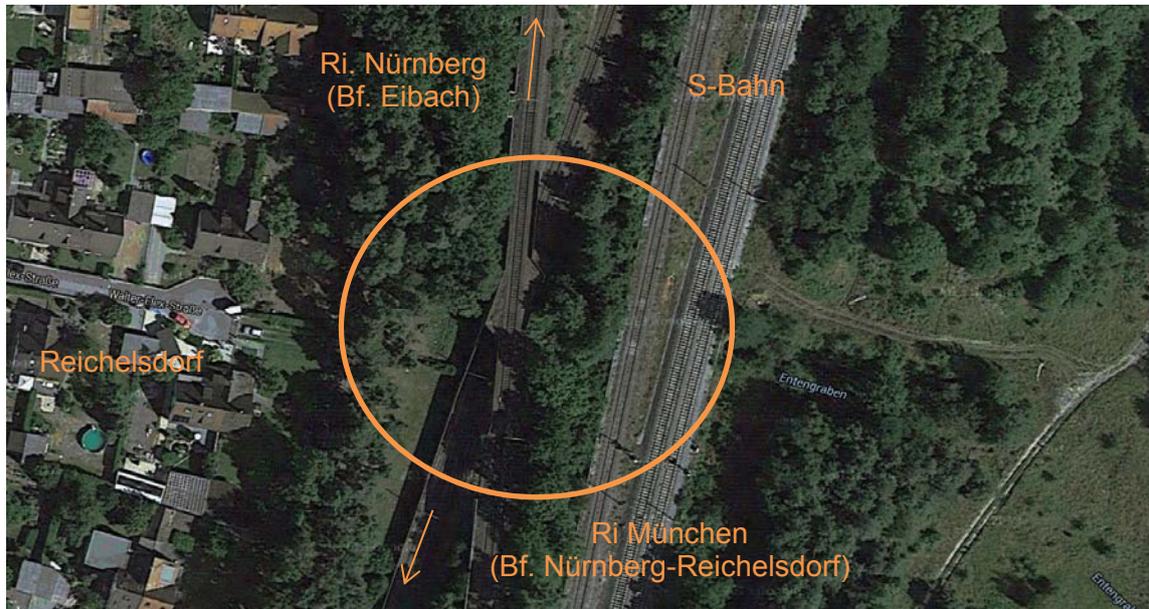


Abb. 1: Luftbild mit dem Bereich der Baumaßnahme

Die Maße und Anforderungen für die bestehenden Bauwerke sind wie folgt:

- Brücke über den Entengraben, Spannweite 4,00 m, lichte Höhe 1,54 m, Gründungshöhe ca. 306,00 m¹⁾ (gemäß Angaben in (2) und (4)), in Form von zwei Betonschwerkermauern, die als Widerlager für den Brückeneinfeldträger dienen (Abb. 2)
- Überwerfungsbauwerk, Breite 7,92 m, Höhe Lichtraumprofil 5,65 m, Gründungshöhe ca. 308,00 m¹⁾
- 2 Stützwände, 34,90 m, bzw, 34,85 m lang und zwischen 0,45 - 6,74 m Höhe, Gründungshöhe ca. 308,00 m¹⁾

¹⁾Die Höhenangaben im Bauwerksplan (2) weichen Systembedingt um ca. 8 cm von den heute gültigen Höhenangaben des DB Ref-Systems (mNN) ab. Die Höhenkote von 308,00 m im Plan entspricht heutzutage etwa 308,08 m NN.



Abb. 2: EÜ Entengraben mit Blick in Richtung Osten zur S-Bahnlinie mit dem Durchlass EÜ
 Die Strecke weist eine Bruttotonnenbelastung pro Gleis von 19,1 Mio. t auf, das entspricht einer Tagesbelastung von ca. 52.000 lt /d.

Die zulässige Geschwindigkeit beträgt für Reisezüge 160 km/h und für Güterzüge 120 km/h.

Geplante Bauwerke:

Kombiniertes Bauwerk für EÜ und ÜW als Rahmenbauwerk mit integriertem Rahmen für den Entengraben mit folgenden Maßen:

- Überwerfungsbauwerk, länge: 55,77 m Breite: min. 8,60 m, Höhe Lichtraumprofil 5,80 m, Gründungshöhe ca. 308,51 m, im Bereich des Bachdurchlasses ca. 307,40 m (5)
- Stützwände, ca. 32 m lange und bis zu 6,5 m hohe Stützwände im Anschluss an das Brückenbauwerk jeweils zur Seite zum Richtungsgleis (Tiefelage)
- Erneuerung der bestehenden Schallschutzwände nach Westen
- Verbreiterung eines Randwegs auf der Westseite der Lärmschutzwand (km 54,2+40 bis 54,3+60 und 54,4+20 bis 54,5+30)
- OLA, je 4 Maststandorte im Richtungs- und Gegenrichtungsgleis
- 5 Signalstandorte zwischen km 53,3+50 bis 56,000

Gemäß der BAST bleibt die Streckenbelastung und zulässige Geschwindigkeit unverändert.

2 Beschreibung des Untersuchungsgebiets

2.1 Morphologischer Überblick

Das Untersuchungsgebiet liegt in einer großflächigen Niederung, die nach Westen hin seicht ansteigt. Die Höhenunterschiede im Gelände sind gering. Das Gelände wird vom Entengraben durchzogen, welcher etwa in Ost-West Richtung die Gleise der S-Bahn und der Strecke Treuchtlingen - Nürnberg sowie ein Industriegleis etwa im rechten Winkel quert. Im Bereich der Brücke stellt er einen etwa 2 m tiefen, 3-4 m breiten Graben dar.

Im Osten der Maßnahme befindet sich die etwa parallel verlaufende, 2 gleisige S-Bahnstrecke, die durch eine Schallschutzwand von den Gleisen der Strecke Treuchtlingen - Nürnberg getrennt ist. Weiter nach Osten folgt ein Waldstück, bzw. im Nordosten das Güterverkehrszentrum am Hafen.

Im Westen reicht die Bebauung von Reichelsdorf bis fast an die Gleisanlage. Dazwischen befindet sich ein schmaler Geländestreifen mit einem lichten Kiefernbestand, bzw. Wiesengrundstück.

2.2 Geologischer Überblick

Der Bauwerksbereich befindet sich gemäß der geologischen Karte von Bayern (6) im Bereich des Sandsteinkeupers. Im Untergrund stehen Schichten des Blasensandsteins an, der von pleistozänen, fluviatilen Terrassensanden überlagert wird. Im Bereich der Bachquerungen sind die Terrassensande als holozäne Talfüllungen umgelagert. Die Talfüllungen sind besonders mächtig in den Urrinnen der Rednitz mit Mächtigkeiten von über 4, teilweise sogar > 10 m. Eine solche Rinne ist in der Deckschichtenkarte von SPÖCKER (7) im Bereich der Baumaßnahme dargestellt.

Die Terrassensande bestehen zumeist aus Grob- bis Mittelsanden mit geringen Schluff- und Kiesbeimengungen. Die Talfüllungen beinhalten zusätzlich schluffig bis tonige Linsen.

2.3 Hydrogeologischer Überblick

Der Entengraben gehört zu einem System von Bächen und Gräben, die den südlichen Bereich von Nürnberg oberflächennah in westlicher Richtung in die Vorflut, die Rednitz, entwässern. Der Entengraben entspringt etwa am Autobahnkreuz Nürnberg Süd, quert den Main-Donau Kanal sowie die beiden Gleisanlagen der S-Bahn und der Strecke Treuchtlingen - Nürnberg um dann über den Gaulnhofener Graben in die Rednitz einzumünden.

Im Bereich von Nürnberg treten als oberes Grundwasserstockwerk die Schichten des Sandsteinkeupers und der darüber liegenden quartären Ablagerungen auf. Da beide Wasserleiter hydraulisch miteinander verbunden sind, wurden sie zu einem Grundwasserstockwerk zusammengefasst. Die quartären Schichten stellen einen ergiebigen Porenwasserleiter mit einem k-Wert zwischen $5 \cdot 10^{-3}$ bis $1 \cdot 10^{-4}$ m/s (8) dar. Die Gründungssohle der bestehenden Bauwerke befindet sich in den quartären Ablagerungen.

Die langjährige mittlere Jahresniederschlagsmenge beträgt 667 mm/a (Werte von 1981 -2010)
Die maximale Regenmenge tritt dabei im Monat Juli mit durchschnittlich 80 mm auf (8).

Die Grundwasserfließrichtung aus den Daten des GW-Untersuchungsprogramms der Stadt Nürnberg von 2010 (1) weist im Bereich der Baumaßnahme einen Grundwasserstand von etwa 308 mNN auf. Die Fließrichtung ist in Richtung NW gerichtet.

Der Flurabstand des oberen Grundwasserstockwerks beträgt gemäß der Flurabstandskarte (9) basierend auf der Auswertung einer Stichtagsauswertung vom Oktober 2010 etwa 3 m, da die Grenze der ausgewiesenen Bereiche mit 1-3 m und 3-5m Flurabstand durch den Entengraben im Bereich der Brücke verläuft. Zudem ist eine Wasserstandsangabe im Entengraben, ca. 50 m vom Brückenstandort entfernt, mit 306,972 mNN angegeben.

Der Schwankungsbereich des Grundwassers wird im Bereich Nürnberg in der Größenordnung von 1 bis 2 m angenommen (8) (10).

2.4 Erdbebengefährdung

Gemäß DIN 4149 liegt der untersuchte Bauwerksbereich in der Erdbebenzone 0. Demnach liegt keine Erdbebengefährdung vor.

2.5 Frosteinwirkung

Die Maßnahme befindet sich im Frosteinwirkungsgebiet II gemäß RIL 836.4101A04.

2.6 Kampfmittelverdachtsflächen und Altlastenverdachtsflächen

Da eine Kampfmittelfreiheit aufgrund möglicher Bombenabwürfe aus dem 2. Weltkrieg nicht gänzlich ausgeschlossen werden kann, wurden an allen Aufschlusspunkten Kampfmittelfreimessungen durchgeführt.

Nach den bisherigen Recherchen ist ein Bombenabwurf in einer Entfernung von 500 m bei km 54,900 überliefert. Bombentreffer des Bauwerks sind nicht bekannt.

Auch liegen uns keine Daten zu Altlastenverdachtsflächen im Bereich der Baumaßnahme vor. Laut einer Erhebung des Büros IGI (11) gab es bei km 53,4 im Jahr 1929 einen Zusammenstoß zweier Dampflokomotiven und zu einer Verunreinigung durch ausgetretene Kohle, Schmieröle und Ölbindemittel. Ein Einfluss dieses Vorfalls auf die Baumaßnahme kann aufgrund der lokalen Verunreinigung und einer Entfernung von ca. 1 km ausgeschlossen werden. Andere im Dokument (11) aufgelisteten Störfälle und Havarien sind aufgrund der Entfernung nicht von Bedeutung.

2.7 Wasserschutzgebiete

Im Bereich der Maßnahme sind keine Wasserschutzgebiete vorhanden.

3 Durchgeführte Untersuchungen

3.1 Felduntersuchungen (Aufschlussarbeiten)

Die Felduntersuchungen für die Haupterkundung fanden in 4 aufeinander folgenden Nachtschichten von 12.-16.12.2014 statt. Die Bohrungen wurden von der Bohrfirma BOG und Schützeichel durchgeführt.

Folgende Felduntersuchungen wurden für die Hauptuntersuchung durchgeführt:

- 4 Rammkernbohrungen (B) mit insgesamt 75,50 lfm nach DIN EN ISO 22475-1
- 9 Bohrsondierungen (BS) mit insgesamt 75,20 lfm nach DIN 4094-2
- 15 Schwere Rammsondierungen (DPH) mit insgesamt 99,70 lfm nach DIN EN ISO 22476-2
- 9 Schürfe (SCH) nach DIN EN ISO 22475-1
- 1 Rammpegel (BS6)

Im Zuge der Nacherkundung sollten insbesondere die Baugrundverhältnisse im Bereich der Herstelllage (Aufschlüsse 20 bis 27), für die Baustraßen (Aufschlüsse 40 bis 50), für die Gründung der Schallschutzwand/OLA Masten (Aufschlüsse 30 bis 35) und für 5 Signalstandorte (Aufschlüsse 51 bis 54) untersucht werden.

Folgende Felduntersuchungen wurden dazu für die Nacherkundung durchgeführt:

- 30 Bohrsondierungen (BS) mit insgesamt 137 lfm nach DIN 4094-2
- 30 Rammsondierungen (15 DPH und 15 DPL) mit insgesamt 135 lfm nach DIN EN ISO 22476-2
- 10 Schürfe (SCH) nach DIN EN ISO 22475-1, davon 5 im Gleis zwischen den Schwellenfächern im Richtungsgleis zur Untersuchung von Altschotter
- 1 Pumpversuch
- 1 Versickerungsversuch
- 3 Dichtebestimmungen mit dem Sandersatzverfahren nach DIN 18125 T2
- 4 Betonkernbohrungen zur Überprüfung der Wandstärke der Stützwände Überwerfungsbauwerks sowie zur Probengewinnung für umwelttechnische Analysen

Im Zuge der Felduntersuchung wurden zur Erkundung der Ausdehnung der Packlagen für die Entwässerung 2 zusätzliche Schürfe (Aufschlüsse 60 und 61) erstellt.

Eine graphische Darstellung der Lage der Aufschlusspunkte ist den Lageplänen, Anlage 1.1, 1.4 und 1.5 zu entnehmen. Die Bohr- und Sondierprofile sowie Rammdiagramme sind in der Anlage 2 zusammengestellt. Eine Aufstellung der Vermessungsdaten zu den Aufschlusspunkten befindet sich in der Anlage 4 und auf dem Lageplan der Anlage 1.1.

In der Hauptuntersuchung konnte ein Teil der geplanten Bohrsondierungen BS5, BS12 und BS13 sowie der dazugehörigen Rammsondierungen aus logistischen Gründen nicht ausgeführt werden. Auf die BS3 wurde wegen mangelnder Aussichten beim Durchteufen einer Packlage verzichtet. Die DPH 2 wurde 4 mal angesetzt und jeweils nach kurzer Eindringtiefe wegen mangelndem Fortschritt aufgegeben. Die BS2 konnte nur durchgeführt werden, weil zuvor eine Packlage mittels einer Vorbohrung mit dem schweren Kernbohrgerät durchteuft wurde. Auf eine DPH neben der Bohrung BK1 wurde wegen mangelnder Erfolgsaussicht verzichtet.

Die BS8 und BS7 waren ursprünglich näher an der Stützwand vorgesehen und wurden wegen der zu erwartenden Hindernisse (Packlage) auf die andere Seite des Gleiskörpers verlegt.

Die Kernkisten mit Bodenmaterial wurden fotografiert und als Anlage 4 dem Gutachten beigelegt.

In 3 Bohrungen wurden Bohrlochrammsondierungen (BDP) zur Bestimmung der Lagerungsdichten ausgeführt. In der BK1 konnten aufgrund des eingeschränkten Lichtraumprofils unterhalb des Überwerfungsbauwerks keine BDP's durchgeführt werden. Zusätzliche waren neben allen Bohrungen und Rammkernsondierungen Rammsondierungen geplant

Während der Nacherkundung musste auf die BS+DPH26 im Bereich der Herstelllage und BS+DPL36 im Bereich des Standorts des geplanten OLA Masten 54-8g wegen nicht erteilter Kampfmittelfreigabe verzichtet werden. Es handelt sich hierbei wahrscheinlich nicht um einen expliziten Kampfmittelverdacht, sondern um Störeinflüsse bei der Georadaruntersuchung, die einen Ausschluss nicht zulassen. Weitere Verfahren, wie z.B. vorsichtiges Vorbohren und eine kampfmitteltechnische Bohrlochsondierung wären hierzu erforderlich gewesen.

3.2 Laboruntersuchungen

3.2.1 Bodenmechanische Untersuchungen

Aus den Kleinbohrungen wurden pro Meter und bei Schichtwechsel eine gestörte Proben entnommen. Aus den Bohrungen BK2, BK3, und BK4 wurden 5 ungestörte Proben entnommen. Das Bohrgut aus den Kernbohrungen wurde in Kernkisten gefüllt, ingenieurgeologisch vom Gutachter aufgenommen und bei der Bohrfirma BOG eingelagert. Die für bodenmechanische Untersuchungen ausgewählten Proben wurden beim Ingenieurbüro Dr. Spang in Witten bodenmechanisch untersucht. Für die Nacherkundung wurde das Ingenieurbüro IBES Freiberg beauftragt, welche die Laboruntersuchungen teilweise im eigenen Labor oder an der Universität in Freiberg durchführte.

Folgende bodenmechanische Laboruntersuchungen wurden für die Hauptuntersuchung 2014 durchgeführt:

- 17 Nasssiebungen nach DIN 18123
- 9 kombinierte Nass- und Schlämmanalysen DIN 18123
- Bestimmung der Konsistenzgrenzen nach DIN 18122-1
- Bestimmung der Wassergehalte nach DIN 18121
- Dichtebestimmungen nach DIN 18125
- 4 Bestimmungen der Korndichte nach DIN 18124
- 6 Kompressionsversuche nach DIN 18135
- 4 Rahmenscherversuche nach DIN 18137-3

Aus den Bohrungen BK2, BK3 und BK4 wurden 5 ungestörte Proben entnommen.

Folgende bodenmechanische Laboruntersuchungen wurden für die Nachuntersuchung durchgeführt:

- 19 Nasssiebungen nach DIN 18123
- 8 kombinierte Nass- und Schlämmanalysen DIN 18123
- 2 Bestimmungen der Konsistenzgrenzen nach DIN 18122-1
- 3 Dichtebestimmungen nach DIN 18125-1
- 4 Rahmenscherversuche nach DIN 18137-2

3.2.2 Chemische Analytik

In der Hauptuntersuchung wurden aus den Bohrungen BK2 und BK3 sowie aus dem Bach des Entengrabens Proben für wasserchemische Untersuchungen entnommen und im Labor Eurofins Umwelt Ost GmbH in Jena untersucht. Die Wasserproben wurden auf Betonaggressivität nach DIN 4030 und auf Stahlkorrosion nach DIN 50929 untersucht. Zudem wurden die gängigsten Kationen und Anionen bestimmt, um die Wässer vergleichen und ggf. auf ihre Herkunft schließen zu können.

Bei der Nacherkundung wurde eine Wasserprobe aus dem Brunnen auf dem Privatgrundstück Walter-Flex Straße 79 entnommen und auf Betonaggressivität nach DIN 4030 und auf Stahlkorrosion nach DIN 50929 untersucht.

3.2.3 Umweltanalytik

An 2 Mischproben aus dem Gleisschotter aus dem Gleis in Tieflage und aus dem Gleis in Hochlage wurden Umweltanalysen gemäß Altschotterrichtlinie durchgeführt. Zudem wurden Bodenproben, eine Mischprobe aus den Bohrungen BK3 und BK4 sowie eine geruchsauffällige Probe aus der Bohrsondierung BS11 jeweils aus dem Dammbereich ebenfalls umwelttechnisch gemäß Eckpunktepapier untersucht.

Bei der Nacherkundung wurde eine Mischprobe aus dem Gleisschotter im Richtungsgleis zwischen km 52,200 bis 52,700 aus den Schwellenfächern entnommen und gemäß Altschotterrichtlinie untersucht. Die Ergebnisse werden in einem gesonderten Bericht von FRS behandelt.

Gleiches gilt für Proben aus dem Beton der Stützbauwerke und Seitenwände des Überwerfungsbauwerks. Aus 4 Kernbohrungen wurden insgesamt 3 Mischproben für umweltchemische Analysen an das Labor TUS2 Kirchmöser weitergeleitet. Die Ergebnisse werden in dem oben bereits erwähnten Bericht behandelt.

4 Untersuchungsergebnisse

4.1 Bohrungen, Bohrsondierungen und Schürfe

Die Ergebnisse der Felduntersuchungen sind in den Bohrprofilen der Anlage 2.1 bis 2.3 sowie 2.6 und 2.7 dargestellt. Eine Beschreibung der Bodenschichten sowie des Baugrundmodells wird im Kapitel 5.1 ausführlich beschrieben.

Die Kernbohrungen BK1 bis BK4 wurden als Rammkernbohrung mit einer Schappe (Durchmesser 178 mm) ausgeführt. Der Bohrfortschritt insbesondere in der Schicht 2 (Sande, tonig / Felsersatz) war sehr gering. Die dadurch verursachte hohe dynamische Beanspruchung wird den Boden bezüglich seiner Lagerungsdichte und Konsistenz beeinträchtigt haben, sodass davon ausgegangen werden darf, dass die Bohrlochsondierungen, Konsistenz der Böden beeinträchtigt wurde.

Die Ergebnisse der Rammsondierungen mit der schweren Rammsonde sind in den Planunterlagen der Anlage 1.2 und 1.3 dargestellt. Für die unterschiedlichen Schichten lassen sich generell die in Tab. 1 aufgelisteten Schlagzahlen zuordnen.

Tab. 1: Ergebnisse der Rammsondierungen DPH und DPL

Schicht	DPH N ₁₀	DPL N ₁₀	DPL-5 N ₁₀	Bemerkung
A (Auffüllung)	0 - 8 (1-3)*	0 - 8 (2-4)	1-14 (2-4)	über Grundwasser
A _D , A _T (Auffüllung Damm und Talebene)	1 - 9 (2-3)*	0 - 32[48]** (4 - 8)	3 - 20 (5-8)	über Grundwasser
1 _A (Auesande)	2 - 19 (9-12)*	2 -18 (2-5)		über Grundwasser
Schicht 1 (Sand)	4 - 24 (6-10)*	12 - >40 (15-20)	11 - >40	Unter der Dammaufstandsfläche lokal N ₁₀ > 40 über Grundwasser, Vorwiegend im Grundwasser
2A Felsersatz, steif	6 - 9 (7)	6-22(6-8)		Nur in BS54/16 und 55/16 an den Signalstandorten aufgeschlossen; im Grundwasser
2 (Sand tonig / Felsersatz)	10 - >15	42 - >100		Nur in der DPH1 erschlossen; im Grundwasser, sonst in DPL's
3 (Felsersatz / verwitterter Sandstein)		>100	>100	

*Werte in () stellen den vorwiegenden Wert dar, Werte in [] gelten für die DPL

** Maximalwert aus BS34/16

4.2 Bohrlochsondierungen

Da die Rammsondierungen kaum bis in die Tiefe der Schicht 2 vordrangen, bzw. die Schlagzahlen durch die zunehmende Mantelreibung verfälscht werden, wurden in der Schicht 2 Bohrlochsondierungen (BDP - Borehole dynamic Probing) vorgenommen. Die Ergebnisse der BDP-Versuche sind in der Tab. 2 aufgelistet.

Tab. 2: Ergebnisse der Bohrlochsondierungen (BDP)

Bohrung	[mNN AP] ¹⁾	Teufe [m u. AP] ¹⁾	Ergebnis N ₃₀
BK2	309,83	10,70 - 11,0	65
BK3	316,00	18,65 -18,95	45
BK4	316,79	10,15 - 10,45	26
BK4	316,79	12,15 - 12,45	32

¹⁾AP = Ansatzpunkt

Bei der Nacherkundung wurde sowohl die schwere Rammsonde (DPH) eingesetzt als auch die leichte Rammsonde (DPL). Bei der leichten Rammsonde wurde zudem zum Erreichen einer größeren Tiefe bei der DPL 34/16 und DPL-35-16 eine kleinere Spitze mit 5 cm² Fläche verwendet. Bei allen anderen DPL wurde mit der standardmäßigen Spitze mit 10 cm² Fläche sondiert.

4.3 Betonkernbohrungen

Von den ursprünglich 5 geplanten Betonkernbohrungen im Bestandsbauwerk wurden insgesamt 4 Bohrungen ausgeführt. Sie wurden in den beiden Stützwänden sowie im Überwerfungsbauwerk vom Richtungsgleis aus zur Überprüfung der Betondicken sowie zur Gewinnung von Proben für die Umweltanalysen durchgeführt. Auf die Bohrung B3 im Widerlager der EÜ, vom Bachbett aus wurde verzichtet. Die Ergebnisse der Betonkernbohrungen mitsamt Fotos befinden sich in der Anlage 5.4. Die Betondicke im Bereich der Stützwände (B1 und B5) beträgt 1,0m bzw. 0,95m. Die Betonbohrungen im Bereich der Nischen (B2 und B4) im Überwerfungsbauwerk zeigten Dicken von 2,35m und 1,35m. Bei 3 der Bohrkerne wurde auf der Rückseite des Bauwerks ein teerhaltiger Anstrich festgestellt.

4.4 Grundwasseruntersuchungen

4.4.1 Grundwasserstände (Hauptuntersuchung)

Grundwasser wurde in allen Bohrungen erbohrt. Die Tiefenlage des Grundwassers sowie der Bachwasserstand sind in Tab. 3 aufgelistet. Teilweise wurde leicht gespanntes Grundwasser festgestellt.

Tab. 3: GW-Stände

Bez.	Datum der Messung	Wasserstand, angebohrt [m u. AP]	Ruhewasserstand [m u. AP]	Ruhewasserstand [mNN]	Bemerkung
BK1	16.12.2014	---	2,20	307,62	---
BK2	16.12.2014	2,00	2,20	307,63	---
BK3	14.12.2014	---	9,50	307,30	---
BK4	14.12.2014	9,80	10,40	306,39	---
BS6 GWM	16.12.2014	1,80	1,80	307,81	BS6 GWM
Messstelle Bach	16.12.2014	---	0,245	307,84	---

4.4.2 Grundwasserstände Nacherkundung (Hauptuntersuchung)

Die bei den Bohrarbeiten angetroffenen Wasserstände in der Bohrkampagne von 2016 sind in der aufgelistet.

Tab. 4: GW-Stände in den Bohrsondierungen 2016

Bez.	Datum der Messung	Ruhewasserstand [m u. AP]	Ruhewasserstand [mNN]	Bemerkung
BS20/16	07.06.2016	1,93	308,20	---
BS21/16	07.06.2016	2,80	307,59	---
BS22/16	08.06.2016	2,50	307,75	---
BS23/16	08.06.2016	2,70	307,63	---
BS24/16	08.06.2016	2,10	308,27	---
BS24/16	08.06.2016	2,10	308,27	---
BS25/16	07.06.2016	1,75	308,13	---
BS27/16	08.06.2016	1,90	307,97	---
BS6 GWM	07.06.2016	1,54	308,07	Datenlogger

4.4.3 Grundwassermonitoring

Am 09.7.2015 wurde im Grundwasserrammpegel BS 6-GWM von 2014 ein Datenlogger installiert. Die 2"-Messstelle befindet sich nur wenige Meter nördlich des Entengrabens. Als Messintervall wurden 30 Minuten vorgegeben.

Bei den Messungen zwischen dem 10.7.2015 und dem 8.6.2016 wurde die in Tabelle 5 aufgelistete Schwankungsbreite der Wasserstände festgestellt:

Tab. 5: Ergebnisse Grundwasserstandsmessungen in BS6-GWM

	Abstich unter GOK	m ü.NN
Maximaler GW-Stand	1,51	308,10
Minimaler GW-Stand	1,84	307,77
Mittlerer GW-Stand	1,67	307,94
GW-Schwankung	0,33	

Die Grundwasserschwankung in BS 6-GWM sind als Ganglinie in der Anlage 2.10 graphisch dargestellt.

4.4.4 Pumpversuch

Am 7.6.2016 wurde ein 3 stufiger Leistungspumpversuch im Brunnen auf dem Grundstück Walter-Flex Straße 79 durchgeführt. Die Pumpmenge der Stufen betrug 700 l/h, 1500 l/h und 2200 l/h. Die maximale Absenkung betrug 71 cm. Der Ruhewasserstand befand sich 2,96 m unter Ansatzpunkt, das entspricht 2,66 m unter Gelände. Laut den Ergebnissen der benachbarten BS21/16 befindet sich die Wasserführung bereits im Sand der Schicht 1.

Eine Auswertung über alle 3 Pumpstufen ergab einen Durchlässigkeitsbeiwert von $K_f = 3,2 \cdot 10^{-5}$ m/s.

Die detaillierte Auswertung des Pumpversuchs befindet sich in der Anlage 2.8.

4.4.5 Versickerungsversuch

Im Schurf 22/16 wurde eine Versickerungsversuch mit 5 Einzelversuchen durchgeführt (s. Anlage 2.9). Der Versuch wurde in schwach schluffigen, schwach feinkiesig bis feinkiesigen Sanden ausgeführt (s. Bodenprofil Anlage 2.7). Der Boden ist gemäß dem Baugrundmodell aufgrund der Höhenlage der Schicht 1_A zuzuordnen.

Als Durchlässigkeitsbeiwerte wurde ein $K_f = 6,8 \cdot 10^{-5}$ m/s bestimmt.

4.5 Ergebnisse der Laboruntersuchungen

Die Bodenproben aus den quartären Sanden weisen zumeist einen fehlenden bis geringen Schluffanteil auf. Bereichsweise besitzen Sie auch einen geringen Tonanteil.

4.5.1 Ergebnisse der bodenmechanischen Untersuchungen der Haupterkundung

Die Ergebnisse der bodenmechanischen Laboruntersuchungen sind für die Haupterkundung in den Tab. 6 zusammengestellt. Die Laborprotokolle befinden sich in der Anlage 3.1.

Tab. 6: Ergebnisse aus der Korngrößenanalyse, Dichtebestimmung und Konsistenzgrenzenbestimmung;

Schicht	Aufschluss	Tiefe	Bodenart DIN 4021	Boden- gruppe DIN 18196	U/Cc	Korngrö- ßenanteil < 0,063 mm [Gew. %]	Wasser- gehalt	Konsistenz	Trocken- dichte	Korndichte	Durchläs- sigkeits- beiwert
		[m u. AP] ²⁾					[Gew. %]		[g/cm ³]	[g/cm ³]	[m/s]
1	BK1	4,9 - 5,0	S,u'	ST	9,9/ 2,7	9,9	---	---	---	---	$3,4 \times 10^{-5}$
1	BK1	9,9-10,0	S,u',fg'	ST	8,5/ 1,8	9,2	---	-	---	---	$6,1 \times 10^{-5}$
2	BK1	13,9-14,0	mS,u,gs,fs	ST* (TL ¹⁾)	---	19,5	---	-	---	---	-
2	BK1	14,9-15,0	mS,gs,t', u',fg'	ST* (TL ¹⁾)	---	23,3	15,7	st	---	---	$6,1 \times 10^{-5}$
1	BK2	2,0-2,3	gS,ms,fs', fg'	SW ²⁾	6,1/1, 3	4,6	8,6	---	1,687	---	$2,5 \times 10^{-4}$

Schicht	Aufschluss	Tiefe	Bodenart DIN 4021	Boden- gruppe DIN 18196	U/Cc	Korngrö- ßenanteil < 0,063 mm [Gew.-%]	Wasser- gehalt	Konsistenz	Trocken- dichte	Korndichte	Durchläs- sigkeits- beiwert
		[m u. AP] ³⁾					[Gew.-%]		[g/cm ³]	[g/cm ³]	[m/s]
1	BK2	3,0-3,3	gS,ms*,g ^c	SE	2,6/1, 1	2,0	14,3	---	1,681	2,634	8,2 x 10 ⁻⁴
1	BK2	5,0-6,0	gS,ms*,fg ^c	SE	2,9/1, 1	3,3	14,3	---	1,681	2,634	6,1 x 10 ⁻⁴
2	BK2	10,5-11,0	S,t ^c ,u ^c	ST* (TL ¹⁾)	55/6	19,4	---	hf	---	---	7,4 x 10 ⁻⁶
2	BK2	12,0-12,2	T,s*,u	ST* (TM ¹⁾)	---	26,6	16,9	hf	1,736	2,633	8,5 x 10 ⁻⁸
2	BK2	13,1-13,2	S,t ^c ,u ^c	ST* (TM ¹⁾)	52/15	16,3	28,3	br	---	---	1,3 x 10 ⁻⁵
2	BK2	17,0-17,1	mS,gs,u ^c , fs ^c	ST	---	12,3	---	---	---	---	---
A _D	BK3	1,5-2,0	S,mg,u ^c , fg ^c	GU	14/0,8	6,8	---	---	---	---	1,2 x 10 ⁻⁴
A _D	BK3	3,9-4,0	T,s*,u	TA ¹⁾	-	46,3	15,5	st	---	---	3,8 x 10 ⁻⁹
A _D	BK3	4,0-4,3	S,t ^c ,u ^c ,g ^c	ST*	132/2 6	15,4	9,66	---	1,718	2,631	3,2 x 10 ⁻⁵
1	BK3	9,5-10,0	mS,gS,g	SE	2,5/1	1,2	---	---	---	---	8,5 x 10 ⁻⁴
2	BK3	24,0-24,5	mS,gs,u ^c , fs ^c	ST	4,2/1, 6	8,3	---	---	---	---	1,0 x 10 ⁻⁴
A _D	BK4	3,7-4,0	mS,gs,u ^c , g ^c ,fs ^c	ST	7,4/1, 7	10,0	3,39	---	---	---	3,9 x 10 ⁻⁵
1	BK4	7,0-7,3	gS,ms*, fs ^c ,fg ^c	SE	4/1	0,7	0,78	---	1,799	2,633	4,7 x 10 ⁻⁴
1	BK4	10,5-10,6	mS,gS	SE	2,5/1, 1	1,2	---	---	1,804	---	9,0 x 10 ⁻⁴

Schicht	Aufschluss	Tiefe	Bodenart DIN 4021	Boden- gruppe DIN 18196	U/Cc	Korngrößen- anteil < 0,063 mm [Gew. %]	Wasser- gehalt	Konsistenz	Trocken- dichte	Korndichte	Durchlässig- keits- beiwert
		[m u. AP] ³⁾					[Gew. %]		[g/cm ³]	[g/cm ³]	[m/s]
1	BS1	2,0-3,0	mS,gs*,u',f s'	SU	3,7/1, 2	5,7	---	---	---	---	2,1 x 10 ⁻⁴
1	BS2	2,0-3,0	mS,gs*,fs, u'	SU	5,7/1, 2	8,0	---	---	---	---	6,3 x 10 ⁻⁵
1	BS2	3,0-4,0	mS,gS,fs'	SE	3,7/1, 1	4,0	---	---	---	---	3,1 x 10 ⁻⁴
2	BS2	9,3-10,0	mS,gs,t', u',fs'	ST	64/19	14,9	---	---	---	---	3,1 x 10 ⁻⁵
A _D	BS9	1,4-2,0	gS,ms,fg, fs'	SE	5,8/1, 0	3,6	---	---	---	---	3,1 x 10 ⁻⁴
A _D	BS 10	3,4-4,0	S,t',u'	ST*	127/2 8	15,2	---	---	---	---	3,2 x 10 ⁻⁵
A _D	BS 11	3,0-6,0	S,t',u',g'	ST*	117/2 5	18,1	---	---	---	---	2,3 x 10 ⁻⁵

¹⁾ Bodengruppe für Korngrößenanteil < 0,4 mm, ²⁾ Ungleichförmigkeitszahl > 6 bedingt eine Zuordnung in weitgestuft

³⁾ Meter unter Ansatzpunkt

Die Zuordnung der gemischtkörnigen Böden in die Bodengruppen ST und ST* erfolgte anhand der Ergebnisse der Plastizitätsversuche, bzw. analog vergleichbarer Kornzusammensetzungen.

Tab. 7: Ergebnisse aus den Scher- und Kompressionsversuchen;

Schicht	Bohrung	Tiefe [m u. AP] ¹⁾	Bodenart DIN 18196	KD-Versuch DIN 18135 Steifemodul [kN/m ²]					Rahmenscher- versuch DIN 18137-1 Bruchfestigkeit	Rahmenscher- versuch DIN 18137-1 Restscherfestig- keit
				25	50	100	200	400		
		Laststufen	[kN/m ²]							
1	BK2	2,0-2,3	SW	17,0	20,8	33,6	50,0	73,2	39,9/8,1	37,7/0,0
1	BK2	3,0-3,3	SE	3,8 ²⁾	9,1 ²⁾	16,7 ²⁾	27,4 ²⁾	50,0 ²⁾	40,5/20,9	35,1/5,7
1	BK2	5,0-6,0	SE	17,6	19,7	31,7	47,9	73,8	---	---
2	BK2	12,0-12,2	ST*	1,1	3,4	5,4	9,7	16,5	---	---
A _D	BK3	4,0-4,3	ST*	2,6	4,9	6,4	9,2	10,8	---	37,6/0,0
1	BK4	7,0-7,3	SE	15,8	18,7	30,4	42,9	72,0	38,6/5,7	34,1/0,0

¹⁾ Meter unter Ansatzpunkt; ²⁾ Ergebnis nicht repräsentativ, s. Text

Bei der Probe BK2 3,0 – 3,3 m wurden gegenüber vergleichbarem Bodenmaterial aus BK2 und BK4 der Bodengruppen SE und SW deutlich geringere Steifemoduln ermittelt. Es ist davon auszugehen, dass diese Probe nicht ungestört vorlag.

Die detaillierten Laborprotokolle der bodenmechanischen Untersuchungen sind in der Anlage 3.1 zusammengestellt.

4.5.2 Ergebnisse der bodenmechanischen Untersuchungen der Nacherkundung

Die Ergebnisse der bodenmechanischen Laboruntersuchungen sind für die Nacherkundung in der Tab. 8 bis Tab. 10 zusammengestellt. Die Laborprotokolle befinden sich in der Anlage 3.1.

Tab. 8: Ergebnisse aus der Korngrößenanalyse und Konsistenzgrenzenbestimmung;

Schicht	Aufschluss	Tiefe [m u. AP] ¹⁾	Bodenart DIN 4021	Bodengruppe DIN 18196	U/Cc	Korngrößen- anteil < 0,063 mm [Gew.%]	Konsistenz	Bemerkung
1 _A	BS20/16	0,8-2,3	S,u',g'	SU	5,3/1,3	6,6	---	---
1	BS20/16	2,3-6,9	S	SE	3,5/1,1	3,8	---	---
1 _A	BS21/16	0,8-2,4	S,u,g,t'	SU*	34/5,2	17,2	---	---
1	BS21/16	2,4-3,5	S	SE	4,6/1,1	4,7	---	---

Schicht	Aufschluss	Tiefe	Bodenart DIN 4021	Bodengruppe DIN 18196	U/Cc	Korngrößenanteil < 0,063 mm	Konsistenz	Bemerkung
		[m u. AP] ¹⁾				[Gew.%]		
1	BS21/16	3,5-7,6	S,g ⁺	SE	4,2/1,1	4,1	---	---
A _D	BS27/16	0-1,3	S,g ⁺ ,u ⁺	SU	4,6/1,1	5,7	---	---
A _D	BS31/16	2,32-4,32	S,g,u ⁺	SU	6,5/1,2	5,3	---	---
A _D	BS32/16	1,89-2,89	S,u ⁺ ,g ⁺	SU	-	13	---	---
A _D	BS32/16	2,89-4,89	S,u,g ⁺	SU*	-	16,8	---	---
A _D	BS33/16	2,85-4,55	S,u,g ⁺	SU	-	11,9	---	---
A _D	BS33/16	4,55-5,65	S,T,g ⁺	ST*	-	27,4	---	---
A _D	BS33/16	5,65-6,65	S,g ⁺ ,t ⁺	ST	12,6/2,9	10,7	---	---
1 _A	BS41/16	0,6-1,1	S,u ⁺ ,g ⁺	SU*	17,1/2,8	15,8	---	---
1 _A	BS41/16	1,1-2,0	S,u ⁺ ,g ⁺	SU	-	13,7	---	---
1 _A	BS43/16	0,5-2,0	S,u,t ⁺	SU*	48/7,1	23,0	---	---
1 _A	BS44/16	1,2-1,95	S,u ⁺	SU	3,7/1,2	6,1	---	---
A	BS47/16	0,1-1,85	S,g*,u ⁺	SU	39,7/2,3	10,3	---	---
1	BS47/16	1,85-4,00	S,g,u ⁺	SU	13,4/1,8	7,9	---	---

Schicht	Aufschluss	Tiefe	Bodenart DIN 4021	Bodengruppe DIN 18196	U/Cc	Korngrößen- anteil < 0,063 mm	Konsistenz	Bemerkung
		[m u. AP] ¹⁾				[Gew.%]		
2 _A	BS54/16	0,95-2,13	T,S*,u	TM	---	48,5	---	---
A _D	SCH 31R/16	0,9-1,0	S,G	GI	20,6/0,4	4,8	---	---
A _D	SCH 32L/16	0,75-0,85	S,g*,u'	SU	13,6/1,5	8,5	---	---
A _D	SCH 32R/16	1,1-1,2	S,u,g'	SU*	---	18,2	---	---
A _G	SCH31	0,24-1,34	G	GE	2,2/1,2	0,6	---	Gesamtschotter
A _G	SCH32	0,4-0,6	G	GE	1,9/1,2	1,2	---	---
A _G	SCH32	0,6-0,8	G	GE	1,9/1,2	1,2	---	---
A _G	SCH34	0,57-0,97	S,g,u'	SU	11,6/1,8	9,5	---	B-Horizont
A _D	SCH34	0,97-1,17	S,g,u'	SU	---	11,6	---	---

1) Meter unter Ansatzpunkt

 Tab. 9: Ergebnisse aus den Scher- und Kompressionsversuchen; ¹⁾ Meter unter Ansatzpunkt;

Schicht	Bohrung	Tiefe	Bodenart DIN 18196	Rahmenscher- versuch DIN 18137-1 Bruchfestigkeit
		[m u. AP] ¹⁾	[kN/m ²]	φ/c
A _D	SCH31R/16	0,9-1,0	GI	39,1/2,3
A _D	SCH32L/16	0,75-0,85	SU*	34,7/9,3
A _D	SCH32R/16	1,1-1,2	SU	32,4/17,2

Zur Bestimmung der Lagerungsdichte für die Dammschüttungen (Schicht A_D) wurden Proben aus den 32R/16 und 32L/16 gemäß DIN 18125 T2 bezüglich der maximalen und minimalen Dichte untersucht um anhand dieser Ergebnisse die Lagerungsdichte und bezogene Lagerungsdichte bestimmen zu können. Die Werte für die Dichte Insitu wurden mittels Sandersatzverfahren bestimmt. Da im Schurf SCH31L/16 Steine vorkamen, die das Ergebnis des Sandersatzverfahrens verfälschten, wurde auf Dichtebestimmungen von dieser Probe im Labor verzichtet. Eine Zusammenstellung der Ergebnisse der Dichtebestimmung befindet sich in Tab. 10.

Tab. 10: Ergebnisse der Dichtebestimmung aus den Feld- und Laboruntersuchungen;

Probe	32L/16 0,75-0,85			32R/16 1,1-1,2		
Bodengruppe	SU			SU*		
	Dichteste Lagerung	Lockerste Lagerung	Insitu*	Dichteste Lagerung	Lockerste Lagerung	Insitu*
Min. Porenzahl	0,496	0,846	0,75	0,623	1,118	0,79
Min. Porenanteil	0,332	0,58	0,429	0,384	0,528	0,44
Trockendichte [g/cm ³]	1,791	1,452	1,53	1,651	1,265	1,50
Lagerungsdichte D			0,61			0,61
Bezogene Dichte I _D			0,71			0,67

*Sandersatzverfahren nach DIN 18125T2

Der Wert D=0,61 für die Lagerungsdichte von SU und SU* ergibt eine Zuordnung für eine mitteldichte Lagerung. Dies steht im Widerspruch zu den mit der Rammsonde DPL32/2016 und DPL33/2016 mit Rammwiderständen, die eine lockere Lagerungsdichte ergaben.

4.5.3 Ergebnisse der chemischen Analytik

Aus der Bohrung BK2 und BK3 und Bachprobe wurde bei der Haupterkundung jeweils eine Wasserprobe entnommen und im Labor in Hinblick auf Betonaggressivität (DIN 4030) und auf Stahlkorrosion (DIN 50929) untersucht. Die detaillierten Ergebnisse befinden sich in den Anlagen 3.2.1 und 3.2.2.

Zudem wurden wasserchemische Untersuchungen der gängigen Kat- und Anionen an allen 3 Wasserproben durchgeführt. Die Ergebnisse befinden sich in der Anlage 3.2.3.

Die Ergebnisse der Wasseranalysen sind in der Anlage 3.3 zusammengestellt.

4.5.4 Ergebnisse der Umweltanalytik

Die Ergebnisse für die umweltanalytischen Untersuchungen an Schotter- und Bodenproben befinden sich in Anlage 3.3.

Die während der Nacherkundung untersuchte Mischprobe aus dem Richtungsgleis zwischen km 54,200 bis 54,700 wird in einem gesonderten Bericht von DB Immobilien OE FS.R-S-S(B) behandelt.

5 Auswertung der Untersuchungsergebnisse

5.1 Baugrundmodell

Die Baugrundverhältnisse sind graphisch in den Profilen der Anlagen 1.2 und 1.3 dargestellt. Aus den Erkundungen ergibt sich ein Baugrundmodell mit den folgenden Bodenschichten:

- Auffüllung, Gleisschotter - Schicht A_G
- Auffüllung, Gleisschotter mit Packlage - Schicht A_{GP}
- Auffüllung - Schicht A
- Auffüllung, Damm - Schicht A_D
- Auffüllung Talaue - Schicht A_T
- Auesande - Schicht 1_A
- Sand - Schicht 1
- Sand, tonig / Felsersatz, steif - Schicht 2_A
- Sand, tonig / Felsersatz - Schicht 2
- Felsersatz und verwitterter Sandstein - Schicht 3

Gleisschotter (Schicht - A_G)

Der Gleisschotter wurde in den Bohrungen BK3 und BK4 als auch in den Schürfen aufgeschlossen. Er weist in Gleishochlage eine Stärke von 62 bis über 2,5m auf (vgl. Bohrung BK4). Somit ist im Dammbereich mit Schottersäcken zu rechnen. Die oberen 20 bis 35 cm sind ohne Feinanteil, darunter besitzt der Schotter bei den Felduntersuchungen 2014 einen geschätzten Feinanteil von etwa 10 - 20%. Auch wurden bei der Nacherkundung für den Schotter in Dammlage ein Feinanteil von 0,6% (Sch31/16) sowie eine Mächtigkeit von min. 97 cm bis über 1,34m unter SWO festgestellt.

Gleisschotter mit Packlagen (Schicht - A_{GP})

In Tieflage, d.h. dem Gleis in Fahrtrichtung Treuchtlingen wurden unter der 45 bis 62 cm dicken Gleisschotterschicht eine etwa 20 bis 40 cm mächtige Packlage aus blockigem Material (BK1, BK2 und Vorbohrung zu BS2). Die oberen 27 bis 38 cm sind ohne Feinanteil, darunter besitzt der Schotter bei den Untersuchungen 2014 einen geschätzten Feinanteil von etwa 10 - 20%. Die Packlage wird von blockigen Festgestein (zumeist Kalksteinen) aufgebaut, in deren Zwischenräumen eine feinkörnige Matrix mit halbfester bis veränderlich fester Konsistenz vorkommt. Die Oberfläche und die Anordnung entsprechen einer Pflasterung.

Auffüllung (A)

Diese Schicht enthält untergeordnet künstliche Produkte in Form von Bauschutt oder gebrochenem Material. Die Kornzusammensetzung ist sehr weit gefächert von feinkörnigem bis blockigem Material. Zumeist handelt es sich um schluffige Sande mit kiesigen Beimengungen.

Auf dem Bahngeländegelände, welches zwischen dem Gegenrichtungsgleis von Bahn-km 54,300 – 54,400 und der Walter-Flex-Str. 79 liegt, handelt es sich bei der Auffüllung um Sande mit unterschiedlichem Schluffanteil, mit künstlichem Material, wie Bauschuttresten. Im Bereich zwischen dem Richtungs- und Gegenrichtungsgleis bei km 54,420 – 54,600 sind vereinzelt

Sandsteine bis zu Blockgröße vorhanden. Daneben wurden oberflächlich auch Betonbauteile (z.B. Schachtringe), Dränagerohre, Dichtungsbahnen etc. an der Geländeoberfläche vorgefunden. Die Lagerungsdichte ist zumeist sehr locker.

Auffüllung Damm (A_D)

Der Dammaufbau ist wechselhaft. Vorherrschend sind eingestufte Sande und Sande mit unterschiedlichem Schluffanteil der Bodengruppe SU und SU*. Stellenweise sind auch bindige und kiesige Bodenarten vertreten. Die Bodengruppen reichen von Ton, unterschiedlicher Plastizität bis enggestufte Sande und schwach schluffigen bis schluffigen, teils auch tonigen Sanden sowie intermittierend gestufte Kiese (SCH31R). Die Lagerungsdichte, bzw. Konsistenz ist vorwiegend sehr locker oder weich bis steif gemäß den Rammogrammen. Anhand der Feldansprache und auch an einer Laborprobe wurde der Boden als steif eingestuft. Im nördlichen Abschnitt in BS11 ist von einer steifen Konsistenz auszugehen. Die Einordnung gemäß den Schlagzahlen der Rammsondierungen erscheint zutreffend.

Auffüllung (A_T)

Das aufgefüllte Material im Bereich der Talaue mit geogenem Ursprung ist kaum von dem anstehenden Sanden zu unterscheiden. Es entspricht zumeist der Bodengruppen SE und SU und untergeordnet SU*, weist jedoch eine vorwiegend lockere Lagerungsdichte auf.

Auesande (1_A)

Im Bereich der Talaue südlich des Entengrabens wurden an der Geländeoberfläche oder auch unterhalb der Auffüllung bis in Tiefen von 2,4 m unter Gelände (BS21/16) schwach schluffige bis schluffige Sande aufgeschlossen. Stellenweise (BS44/16) wurden auch sehr locker bis locker gelagerte Sande dieser Schicht zugeordnet. Die Lagerungsdichte ist locker bis mitteldicht.

Sand (1)

Unterhalb des Dammes, bzw. der Packlagen im Gleis in Tieflage kommen Sandablagerungen vor. Es sind vorwiegend grobkörnige, quarzreiche Sande mit gut gerundetem Korn, häufig mit einem geringen Anteil an Feinkies. Stellenweise ist auch ein schwacher Schluff- Tonanteil vorhanden. Neben den Grobsanden kommen untergeordnet auch Fein- bis Mittelsande vor. Die Bodengruppen reichen von SE, SU bis ST, tlw. wegen einem Sandanteil von < 60% auch GU.

Aufgrund der Schlagzahlen der Rammsondierung liegt eine mitteldichte Lagerung vor. Unterhalb der Dammaufstandsfläche, etwa in den oberen 2 m, herrscht eine dichte Lagerung vor.

Sand, tonig / Felsersatz (2)

Ab etwa 10 m unter Gelände kommen Sande mit bindigen Bestandteilen und Zwischenlagen vor. Es handelt sich Sande und stellenweise Felsersatz. Unter Umständen stellen die kiesigen und steinigen Lagen mit Geröllen, z.B. in BK2 in 11,50 m Tiefe (298,33 mNN) und BK3 in 16,50 m Tiefe (300,30 mNN), eine ehemalige Landoberfläche dar. Aufgrund der bautechnischen Eigenschaften und der darüber liegenden schwach bindigen gemischtkörnigen Böden, wurde eine Abgrenzung der Bodenschichten bei 10,2 m in BK2 (299,63 mNN) vorgenommen. Die Schichtgrenze steigen außerhalb des Bauwerksbereichs sowohl in nördlicher als auch südlicher Richtung an.

Die Schicht besteht vornehmlich aus Sand mit einem bindigen Anteil von ca. 10 bis 30 (Ton und Schluff). Wobei zumeist sowohl ein schwach toniger als auch schwach schluffiger Anteil vorhanden ist. Bei dieser Schicht handelt es sich um Felszersatz, d.h. die bindigen Anteile dürften im Korngefüge vorliegen und zersetzte Feldspäte darstellen. Gemäß der unter Laborbedingungen ermittelten Korngrößenzusammensetzung und der Plastizität handelt es sich vorwiegend um einen gemischtkörnigen Boden der Bodengruppe ST oder ST*. Der bindige Anteil, wurde im Plastizitätsversuch, nach Abtrennung der Kornfraktion > 0,4 mm, einem mittel- bis leichtplastischen Ton mit leichter bis mittlerer Plastizität zugeordnet. Untergeordnet wurde eine breiige Konsistenz festgestellt, die wohl auf die Bohrbeanspruchung zurückzuführen ist und als nicht repräsentativ gewertet wird. Daneben kommen schwach schluffige Sande bis enggestufte Sande der Bodengruppen SU und SE vor. In der Kernansprache wurden für die bindigeren Partien zumeist steife Zustände beschrieben, was sich mit den Laborergebnissen deckt. Laut den beiden BDP's (früher als SPT bezeichnet) deuten die Schlagenzahlen auf eine halbfeste bis feste Konsistenz. Stellenweise kommen bis mehrere Zentimeter dicke, schwach verkittete Sandsteinlagen mit einer geringen Festigkeit vor. Die Sande weisen eine mindestens mitteldichte Lagerung auf, mit bindigen Zwischenlagen, die ebenfalls eine mindestens steife Plastizität aufweisen. Dies wurde bei der Festlegung der Steifemodul entsprechend berücksichtigt (vgl. Kap. 0).

Sand, tonig / Felszersatz steif (2_A)

Bei den beiden nördlich gelegenen Standorten der Signalmasten wurden steife tonige Lagen in den sandigen Ablagerungen angetroffen (vgl. DPL54/16 und DPH55/16). Sie entsprechen der Bodengruppe TM.

Felszersatz und verwitterter Sandstein (3)

Hierbei handelt es sich um dicht gelagerte Sande bis mürbe Sandsteine, die in den Bohrungen für die Signalmasten angetroffen wurden und die mit dem leichten Rammsondiergerät, tw. auch scheren Rammsondiergerät nicht rammbaar sind. Anhand der begrenzten Eindringtiefen der Rammsondierungen lässt sich ein Anstieg der Felslinie zum Bahnhof Reichelsdorf und zum Bahnhof Eibach hin erkennen.

5.2 Baugrundverhältnisse im Bereich des Brückenbauwerks

Die Baugrundverhältnisse im Bereich des Nahbereichs des Entengrabens wurden mit BK1 bis 15 m und BK2 bis 18 m Tiefe erkundet.

Demnach befinden sich sowohl das Bestandsbauwerk als auch der geplante Neubau im Bereich der Schicht 1. Der Übergang zur Schicht 2 erfolgt erst in etwa 10 m Tiefe, d.h. gut 6 m unterhalb der Gründungssohle des Bestands. Oberflächennah wurde unter dem Gleisschotter eine Packlage aus blockigem Material erkundet.

Im Bereich hinter den bestehenden Brückenwiderlagern (Schwergewichtsmauern) der EÜ ist gemäß dem Bauwerksplan (2) mit einer Hinterfüllung zu rechnen. Mit der dort abgeteufte Bohrung BK1 konnte diese jedoch nicht vom anstehenden Boden differenziert werden. Wir gehen daher davon aus, dass zur Hinterfüllung örtliches Material verwendet wurde. Es handelt sich überwiegend um enggestufte Sande, teils mit Schluffanteil.

Die erkundeten Baugrundverhältnisse für das Gleis in Hochlage und den an das Überwerksbauwerk anschließenden Dammbereichen sind in Anlage 1.3 dargestellt. Die Baugrundverhältnisse im Gründungsbereich können in Anlage 1.2 entnommen werden.

Der Dammbereich ist grundsätzlich wechselhaft aufgebaut und besteht aus Tonen, Schluffen und Sanden sowie deren Gemenge. Die Lagerungsdichten sind vorwiegend sehr locker bzw. die Konsistenz der bindigen Böden ist weich bis steif (vgl. Abschnitt 5.1).

Im geplanten Gründungsbereich des Überwerfungsbauwerks stehen unter der Oberbodenschicht bzw. geringmächtigen Auffüllungen die Böden der Schicht 1 an. Es handelt sich hierbei überwiegend um enggestufte Sande, teils mit Schluffanteil. Der Übergang zur Schicht 2 erfolgt erst in größerer Tiefe.

Im Bereich der Herstelllage wurden im flachen Gelände unter einer 0,6 bis 2,4 m (BS25/16) mächtigen Auffüllung (A_T und A) und schluffige Talausese (1_A) erbohrt. Darunter folgen sandige Talalluvionen (1). Letztere stellen bodenmechanisch einen homogenen enggestuften Sand dar, der eine vorwiegend mitteldichte Lagerung aufweist. Die Auffüllung weist bis in eine Teufe von 0,6 bis 1,8 m (BS25/16) eine sehr lockere bis lockere Lagerung auf. Eventuell handelt es sich bei BS25/16 um Verfüllmaterial im Nahbereich der Tiefenentwässerung.

Auf der nördlichen Seite des Entengrabens reicht die Auffüllung von 0,45 bis mindestens 1,1 m Tiefe, wobei die Auffüllung im Bereich des Dammes materialmäßig nicht vom anstehenden Boden zu differenzieren ist. Allerdings ist die Lagerung bis 1,8 m Tiefe sehr locker. Die Auffüllung im Bereich der Talaue wurde als schluffiger Sand angesprochen. Der anstehende Boden ist analog zur anderen Bachseite.

Unter dem bestehenden Damm ist knapp unterhalb der Aufstandsfläche stellenweise mit einer dichten Lagerung der Sande zu rechnen (6).

5.3 Bodenmechanische Parameter

Die Kennwerte wurden soweit möglich aus den vorliegenden Laborergebnissen abgeleitet. Da die Laborergebnisse offensichtlich an den gemischt- und grobkörnigen Böden durch eine gestörte Lagerung beeinträchtigt sind, wurde für die Ableitung der Bodenkennwerte aus den Laborwerten auch Tabellenwerte aus DIN 1055 T2 und Erfahrungswerte für vergleichbare Bodenarten mit verwendet.

Bei den Schichten 1 und 2, die vorwiegend grobkörnige, bzw. gemischtkörnige Böden darstellen, wurden die Kennwerte anhand der Kornzusammensetzung und der Lagerungsdichte aus den Tabellen der DIN1055 T2 abgeleitet. Bei den bindigen Bodenarten aus dem Damm, Schicht A_D, wurden die Konsistenz und Plastizität zugrunde gelegt.

Für die Gleisschotter sowie den Gleisschotter mit Packlagen werden keine Kennwerte angegeben.

Charakteristische Bodenkennwerte

Unter Zugrundelegung der allgemeinen Beschreibung von Bodenarten/ Schichten in Pkt.5.2, auf Grundlage der erfolgten bodenmechanischen Laboruntersuchungen sowie unter Berücksichtigung von Erfahrungswerten (s.o.), werden im Folgenden die angetroffenen Böden bodenmechanisch klassifiziert und entsprechende Bodenkennwerte zugeteilt (s. Tab. 11).

Tab. 11: Charakteristische Bodenrechenwerte

Bezeichnung	Schicht	Konsistenz	Lagerungsdichte	vorherrschende Bodengruppe DIN 18196	Wichte, feucht	Wichte, unter Wasser	Reibungswinkel	Scheinbare Kohäsion	Undrainierte Kohäsion	Steifemodul ²⁾
					g_k	g'_k	φ_k	c'_k	c_u	E_{s_k}
					kN/m ³	kN/m ³	°	kN/m ²	kN/m ²	MN/m ²
A _D	Auffüllung Damm	St (w)		ST*, (TA-TM)	19,0-20,0	9,5-10,5	30-32,5 (30,5)	1-2 (1)		5-10 (6)
A _D	Auffüllung Damm		S lo	SE (ST, SU, GU)	18,0-19,0	10,5-11,0	33-35 (33)	0		10-20 (12)
A _T	Auffüllung Talau		S/lo	SE,SU, GW,	18,0-19,0	10,0-11,0	30-32,5 (30,5)	0		3 - 8 (4)
1 _A	Auesande	st	S/lo	SU, SU*, SE	18,5-19,5	10,0-10,5	30-32 (31)	0,5-2 (0,5)		5-10 (6)
1	Sand		Md-d	SE,(ST,SU, SW,GU)	18,5-19,0	11	34-36 (34)	0		40-70 (50)
2 _A ²⁾	Ton (Felszersatz, steif)	st		TM	20,5	11	22,5	5	25	5 - 8 (6)
2	Sand, tonig /Felszersatz		Md-d	ST,ST*,SU* (SU,SE, TM)	19,0-20,0	10,0-10,5	30-32,5	0		8 - 15 (10)
		hf		TM	21,5	10,5	22,5	10	60	
3 ²⁾	Felszersatz - verwitterter Sandstein		d		20,5-21,5		32,5 - 35	10-20		50 - 120 (80)

¹⁾ Erstbelastungswert bei einer Spannung von 100 kN/m², ()Charakteristische Kennwerte in Klammern

²⁾ Nur im Bereich der Signalstandorte

Da der Damm heterogen zusammengesetzt ist und die Lage der einzelnen Schichten zu stark variiert, sollte für die Dimensionierung der Stützwände, die OLA Gründungen sowie die Lärmschutzwände im Zweifel jeweils beide Fälle untersucht werden, wobei jeweils der ungünstigere Wert für den bindigen Boden als auch für den nicht bindigen Boden zu betrachten ist. Es sei aber darauf hingewiesen, dass die bestehenden Dämme in betrieblicher Sicht als standsicher gelten, d.h. ohne Berücksichtigung von Sicherheitsfaktoren ein rechnerischer Ausnutzungsgrad von ≤ 1 vorliegt. Eine Rückrechnung zur Bestimmung der Scherparameter könnte hier hilfreich sein.

Auf die Angabe einer undrainierten Kohäsion für die Schicht A_D der Dammschüttung wurde verzichtet. Wegen des inhomogenen Aufbaus und der nur untergeordnet vorkommenden bindigen Lagen, könnte theoretisch bei einer Übersättigung vereinzelt lokal ein Porenwasserüberdruck und somit der Zustand einer undrainierten Kohäsion auftreten. Da dieser Fall eine Ausnahme darstellt und das Eintreten eines solchen Falles nach gegenwärtigem Kenntnisstand als unwahrscheinlich aber nicht gänzlich ausgeschlossen eingestuft wird, erachten wir eine Angabe der undrainierten Kohäsion nicht als zielführend. Bei den Scherparametern für die Bodenart SE, mitteldicht gelagert, wurden die Werte für die Bruchfestigkeit aus den Rahmenversuchen ver-

wendet. Die Versuchsergebnisse weisen alle eine höhere Kohäsion auf, die bei nicht bindigen Bodenarten nicht zutrifft und auf eine Teilsättigung schließen lässt. Die Werte für den Winkel der inneren Reibung wurden entsprechend abgemindert. Da im natürlichen Zustand vor Ort ein Austrocknen sowie eine Vollsättigung aufgrund der Witterungsverhältnisse nicht ausgeschlossen werden kann, scheidet der Ansatz einer scheinbaren Kohäsion, in Form der Kapillarkohäsion aus.

Für die Schicht 1 wurden die Steifemoduln anhand der Feldversuche, d.h. Rammwiderstände für mitteldicht gelagerte Sande der allgemein gültigen Tabellen abgeleitet, weil davon auszugehen ist, dass aufgrund des Probenmaterials ein ungestörter Probeneinbau nicht möglich war und die Kompressionsversuche an aufgelockerten Sanden durchgeführt wurden.

Bei den Steifemoduln zu Schicht 2 wurden gegenüber dem Laborwert die Bandbreite mit höheren Moduln angesetzt, da die untersuchte Probe für die Schicht einen mehr oder weniger maximalen Feinkornanteil aufweist und der überwiegende Anteil der Schicht 2 aus Bodengruppen ST und SE mit deutlich höheren Steifemoduln besteht. Zudem ergaben die BDP Tests im Bohrloch eine dichte Lagerung.

Für die Gründungsbereiche in denen bisher keine Vorbelastung durch ein Bauwerk stattfand, gelten die Steifemoduln aus der Tab.6. Für Bereiche durch ein bestehendes Betonbauwerk vorbelastet sind, erfährt der Baugrund eine Wiederbelastung. Für statische Berechnungen kann für die Schicht 1 als charakteristischer Steifemodul ein höherer Steifemodul für die Wiederbelastung angesetzt werden. Gemäß [(12), Tab. 2-19] beträgt das Verhältnis zwischen dem Kompressionsbeiwert C_c und dem Schwellwert C_s für nicht bindige Bodenarten etwa 10. Somit kann für die Wiederbelastung das 5-10 fache des Erstbelastungsmoduls aus Tab.6 für die Schicht 1 angesetzt werden.

Die in Tab. 12 angegebenen Kennwerte für die Mantelreibung wurden gemäß den Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ (29) abgeschätzt. Da die Zusammensetzung des Damms wechselhaft ist und die Lage der bindigen und nicht bindigen Partien nicht ausreichend geklärt werden kann, wurde für die Dammauffüllung ein Mischwert angegeben. Dieser Wert ist durch Zugversuche vor Ort abzusichern.

Tab. 12: Kennwerte für die Mantelreibung für die Bemessung von Ankern und Bodennägeln

Bezeichnung	Bodenschicht	Mantelreibung $q_{s,k}$ [kN/m ²]	
Schicht A _D	Auffüllung nicht bindig, Damm	60	40
Schicht A _D	Auffüllung bindig, Damm	20	
Schicht 1 _A	Auesande	40	
Schicht 1	Sand	110	

5.4 Bohr- und Rammpbarkeit

Die angetroffenen Böden sind im Hinblick auf ihre Eignung zum Rammen nach unseren Erfahrungen wie folgt einzustufen:

Schicht A _G → Gleisschotter	mittelmäßig rammpbar,
Schicht A _P → Packlage,	nicht rammpbar,
Schicht A → Auffüllung,	leicht rammpbar,
Schicht A _T → Auffüllung Talaue,	leicht rammpbar,
Schicht A _D → Auffüllung Damm,	leicht rammpbar,
Schicht 1 _A → Auesand	leicht bis mittelschwer rammpbar,
Schicht 1 → Sand,	mittelmäßig, lokal schwer rammpbar,
Schicht 2 _A → Sand, tonig /Felsersatz, steif	mittelmäßig rammpbar,
Schicht 2 → Sand, tonig /Felsersatz	schwer rammpbar,
Schicht 3 → Felsersatz und verwitterter Sandstein	schwer bis nicht rammpbar,

Die Parameter bzgl. Rammarbeiten nach DIN 18304 befinden sich in der Anlage 7

5.5 Betonaggressivität und Stahlkorrosivität

Die entsprechenden Grenzwerte nach DIN 4030 wurden eingehalten. Das Grundwasser ist als „**nicht betonangreifend**“ einzustufen.

Ebenso wurde die Stahlaggressivität unterhalb und über dem Grundwasser betreffend Loch- und Muldenkorrosion sowie Flächenkorrosion für unlegierte Stähle anhand der Analytik als „**sehr gering**“ unter Wasser, bzw. im Wasser- Luftbereich „**gering**“ bewertet.

Das Ergebnis ist in der Anlage 3.2 ersichtlich.

Die bei der Nacherkundung genommene Probe aus dem Brunnen des westlich der Herstelllage gelegenen Grundstücks ergab eine „**schwache**“ **Betonaggressivität** und eine „**sehr geringe**“ Stahlkorrosion für unlegierte bis niedrig legierte Stähle unter Wasser als auch am Übergang Boden- zu Luft betreffend Mulden- und Lochkorrosion als auch flächenhafte Korrosion.

Die Mischbodenprobe ergab praktisch keine Korrosion. Die Ergebnisse befinden sich ebenfalls in der Anlage 3.2.

Für die Gesamtmaßnahme ist auch angesichts des vorherrschenden Quarzanteils in den Sanden eine „**schwache**“ **Betonaggressivität** und eine „**sehr geringe**“ Stahlkorrosion anzusetzen.

5.6 Grundwasserchemismus

Wie zu erwarten sind die chemischen Bestandteile mengenmäßig aus den Proben aus den Bohrlöchern BK2 und BK3 sich ähnlicher als der Chemismus des Bachwassers. Wesentliche Unterschiede liegen in einem geringerem hydrogencarbonat-, Calcium- und Sulfatanteil. In Bezug auf Eisen, Mangan und Ammonium ähneln sich die Proben aus BK3 und dem Bach und unterscheiden sich von der Probe BK2.

Bei der Probennahme war das Bachwasser aufgrund der winterlichen Temperaturen deutlich kälter mit $5,6^\circ$ im Gegensatz zu $8,8^\circ$, bzw. $9,6^\circ$. Auch die Leitfähigkeit zeigte deutliche Unterschiede BK3 mit 462 μS , Bach mit 464 μS und BK2 mit 8,7 μS . Die höhere Leitfähigkeit in BK2 hängt mit den höheren Anteilen gelöster Stoffe zusammen.

Anhand der Ergebnisse aus der Analyse kann ein geogener Bezug zu den Proben aus den Bohrlöchern hergestellt werden. Das Hydrogencarbonat stammt wahrscheinlich aus Störungen aus dem tieferen Untergrund. Die Herkunft des Wassers aus den Bohrlöchern und aus dem Bach ist unterschiedlich. Die Untersuchungsergebnisse könnten dahin gehend interpretiert werden, dass das Grundwasser aus BK3 mit Niederschlags- und Oberflächenwasser stärker beeinflusst ist.

5.7 Grundwasserstände und Bemessungswasserstand

Die Grundwasserhöhen deuten auf ein Grundwassergefälle nach Norden bzw. Nordosten hin. Da die Grundwasserhöhen in den Bohrungen BK1 – BK4 in der Erkundung 2014, tiefer lagen als der Wasserstand im Bach, lässt den Schluss zu, dass der Entengraben nicht unbedingt die Vorflut darstellt. Dies kann mittels der vorliegenden Daten von 2016 weder bestätigt noch widerlegt werden. Festzuhalten ist, dass der Grundwasserstand in BS6 GWM nur wenige Zentimeter vom Wasserstand im Entengraben am östlichen Widerlager abweicht.

Weiter in Richtung Norden, in steigender Bahnkilometrierung, weist das Grundwasser ein leichtes Gefälle in nordöstlicher Richtung auf.

Für den bauzeitlichen Eingriff ist ein Grundwasserstand zwischen dem Mittelwert aus den Grundwassermessungen und einem HQ_{10} anzusetzen. Nach den derzeitigen Messergebnissen ist im Bereich der Herstelllage von einem HQ_1 von 308,23 m NN auszugehen, welcher als bauzeitlicher Wasserstand angesetzt werden kann. Demzufolge ist davon auszugehen, dass die Wände des Rahmenbauwerks bzw. deren Gründungselemente mit Grundwasser in Berührung kommen.

Für ein langjähriges Hochwasserereignis (HQ_{10}) erachten wir einen Grundwasserstand von ca. 0,5 m über dem durchschnittlichen Grundwasser als realistisch. Dies würde einem Höhenniveau von 308,5 m NN entsprechen. Für ein extremes Ereignis, welches einem HQ_{100} gleichkommt, empfehlen wir ein Niveau von 309,0 m NN für den Bereich der gesamten Baumaßnahme anzunehmen. Der Zufluss in den Entengraben wird durch den Rohrdurchlass unter der benachbarten Gleisanlage beschränkt. Somit ist nur ein reduzierter Abfluss des Niederschlags bei Extremereignissen aus dem Einzugsgebiet des Entengrabens östlich der Gleisanlage möglich. Aufgrund des wesentlich größeren Querschnitts des Entengrabens im Vergleich zum Rohrdurchlass und des relativ kleinen Oberflächeneinzugsgebiets zwischen dem S-Bahngleis und der Strecke 5320, erachten wir einen Wasserstand im Entengraben von bis zu 308,5 mNN (entspricht einer Wassertiefe von etwa 70 cm) als Bemessung für die Bauzeit für angemessen.

Aufgrund der relativ kurzen Beobachtungszeit von 11 Monaten sind die Aussagen zu den langjährigen Grundwasserständen mit entsprechenden Risiken verbunden.

5.8 Wasserdurchlässigkeit

Für die Bewertung der Wasserdurchlässigkeit wurden die Ergebnisse des Pumpversuchs, des Versickerungsversuchs sowie theoretische Berechnungen aus der Kornsummenkurve verwendet und diese mit den örtlichen Erfahrungen abgeglichen.

Die Bodenschichten können erfahrungsgemäß wie folgt nach DIN 18130 eingeteilt werden:

Tab. 13: Wasserdurchlässigkeit; Werte in Klammern geben den charakteristischen Wert an

Boden-schicht	Bezeich-nung	Bodengruppe	Durchlässigkeits-beiwert als Erfah-rungswert [k = m/s]	Einstufung nach DIN 18130
Schicht 1 _A -Auesande	Sand schluf-fig	SU - SU*	$5 \cdot 10^{-4}$ bis $1 \cdot 10^{-6}$ ($5 \cdot 10^{-5}$)	durchlässig
Schicht 1	Sand	SE, (ST, SU, SW, GU)	$3 \cdot 10^{-5}$ bis $1 \cdot 10^{-3}$ ($5 \cdot 10^{-4}$)	Stark durchlässig bis durch-lässig
Schicht 2	Sand, tonig	SU*, ST* (SU, SE)	$7 \cdot 10^{-6}$ bis $1 \cdot 10^{-4}$ ($6 \cdot 10^{-5}$)	Durchlässig bis schwach durchlässig

5.9 Umweltanalytik

Die Mischprobe aus den beiden Bodenproben der BK3 und BK4 sowie die Mischproben aus dem Gleisschotter sind gemäß dem Eckpunktepapier (13) der **Klasse >Z2** zuzuordnen. Auffällig sind hier die Belastung durch Benzo(a)pyren einem Pflanzenschutzmittel sowie der Gehalt an PAK (EPA).

Im Feststoffanteil der Gleisschotterproben sind nennenswerte Anteile an Schwermetalle, wie Blei, Zink, Chrom, Kupfer und Nickel enthalten, die aber bei der Deklaration aufgrund der geringen Anteile im Eluat keine Rolle spielen.

Auffällig ist ein pH-Wert von 10,14 für das Eluat aus der MP BK3/BK4.

Die Bodenprobe aus der BS11 ist umweltanalytisch unauffällig und der Klasse Z0 zuzuordnen.

Die Ergebnisse der Analysen befinden sich in der Anlage 3.3.

6 Bautechnische Folgerungen, Empfehlungen und Hinweise

6.1 Bauablauf

Eine Beschreibung des geplanten Bauablaufs für die Realisierung der Ersatzneubauten liegt bislang nicht vor. Die nachfolgenden Ausführungen gehen daher von folgendem grundsätzlichen Bauablauf aus:

- Aushub der Baugrube, tlw. mit Sicherung bei beengten Verhältnissen
- Herstellung der Verschubbahnen in Herstelllage
- Aufbau der Brücke in Herstelllage als kombiniertes Bauwerk
- Außerbetriebnahme beider Streckengleise
- Abbruch bzw. Rückbau des Überwerfungsbauwerks und Dämme
- Herstellung der Baugrube für den Abbruch bzw. Rückbau der EÜ Entengraben mit Umleitung des Entengrabens

- Abbruch bzw. Rückbau der EÜ Entengraben
- Rückbau der Baugrube und der Umleitung des Entengrabens
- Einschub des Neubaus
- Neubau der Stützwände in den Dammschnitten
- Herstellung des Übergangskeils zu den Rampen und Anhebung der Gradienten
- Neubau der Schallschutzwände, Randwege und OLA-Masten
- Herstellung des Oberbaus und Inbetriebnahme beider Streckengleise
-

Eine Zuwegung zum Baufeld ist nach gegenwärtigem Kenntnisstand hauptsächlich gleisgebunden möglich (vgl. Abschnitt 2.1). Im nördlichen Bereich ist auch eine Zufahrt über den Königshofer Weg möglich. Die Reihenfolge der Arbeiten ist im Wesentlichen vom Sperrpausenkonzept und den logistischen Zwängen abhängig.

6.2 Brückenbauwerk

6.2.1 Gründungsempfehlung / Bemessung

Wir empfehlen, das Rahmenbauwerk im gewachsenen Boden der Schicht 1 flach zu gründen. Gut tragfähiger Boden der Schicht 1 ist etwa ab Kote 308,0 mNN zu erwarten.

Hierfür sollten zunächst die bestehenden Fundamente bzw. Bauwerksreste der EÜ und ÜW vollständig entfernt werden. Nach Abschnitt 5.2 erfordert dies voraussichtlich einen Aushub bis mindestens 306,0 mNN im Bereich des Grabens auf einer Länge von 6 bis 8 m für die EÜ. Die Höhenlage der bestehenden Fundamente bzw. Bauwerksreste der ÜW beruht auf dem Originalbauwerksplan (3). Wir gehen gegenwärtig von 308,0 mNN aus. Der Aushub ist damit bis unter den freien Grundwasserspiegel erforderlich.

Durch den Baugrubenaushub erfolgt in der Regel eine oberflächennahe Auflockerung der Aushubsohle. Sie sollte daher gründlich nachverdichtet werden.

Der Einsatz dynamischer Verdichtungsgeräte (Rüttelwalzen oder -patten) sollte zur Verdichtung der enggestuften Mittel- bis Grobsande vermieden werden. Wir empfehlen stattdessen eine statische Nachverdichtung.

Für den Fall, dass in der Aushubsohle örtlich begrenzt bindige Böden anstehen, sind diese zunächst zu entfernen und durch Böden von mindestens guter Verdichtungsfähigkeit gemäß DIN 18196 zu ersetzen.

Anschließend kann die Wiederverfüllung der Baugrube bis zur projektierten Gründungssohle für das Kastenprofil erfolgen. Hierzu sind ebenfalls mindestens gut verdichtungsfähige und sehr gering frostempfindliche Böden mit mindestens mittel bis großer Durchlässigkeit nach DIN 18196 lagenweise (max. Mächtigkeit von 30 cm) mit einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 100 \%$, z.B. FSS-Material gemäß soB-StB07 (0/32) oder KG2 Material mit $< 7\%$ Feinanteil einzubauen, um spätere Setzungen sowie Setzungsunterschiede weitestgehend zu reduzieren.

Wir empfehlen, die Qualität des Bodenaustauschs zwischen Gründungssohle und Aushubsohle versuchstechnisch nachgewiesen zu lassen (z.B. mittels Rammsondierungen und dynamischer Fallplatte). Zudem sollte die fertige Gründungssohle von einem Sachverständigen für Geotechnik nach Augenscheinnahme abgenommen werden, um die Planungsannahmen zum Baugrund zu überprüfen.

6.2.2 Baufolge

Für die Bemessung der Bodenplatte bzw. des gesamten Rahmentragwerks und der Verschiebbahnen ist deren Baufolge von wesentlicher Bedeutung. Diese ist detailliert in Pkt. 6.1 beschrieben. Die wesentlichen Bauphasen, zum Verständnis der Ermittlung der Bettungsziffern, werden hier wiederholt:

- Aushub der Baugrube für die Herstellung des Rohbaus
- Herstellen der Verschiebbahnen
- Herstellen des Überwerfungsbauwerks
- Abbruch alte EÜ Entengraben und altes Überwerfungsbauwerk, Rückbau Dämme
- Verschieb neues Überwerfungsbauwerk und Herstellung kraftschlüssiger Verbund an der Fundamentunterkante des Überwerfungsbauwerkes in den 5 Bereichen zwischen den Verschiebbahnen
- Anpassen der Dämme neben und auf dem Überwerfungsbauwerk
- Herstellen Oberbau
- Betrieb mit Verkehrslasten

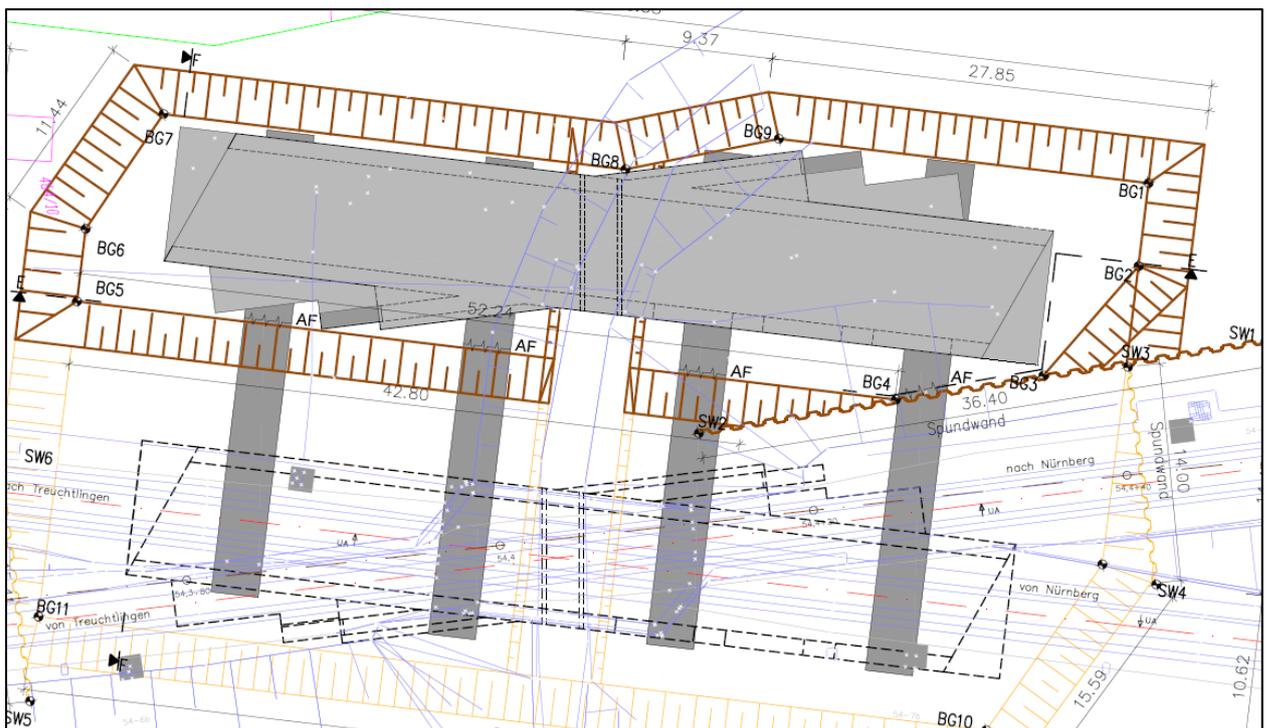


Abb. 3: Überwerfungsbauwerk mit 4 Verschiebbahnen und Baugrube (Auszug aus Plan EP-IB-BW-VS_01 [29])

6.2.3 Bemessung der Gründung in Herstelllage

Gemäß vorliegenden Unterlagen [26] und [27] sind 4 Verschiebbahnen mit l/b/h von ca. 30,0m bis ca. 33,0m / 3,0m / 0,65m geplant. Die Unterkante der Schiebbahnen liegt auf 307,5m NN.

Beim Verschieben des Überwiefungsbaueerks hat dies ein Eigengewicht von 44.000kN [26]. Für die Abschätzung der Setzungen bzw. die Berechnung des Grundnachweises wird das Gesamtgewicht auf die 4 Verschiebbahnen gleichmäßig aufgeteilt (s.Abb. 3). Auf Grund der hohen Eigensteifigkeit des Rahmenbaueerks kann für die Verschiebbahnen eine starre Lastfläche angesetzt werden. Die rechnerische Länge der Verschiebbahn für die Lastabtragung in den Untergrund wird analog [26] mit 10m angesetzt.

Die Vertikalbelastung einer Verschiebbahn aus dem Überwiefungsbaueerk beim Verschieben beträgt ca. 11.490kN einschließlich Fundamenteigengewicht. Dies entspricht einer Bodenpressung von ca. 383kN/m².

Ermittlung der Bettungsziffern:

Bei Ansatz der unteren bzw. oberen Grenzwerte der charakteristischen Steifemoduli der Erstbelastung (Pkt. 5.3) und einer Aushubentlastung von ca. 1,7m im Mittel ($\approx 31 \text{ kN/m}^2$) werden Setzungen von ca. 3,2cm bis ca. 5,8cm für die Verschiebbahnen ermittelt. Daraus ergeben sich in Abhängigkeit der Grenzwerte der Steifemoduli Bettungsziffern von 6,6MN/m³ (aus unteren Grenzwerten der Steifemoduli) und 12,0MN/m³ (aus oberen Grenzwerten der Steifemoduli) für die Bemessung der Verschiebbahnen. Darin werden keine Hebungen, resultierend aus der Entlastung des Baugrundes durch den Aushub, berücksichtigt, da diese vor Belastung der Verschiebbahnen eintreten und somit keinen Einfluss auf die Beanspruchung der Streifenfundamente haben. Die Berechnungen liegen als Anlage 6.1 bei.

Auf Grund der Bandbreite der Steifemoduli der erkundeten Schichten empfohlen wird eine Bemessung der Verschiebbahnen mit beiden Grenzwerten der Steifemoduli.

Grundbruchnachweis:

Im Rahmen der Vorbemessung wird der Grundbruchnachweis für die Verschiebbahnen mit einer Lasteinleitungslänge von 10m, einer Breite von 3,0m und der zentrischen Vertikalbelastung von 11.490,0kN untersucht. Für die vorübergehende Bemessungssituation BS-T (Bauzustände bei der Herstellung eines Baueerks) ergibt sich für das maßgebende Grundbruchversagen parallel zur kürzeren Seiten ein Ausnutzungsgrad von 86,4%. Informativ wird hier noch angemerkt, dass bei Ansatz von BS-P nach DIN 1054 der Ausnutzungsgrad beim Grundbruchnachweis mit ca. 105% ermittelt wird.

Der Nachweis der Grundbruchsicherheit gilt nur für die genannten Randbedingungen, im Besonderen der zentrischen Vertikalbelastung aus dem Überwiefungsbaueerk. Sofern sich diese Randbedingungen im Zuge der weiteren Planungen ändern, ist der Grundbruchnachweise wiederholt zu führen.

6.2.4 Bemessung der Gründung in Endlage

Gemäß den vorliegenden Unterlagen [26] und [27] hat das Überwiefungsbaueerk als Rahmenbaueerk eine Bodenplatte mit den idealisierten Abmessungen l/b von ca. 56m und ca. 8,6m mit 2 ausspringenden Bereichen an den Längsseiten (s. obige Abbildung).

Die Unterkante der Bodenplatte liegt auf 308,5m NN.

Bis zum Verschieben des Bauwerks in Endlage und Herstellen des kraftschlüssigen Verbundes der Bodenplatte mit dem Untergrund werden die Eigenlasten des Überwerfungsbauwerkes ausschließlich über die Verschubbahnen in den Untergrund eingeleitet. Erst die zeitlich folgenden Einwirkungen aus den seitlich angrenzenden Dämmen (z.B. Erddruck auf die Bauwerkswände), überdeckenden Dämmen und Oberbau in der Größe von 14.000kN [26] und die Verkehrslasten aus dem Betrieb in Größe von 12.000 kN [26] werden über die gesamte aufgelagerte Bodenplatte abgetragen.

Im Bereich des alten Überwerfungsbauwerks wurde der Untergrund mit einer Bodenpressung von ca. 22.000kN / (31m x 7,9m) \approx 90kN/m² im Mittel vorbelastet.

Die Bodenpressungen aus dem Eigengewicht des Überwerfungsbauwerks sind im Mittel 44.000kN/(56x8,6m) \approx 92kN/m² und entsprechen damit näherungsweise der Vorbelastung der kleineren, alten Eisenbahnüberführung.

Ermittlung der Bettungsziffern:

Das alte Überführungsbauwerk ist kleiner als das neue Überwerfungsbauwerk. Daher sind auf Grund der bereichsweise unterschiedlichen Vorbelastungen differenzierte Bettungsziffern anzusetzen.

Im Bereich des alten Bauwerks und der Bau- bzw. Belastungsfolge der Bodenplatte des neuen Rahmentragwerks werden in Abhängigkeit der Grenzwerte der Steifemoduli und Belastungsgeschichte des Untergrundes (Erst- bzw. Wiederbelastung) Setzungen der Bodenplatte in der Größenordnung von ca. 2,3cm (aus oberen Grenzwerten der Steifemoduli) und ca. 4,3cm (aus unteren Grenzwerten der Steifemoduli) rechnerisch ermittelt. Darin werden keine Hebungen, resultierend aus der Entlastung des Baugrundes durch den Abbruch, berücksichtigt, da diese vor Belastung des Bauwerks eintreten und somit keinen Einfluss auf die Beanspruchung der Bodenplatte haben. Daraus ergeben sich die Grenzwerte der Bettungsziffern von 2,4MN/m³ und 1,3MN/m³ für die Bemessung der Bodenplatte aus der Belastung aus Eisenbahnverkehr und ständigen Überschüttungen des Bauwerkes.

Für den bis dato nicht oder gering wenig vorbelasteten Bereich (z.B. kein altes Überführungsbauwerk), werden näherungsweise Setzungen von 4,4cm bis ca. 8,0cm rechnerisch ermittelt. Daraus ergeben sich in Abhängigkeit der Grenzwerte der Steifemoduli Bettungsziffern von 1,9MN/m³ (aus unteren Grenzwerten der Steifemoduli) und 3,4MN/m³ (aus oberen Grenzwerten der Steifemoduli) für die Bemessung der Bodenplatte aus der Belastung aus Eigengewicht, Eisenbahnverkehr und ständigen Überschüttungen des Bauwerkes.

Auf Grund der Bandbreite der Steifemoduli der erkundeten Schichten empfohlen wird eine Bemessung der Bodenplatte mit beiden bereichsweise geltenden Grenzwerten der Steifemoduli. Im Übergangsbereich zwischen vorbelasteten und nicht vorbelasteten Bereich können die Bettungsziffern stufenweise angepasst werden.

Grundbruchnachweis:

Für den Grundbruchnachweis wird unter Ansatz der zentrisch wirkenden Gesamtlast aus Eigengewicht, Eisenbahnverkehr und ständigen Überschüttungen - ohne Ansatz von seitlichen Erddrücken - ein Ausnutzungsgrad von 22,3% ermittelt.

Der Nachweis der Grundbruchsicherheit gilt nur für die genannten Randbedingungen (zentrischen Vertikalbelastung als Summe aus dem Eigengewicht, Eisenbahnverkehr und ständigen Überschüttungen). Sofern sich diese Randbedingungen im Zuge der weiteren Planungen ändern, ist der Grundbruchnachweise wiederholt zu führen.

Die Berechnungen liegen als Anlage 6.2 bei.

6.2.5 Baugrube

Es liegen keine detaillierten Angaben zur Topographie im Bereich des Baufeldes vor. In (4) sind einige Höhenpunkte zum Geländeverlauf angegeben. Demnach gehen wir von einer Höhenlage des unmittelbar angrenzenden Geländes bei etwa 309,5 mNN bis 310,5 mNN aus.

Hieraus resultiert aus der voraussichtlich erforderlichen Aushubtiefe eine Baugrubentiefe von bis zu rund 3,5 - 4,5 m. Im Umfeld der Baugrube steigt das natürliche Gelände geringfügig an.

Die Aushubsohle liegt unterhalb des Grundwasserspiegels. Ein Zufluss von Grund- und Bachwasser muss daher durch geeignete Maßnahmen verhindert werden. Für den Entengraben wird während der Bauphase eine Umleitung bzw. Vorbeiführung an der Baugrube erforderlich (vgl. Abschnitt 6.12). Die Absperrung des Grabens zur Baugrube kann beispielsweise durch Einbau eines Querschotts erfolgen.

Als mögliche Ausführungsvarianten kommen eine freie Böschung der Baugrube oder die Herstellung einer Baugrubenumschließung in Betracht.

Die Baugrubenböschungen dürfen bis zu 5 m Höhe während der Bauzeit ohne rechnerischen Nachweis der Standsicherheit mit bis zu 45° abgeböschert werden, sofern die Vorgaben der DIN 4124 erfüllt werden. Diese ist im Zuge der weiteren Konkretisierung der Planung zu prüfen. Werden diese Vorgaben nicht erfüllt, ist die Standsicherheit der Böschungen nach DIN 4084 nachzuweisen. Bei beengten Platzverhältnissen können auch temporäre Sicherungen, wie z.B. Spundwände, Trägerbohlwände und vernagelte Spritzbetonsicherungen eingesetzt werden.

Für die Variante einer frei geböschten Baugrube ist eine Grundwasserabsenkung, beispielsweise mittels Schwerkraftbrunnen, bis unter die Aushubsohle erforderlich. Im Bereich der zu beseitigenden Fundamente der EÜ Entengraben ist eine Absenkung des freien Wasserspiegels um ca. 2,5 m erforderlich. Aufgrund der hohen Durchlässigkeit der Schicht 1 (vgl. Abschnitt 5.8) ist von einem relativ großen Wasserandrang auszugehen.

Unter Umständen könnte alternativ auch eine Absenkung des Grundwassers nur bis knapp unterhalb der projektierten Gründungssohle z.B. 307,5 mNN für das Kastenprofil erfolgen. Der Rückbau der Bestandsfundamente und der Bodenaustausch wären dann jedoch unter Wasser auszuführen. Da insbesondere der Bodenaustausch unter Wasser hohe Risiken hinsichtlich der letztlich erreichbaren Einbauqualität (Verdichtung) birgt, raten wir gegenwärtig von diesem Vorgehen ab.

Um die Fördermengen und die Grundwasserabsenkung im Bauzustand abzumindern wäre auch eine lokale Spundwandumschließung im Bereich der bestehenden EÜ mit einer offenen Wasserhaltung denkbar. Die Spundwände sollten dabei in die teilweise geringer durchlässige Schicht 2 einbinden. Zur Minimierung des Wasserzustroms aufgrund systembedingter Undichtigkeiten empfiehlt sich der Einsatz von gedichteten und möglichst neuwertigen Spundbohlen (Schlossdichtungen).

Grundsätzlich ist mit den Wasserhaltungsmaßnahmen die Auftriebssicherheit der neuen Bauteile während der gesamten Bauzeit bis zur endgültigen Sicherstellung durch das neu errichtete Bauwerk (ausreichend große Auflast) zu gewährleisten. Zur Fassung und Ableitung verbleibender Zuflüsse zur Baugrube und von etwaigem Niederschlagswasser empfehlen wir zusätzlich die Installation einer offenen Wasserhaltung.

Mit der Erkundung wurden Packlagen im Gegenrichtungsgleis angetroffen, die das Einbringen der Spundbohlen erschweren können, d.h. sie müssten vor den Spundwandarbeiten entfernt werden. Zudem werden die anstehenden Böden teilweise als schwer rammbar beurteilt (vgl. Abschnitt 5.4). Aufgrund der Gleichförmigkeit der Sande der Schicht 1 wird ein Einrütteln empfohlen oder aber es sind Einbringhilfen vorzusehen, die eine Rammung ermöglichen. Die untere Strecke sollte dabei rammend oder rüttelnd in ungestörten Boden einbinden um Umläufigkeiten des Grundwassers zwischen Boden und Spunddielen möglichst gering zu halten.

Letztlich wird die tatsächliche Rammbarkeit erst nach einer Proberammung bzw. bei Einrammen der ersten Spundbohlen ersichtlich. Neben Auflockerungsbohrungen als Rammhilfen kommen bei größeren Rammwiderständen auch Austauschbohrungen in Frage. Die Hinweise und Regelungen der DIN EN 12063 sind zu beachten.

Grundsätzlich sollten Einbringhilfen, wie z.B. Auflockerungsbohrungen, nur dann eingesetzt werden, wenn ohne diese nicht die erforderliche Rammtiefe erreicht werden kann. Um dennoch bei Bedarf kurzfristig handeln zu können, kommen ggf. Rammgeräte in Frage, die bereits für die Aufnahme von Bohrsystemen eingerichtet sind. Zur Sicherstellung eines raschen Baufortschritts werden häufig für die Herstellung von Auflockerungsbohrungen Bohrgeräte mit Endlosschnecke eingesetzt.

Beim Einsatz von Hilfsmaßnahmen ist darauf zu achten, dass kein die Stabilität des Fußauflagers der Baugrubenumschließung gefährdender Festigkeitsverlust auftritt. Die tiefen Rammstrecken sollten daher ohne Einbringhilfe ausgeführt werden. Es ist von der ausführenden Firma sicherzustellen, dass die Leistungsfähigkeit des eingesetzten Geräts auf die Baugrundverhältnisse abgestimmt ist. Die Regelungen der DIN 18304 sind zu beachten.

Möglicherweise wird aus statischen Gründen oder aufgrund von Verformungsbetrachtungen eine Abstützung der Baugrubenumschließung erforderlich. Wir empfehlen hierfür eine Aussteifung, deren Rückbau erst nach Herstellung des Bodenaustausches erfolgt. Für die Dimensionierung sind die Hinweise zum Erddruckansatz der DIN 4085 zu berücksichtigen.

Wir gehen davon aus, dass für den Bauzustand zum Versub des Kastenprofils aus statischen Gründen keine horizontale Stützung der Baugrubenumschließung mehr erforderlich ist.

Alternativ zur Aussteifung besteht grundsätzlich auch die Möglichkeit einer Rückverankerung. Für Rückverankerungen und Bodennägel sind die in Tab. 12 zusammengestellten Mantelreibungen anzusetzen.

6.2.6 Hinterfüllung der Bauwerke

Für die Planung der Hinterfüllungen sind die Regelungen der zur Ril 836 bezüglich Übergängen zwischen Erd- und Kunstbauwerken (Modul 836.4106) zu beachten.

Demnach sind zum Ausgleich von unterschiedlichen Steifigkeiten an der Grenze zwischen den Erd- und Kunstbauwerken Übergänge im Anschluss an die Kunstbauwerke anzuordnen. Die Ausbildung kann beispielsweise mit einem Keil aus behandeltem Boden nach Modul 836.4103 Abs. 12 oder einer gleichwertigen Maßnahme erfolgen.

Im Bereich der EÜ Entengraben mit dem Überwerfungsbauwerke wird eine maximale Streckengeschwindigkeit von 160 km/h geplant. Mit Bild 2 enthält Modul 836.4106A01 ein Beispiel für die Ausführung des Übergangs zwischen Erd- und Kunstbauwerk (s. Abb. 4). Zudem sind aufgrund der schiefwinkligen Kreuzungen zwischen den Kunstbauwerken und den Gleisen zusätzlich die Regelungen der Ril 804, Modul 804.1101-2-(13), zu beachten.

Für schiefwinklige Übergänge zwischen dem Rahmenbauwerk und dem Damm sind die Vorgaben der RIL 804 Modul 1101 zu beachten.

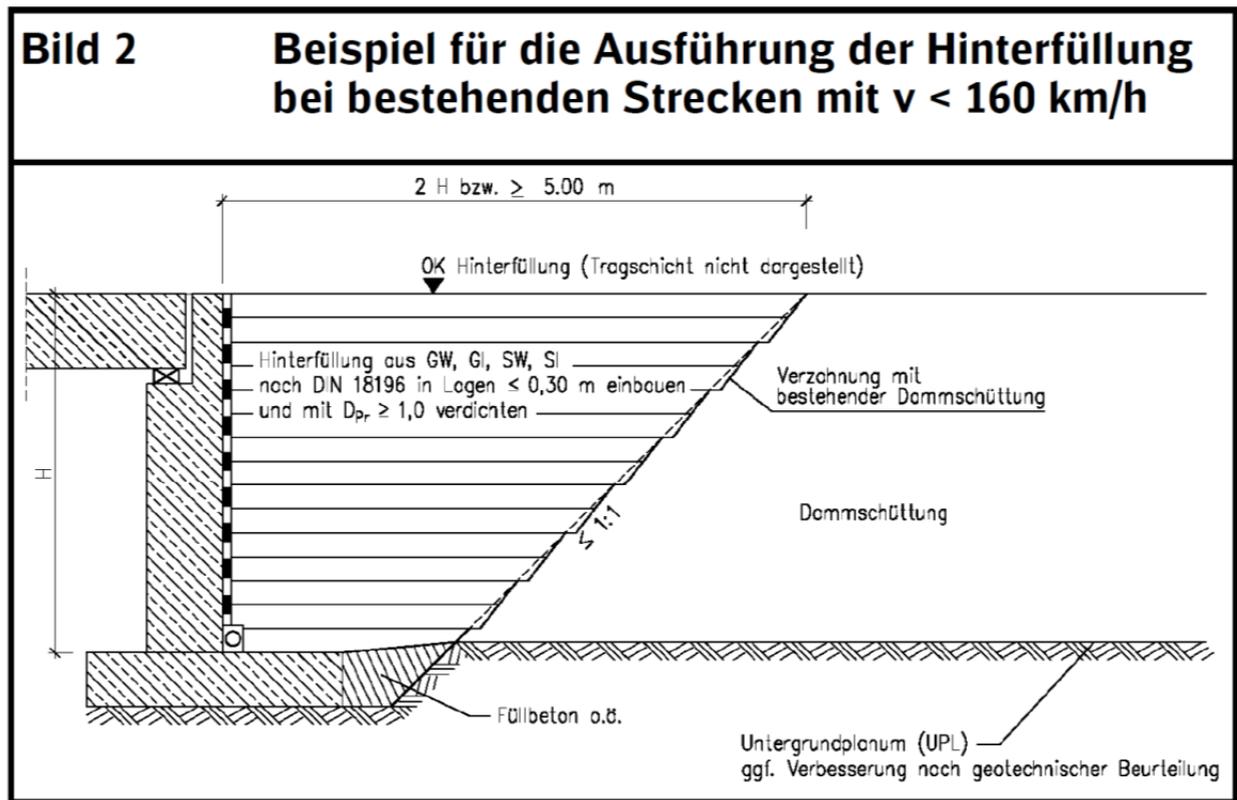


Abb. 4: Übergang Brücke zum Dammbauwerk nach 836.4106A01 Bild 2

6.3 Stützwände

Beidseits des Überwerfungsbauwerks befinden sich im Anschnitt der Dammböschungen zum tiefliegenden Gleis jeweils etwa 35 m lange Stützmauern die als Schwergewichtsmauern ausgebildet sind. Diese Stützbauwerke sollen im Zuge der Maßnahme ebenfalls erneuert werden und erstrecken sich bis zu einem Abstand von ca. 47 m zum Überwerfungsbauwerk (14).

Zur Herstellung der Ersatzstützbauwerke kommen im gegenständlichen Fall grundsätzlich zwei verschiedene Möglichkeiten in Betracht:

- Herstellung einer neuen Stützkonstruktion an selbiger Stelle mit vorlaufendem Abbruch des Bestands und temporärer Dammsicherung während der Bauzeit
- Herstellung einer neuen Stützkonstruktion dammseitig im Schutze der bestehenden Stützmauer mit anschließendem Abbruch des Bestands

Für die Herstellung einer neuen Stützkonstruktion an der Stelle des Bestands ist zunächst ein Abriss der bestehenden Schwergewichtsmauer erforderlich. Bei einem abschnittswisen Rückbau kann die Sicherung der freigelegten Dammanschnitte für die Bauzeit beispielsweise mittels einer Bodenvernagelung mit Spritzbetonsicherung erfolgen. Nach vollständigem Rückbau des Bestands kann dann im Schutze der Nagelwand die neue Stützkonstruktion, z.B. als Schwergewichtsmauer, errichtet werden.

Zur Verhinderung eines Aufstaus von Wasser und Entwicklung eines Wasserdrucks auf die Nagelwand sind Drainagen (Drainagebohrungen mit Abschlachungen) vorzusehen.

Eine Abwandlung dieser Vorgehensweise stellt die dauerhafte Nutzung der Bodenvernagelung mit Spritzbetonschale als Stützkonstruktion für den Dammanschnitt dar. In diesem Fall besteht

die Möglichkeit, die Nagelwand, z.B. aus optischen Gründen, mit einer statisch nicht wirksamen Vorsatzschale zu verkleiden. Der Zwischenraum zwischen Nagelwand und Vorsatzschale kann dann zur Fassung und Ableitung von Drainagewasser genutzt und in den ausreichend durchlässigen Untergrund versickert werden.

Die zweite Möglichkeit sieht eine Herstellung der neuen Stützkonstruktion im Schutze der bestehenden Stützmauer vor. Dies hat den Vorteil, dass keine zusätzliche temporäre Sicherung für die Bauzeit erforderlich wird. Die Realisierung dieser Variante kann beispielsweise durch die Herstellung einer aufgelösten Bohrpfahlwand erfolgen. Voraussetzung hierfür ist, dass die Stabilität der bestehenden Wand durch die Pfahlherstellung (z.B. Betondruck) nicht gefährdet wird. Nach der Herstellung der Pfahltragglieder wird die bestehende Mauer abschnittsweise rückgebaut und der freigelegte Dammschnitt zwischen den Pfahltraggliedern mit Spritzbeton ausgefacht. Falls gewünscht, kann auch in diesem Fall die Stützkonstruktion nach Fertigstellung durch eine Vorsatzschale verkleidet werden. Die o.g. Maßnahmen zur Drainage sind hier analog erforderlich.

Unter Umständen kann auch eine aufgelöste Pfahlwand mittels Ramppfählen hergestellt werden, sofern die Stabilität der bestehenden Mauer dadurch nicht gefährdet wird. Problematisch für die bestehende Mauer können jedoch bei der Ausführung mittels Ramppfählen die Erschütterungen und die starke Verdrängungswirkung der Pfähle beim Einbringen sein. Wir empfehlen daher, bevorzugt die Ausführungsvariante mittels Bohrpfählen weiter zu verfolgen.

In beiden Fällen ist die Dauerhaftigkeit des konstruktiven Anschlusses zwischen Ausfachtung und Pfählen nachzuweisen, was für den Ramppfahl ebenfalls als problematisch eingeschätzt wird.

Alternativ zur aufgelösten Bohrpfahlwand kann grundsätzlich auch eine durchgängige Wand (Spundwand, überschnittene bzw. tangierende Bohrpfahlwand) hinter der bestehenden Schwergewichtsmauer ausgeführt werden. Die obigen Hinweise zur möglichen Beeinträchtigung der Stabilität der bestehenden Wand gelten analog. Bei dichten Wänden ist die grundsätzliche Möglichkeit des Aufbaus von Wasserdruck hinter der Wand statisch zu berücksichtigen, wenn keine speziellen Drainagemaßnahmen vorgesehen werden.

Bei beiden Varianten wäre zudem im Zuge der weiteren Planung zu prüfen, ob zusätzlich zur Einbindung im Fußauflager eine Rückverankerung dieser Wände erforderlich wird. Wir gehen davon aus, dass im Bereich der größeren Wandhöhen eine Lage vorgespannter Verpressanker statisch erforderlich wird.

Da aufgrund der Erkundungsergebnisse davon auszugehen ist, dass die Standsicherheit der Dämme mit Ansatz der normativ geforderten Sicherheiten rechnerisch nicht nachweisbar ist, raten wir von Maßnahmen ab, die eine zusätzliche Beanspruchung darstellen (z.B. Verankerung im Damm). Die Anker sollten daher so positioniert werden, dass die Verpresskörper im gewachsenen Boden der Schicht 1 oder Schicht 2 und nicht unterhalb des Dammkernbereichs zu liegen kommen. Auf eine ausreichende Überdeckungshöhe zur Sicherstellung der Lasteinleitung ist zu achten.

Selbstverständlich sind grundsätzlich auch Kombinationen der o.g. Varianten ausführbar.

Unsere Empfehlung für die Ausführung stellt nach gegenwärtigem Informationsstand die Variante als aufgelöste Bohrpfahlwand mit Spritzbetonausfachtung dar. Für diese Variante werden nachfolgend ergänzenden Angaben gegeben:

Für den Achsabstand zwischen den Bohrpfählen kann in erster Näherung vom etwa Dreifachen des Pfahldurchmessers ausgegangen werden. Die endgültige Festlegung erfolgt im Zuge der statischen Bemessung.

Die vertikale Tragfähigkeit der Bohrpfähle kann mit Ansatz folgender charakteristischer Kennwerte bestimmt werden:

- Charakteristischer Pfahlspitzendruck für Bohrfähle in Schicht 1
 - $s/D = 0,02$: $q_{b,k} = 1,2 \text{ MN/m}^2$
 - $s/D = 0,03$: $q_{b,k} = 1,5 \text{ MN/m}^2$
 - $s/D = 0,10$: $q_{b,k} = 3,2 \text{ MN/m}^2$
- Charakteristische Pfahlmantelreibung für Bohrfähle in Schicht 1
 - $q_{s,k} = 110 \text{ kN/m}^2$

Nach DIN 1054 sind die Bemessungswerte des Herauszieh-Widerstands von vorgespannten Verpressankern durch Eignungs- und Abnahmeprüfungen zu bestimmen und nachzuweisen.

Zum Zwecke der Vorbemessung kann bei einer Krafeinleitungslänge von 6 m und einem Verpresskörperdurchmesser zwischen 10 und 15 cm in Böden der Schicht 1 und 2 der charakteristischen Herauszieh-Widerstand $R_{a,k}$ eines Verpressankers zu rund 600 kN abgeschätzt werden. Zur Ermittlung der Biegemomente bei horizontaler Beanspruchung der Pfähle kann das Bettungsmodulverfahren angewandt werden. Der Bettungsmodul kann hierzu überschlägig mit $k = E_s/D$ abgeschätzt werden. Es ist zu beachten, dass die mobilisierten Bettungsspannungen im oberen Pfahlbereich die Erdwiderstandsspannungen nicht überschreiten. Für diesen Fall ist dort der Bettungsmodul abzumindern und im nicht bindigen Boden an der Geländeoberfläche auf Null zu reduzieren.

Darüber hinaus sind die Regelungen der Ril 836 bezüglich Stützkonstruktionen zu beachten. Dies betrifft insbesondere den Ansatz eines erhöhten aktiven Erddrucks für massive Stützbauwerke für Dauerzwecke zur Sicherung des Unterbaus von Gleisen sowie die Regelungen zu aufgelösten Pfahlwänden nach Modul 836.4302-4-(5). Weitere Regelungen zu Rückverhängungen (vorgespannte Verpressanker) sind in Modul 836.4302-8 enthalten.

Entsprechend der sukzessiv abnehmenden Stützhöhe mit zunehmendem Abstand zum Überwerfungsbauwerk kann auch eine Abstufung der Pfahleinbindelängen oder Spundwanddielen erfolgen. Die Pfahlherstellung sollte dann grundsätzlich mit den längsten Pfählen beginnend ausgeführt werden, um eine Störung des Lastabtragbereiches der bereits hergestellten Pfähle zu vermeiden.

Als oberer Abschluss der Stützwand sollte bei Pfahlwänden oder Spundwänden für dauerhafte Sicherungen ein Kopfbalken vorgesehen werden. Die darüber folgende Dammböschung kann in Abhängigkeit des Bodenaustauschmaterials geböschet werden (vgl. Kap. 6.4) bis zu einer maximalen Höhe von 6 m ausgebildet werden. Am Übergang von der Stützwand zur Dammböschung ist Sicker- und Oberflächenwasser beispielsweise in einem Gerinne gezielt zu fassen und abzuleiten, um ein Einsickern hinter die Wand zu vermeiden.

Als Alternativen sind Schwergewichtwände und Winkelstützwände möglich.

6.4 Rampenbauwerke und Oberbau für das Richtungsgleis in Hochlage

Folgende Angaben zum bestehenden Bauwerk zwischen km 54,200 bis 54,600 liegen vor:

- Böschungshöhe 3,7 bis 7,0 m
- Böschungsneigung bis zu 38° (z.B. bei Profil 54,307,79)
- Dammmaterial vorwiegend Bodengruppe SE mit stellenweise Lagen von TA mit steifer Konsistenz teils auch SU*, ST* und ST
- Keine betrieblichen Auffälligkeiten (lt. Auskunft Andreas Witzinger BzLKib und AlvFB Andreas Weger I.NP.S-D-NÜR(IF))
- Geplante Anhebung mit PSS Unterbau zwischen km 52,2+40 und 54,6+34

Für die Bewertung der Standsicherheit der bestehenden Dämme in Hinblick der geplanten Gradientenerhöhung von bis zu 35 cm wurde gemäß den Anforderungen der RIL836 Modul 7001, Kapitel 1 (2) ein „ einschlägig erfahrener Gutachter für Geotechnik mit EBA-Anerkennung im Tätigkeitsbereich Erd- und Grundbau“, Herr Dr. Vogt vom Ingenieurbüro Baugrund-Dresden eingeschaltet. Seine Bewertung (15) bescheinigt eine ausreichende Standsicherheit und stuft die Erhöhung der Gradienten als unwesentliche Laständerung ein, dessen Einfluss zu vernachlässigen ist. Bei der Beseitigung von Bewuchs wird ein Erosionsschutz als zwingend erachtet. Der Bestand sollte soweit irgend möglich nicht verändert werden, da auch das Wurzelgeflecht des Dammbewuchses zur Standsicherheit beiträgt. Bei der Einbringung zusätzlicher Lasten, z.B. Neubau von Randwegen, Lärmschutzwänden und OLA Masten sind auch bei Anwendung von Regelkonstruktionen entsprechende geotechnische Nachweise gemäß Ril 836.3001 zu führen.

Bautechnische Empfehlungen für den Oberbau

Die Anhebung der Gradientenhöhe wird als Verbesserung gewertet. Für Verbesserungen wird gemäß Ril 386.4101A01 Tab.1 ein abzusichernder Tragbereich bis 2,0 m unter Schienenoberkante für Strecken mit zulässigen Geschwindigkeiten zwischen 80 und 160 km/h empfohlen. In unserem Fall gilt die Höhe der zukünftigen Gradientenanhebung als Bezugshöhe. Für den Boden wird eine mindestens weiche Konsistenz, bzw. lockere Lagerungsdichte gefordert. Unterhalb des bestehenden Gleiskörpers ist diese Vorgabe erfüllt. Zu den Böschungsschultern hin, die von der Lastausbreitung des Eisenbahnverkehrs nicht beeinflusst sind, kommt es zu geringen lokalen Unterschreitungen, die durch konstruktive Maßnahmen z.B. den Einbau eines Geotextils, kompensiert werden können.

Die Bemessung der Tragschichten entspricht der von Verbesserungen / Erneuerung gemäß Modul 836.4101A02.Tab. 14: Grundlagen für die Bemessung der Tragschicht nach RIL 386.4101A02

Kriterium	Frostein.- wirkungszone	Frostempfindlich- keitsklasse	Tragfähigkeit E _{VD} / E _{V2} auf Planum
Erneuerung bei HG VzG 80 - 160 km/h und Radsatzlast < 22,5 to	II	F2	>30 MN/m ² , (Tragfähigkeit ist deutlich hö- her als gefor- dert)

Regelaufbau:

Tab. 15: Ausschnitt aus Tab.3, Pkt. 1.3.2, RIL 386.4101A02, rot Zuordnung

Frosteinwirkungszone II						
Frostempfindlichkeitsklasse [-]	F1	F2	F3	F1	F2	F3
Dicke frostsicherer Aufbau [cm] ⁵⁾	-	35	45	-	45	55
UK Schwelle Gleisschotter	40/30 ▽ 20/20 ²⁾	 30		50/35 ▽ 30/20 ²⁾	 30	
Schutzschicht OK Unterbau / Untergrund						
Dicke der Schutzschicht [cm] ^{1) 6)}	20	20	20	20	20	25

Für den Oberbau empfehlen wir einen Abtrag der Altschotterdecke um ca. 1,0 m (unter SWO). Dieses Höhenniveau entspricht etwa den Gleisschotterstärken an den Endpunkten der Maßnahme gemäß den Erkundungsergebnissen (SCH30/16 und SCH34/16). Um eine Vermischung zwischen der Tragschicht und dem anstehenden Dammmaterial sowie eine günstigere Lastverteilung zu gewährleisten, wird die Verwendung eines Geokunststoffs der Anwendungs-klasse 3.5 empfohlen. Darüber folgt eine 30 - 70 cm dicke Tragschicht aus KG2 Material oder vergleichbar geeignetem Material (s.u.), dann eine 20 cm dicke PSS aus KG1 Material und einen 30 cm dicken Gleisschotteraufbau unter der Schwelle gemäß dem Regelaufbau für der RIL 386.4101A02. Die Entwässerung erfolgt als oberflächliche Ableitung über die Dammböschung.

Vorhandene Schottersäcke, die stellenweise bis zu 2,0 m unter unter SO reichen, sollen im Untergrund verbleiben, da momentan kein Einfluss auf den Betrieb und Auffälligkeiten bezüglich der Gleislage bekannt sind. Zudem wird die Situation durch den Einbau einer wasserabweisenden PSS verbessert. Der Verzicht auf einen tieferreichenden Bodenaustausch im Bereich der Schottersäcke hat den positiven Aspekt, dass die oberflächennahe, höhere Tragfähigkeit, bedingt durch den jahrzehntelangen Eisenbahnverkehr, besser genutzt wird. Zur besseren Lastverteilung wird ein bewehrtes Geotextil auf dem Planum empfohlen.

Bauhinweise + Materialhinweise:

- Nachverdichtung des Planums
- Verwendung eines kombinierten Geokunststoffs (Anwendungsfall 3.5: Bewehrungselement mit zusätzlicher Trenn- und Filterwirkung (ohne rechnerischem Ansatz)),
- Korngemische für KG1 und KG2 Material gemäß Anforderungen DBS 918062
- Bodenaustausch mit KG2-Material oder FSS-Material gemäß soB-StB07 (0/32, 0/45, 0/56 und 0/63), Einbaudicken mit lagenweiser Verdichtung von mindestens 12-20 cm je nach max. Korngröße und maximal 30 cm um die gewünschte Verdichtung (Proctordichte von 97%, oberste Lage 100%) zu erreichen,
- Einbau der PSS mit KG1 Material mit 100% Proctordichte und $E_{VD}/E_{V2}=100/45$ MN/m² (Dicke der PSS insgesamt 20 cm),
- Freigelegte Böschungen sind gemäß RIL 836.4102 zu sichern. Verrottungsfähige Erosionsschutzmatten werden empfohlen,

6.5 Oberbau für das Gegenrichtungsgleis in Tieflage

Für den Gleisunterbau wird empfohlen die bestehende Packlage (vgl. Geotechnischen Bericht (6)) nicht anzugreifen. Die Oberkante der Packlage wurde zwischen 0,45 m bis 0,62 m unter der Schwellenoberkante (SwOK) des bestehenden Gleises, d.h. 0,65 - 0,82 m unter SO erkundet.

Da die Packlagen im Untergrund verbleiben sollen, ist die Bemessung für eine Verbesserung und Erneuerung gemäß RIL836.4101A01 und A02 anzuwenden. Die Tragfähigkeit bis 2,0 m unter SO für zulässige Geschwindigkeiten von 80 - 160 km/h ist erfüllt.

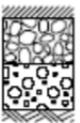
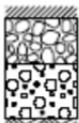
Für die Ermittlung des Tragschichtaufbaus kommen die in Tab. 15 aufgelisteten Grundlagen zur zur Anwendung.

Tab. 16: Grundlagen für die Bemessung der Tragschicht nach RIL 386.4101A02

Kriterium	Frostein-wirkungszone	Frostempfind-lichkeitsklasse	Tragfähigkeit E_{vD} auf Planum
Erneuerung bei HG VzG 80 - 160 km/h und Radsatz-last < 22,5 to	II	F1	>30 MN/m ² , (Tragfähigkeit ist deut-lich höher als gefordert)

In der ZTVE-StB 94 gibt es für die Zuordnung der Frostempfindlichkeitsklassen keine Boden-gruppe, die auf Packlagen zutrifft. Als Zusatz ist aber eine Zuordnung in die Frostempfindlich-keitsklasse F1 gegeben, wenn der Feinanteil (Korngröße < 0,063 mm) unter 5 Gew.-% liegt und eine Ungleichförmigkeitszahl $U_u > 15,0$ vorliegt. Dies wird für die Packlage als zutreffend erach-tet. Zudem sind im jahrzehntelangen Betrieb bisher keine Auffälligkeiten aufgetreten, die auf Frostschäden hindeuten. So ist bei einer Verbesserung durch den Einbau einer gering wasser-durchlässigen PSS und Ableitung der Oberflächenwässer von günstigeren Verhältnissen aus-zugehen und eine Zuordnung aus unserer Sicht in die F1 zielführend.

Tab. 17: Ausschnitt aus Tab.3, Pkt. 1.3.2, RIL 386.4101A02, rot Zuordnung

Frosteinwirkungszone II							
Frostempfindlichkeitsklasse [-]	F1	F2	F3	F1	F2	F3	
Dicke frostsicherer Aufbau [cm] ⁵⁾	-	35	45	-	45	55	
UK Schwelle Gleisschotter	40/30 ▽ 20/20 ²⁾ ▽	 30		50/35 ▽ 30/20 ²⁾ ▽	 30		
Schutzschicht OK Unterbau / Untergrund							
Dicke der Schutzschicht [cm] ^{1) 6)}	20	20	20	20	20	25	

Als Tragschichtaufbau wird laut Regelwerk eine 20 cm dicke Planumschutzschicht bei einlagi-gem Einbau empfohlen. Bautechnisch ist aufgrund der Gegebenheiten eine Einbaudicke der PSS nur zwischen 15 bis 32 cm möglich. Dies ist zulässig bei Verwendung eines KG1 Materi-als, weil dies ausreichend Verdichtungsfähigkeit ist und das 3-fache des Größtkorns von 32 mm die Mindesteinbaudicke nicht unterschreitet und eine ausreichende Tragfähigkeit hergestellt werden kann.

Aufgrund des ungewissen Gefälles der Packlagen empfehlen wir den Einbau eines KG1 Materials mit einem Gefälle von 5% auf der OFTS in die Richtung weg von den Stützwänden. Nördlich der Brücke in östlicher Richtung, d.h. nach links der Bahn und südlich der Brücke entgegengesetzt.

6.6 Entwässerung für das Gegenrichtungsgleis in Tieflage

Im Gegenrichtungsgleis in Tieflage besteht südlich der EÜ ab etwa km 54,349, in fallender Kilometrierung, eine Tiefenentwässerung. Vom Schacht bei etwa ca. km 54,349 quert sie die Schallschutzwand, um dann verläuft sie parallel zur Bahnanlage bis sie in den Entengraben entwässert. Im Schurf SCH60/16 bei km 54,357 wurde bei einer Schurflänge von 1,8 m ab dem Schwellenkopf keine Packlage im Untergrund festgestellt. Bei SCH61/16 bei km 54,373 sowie in der BS2 bei km 54,371 wurde die Packlage in einer Tiefe von 61 cm unter Schwellenoberkante festgestellt. Sie reicht bis etwa 1,0 m über den Schwellenkopf hinaus. Zwischen der bestehenden Schallschutzwand und dem Gleis kommen Fundamente von OLA Masten und ehemaliger Masten vor, die bei der Planung zu berücksichtigen sind. Der Untergrund ist gemäß Bodenansprache von BS2 und dem Sickerversuch in SCH22 mit $K_f = 6,8 \cdot 10^{-5}$ m/s als ausreichend sickerfähig einzustufen.

Aufgrund der beengten Platzverhältnisse empfehlen wir einen rohrlosen Entwässerungsgraben gemäß Modul 836.4602 Bild 10 mit Einleitung in den Entengraben. Alternativ ist ein Anschluss, bzw. Verlängerung der bestehenden Tiefenentwässerung möglich.

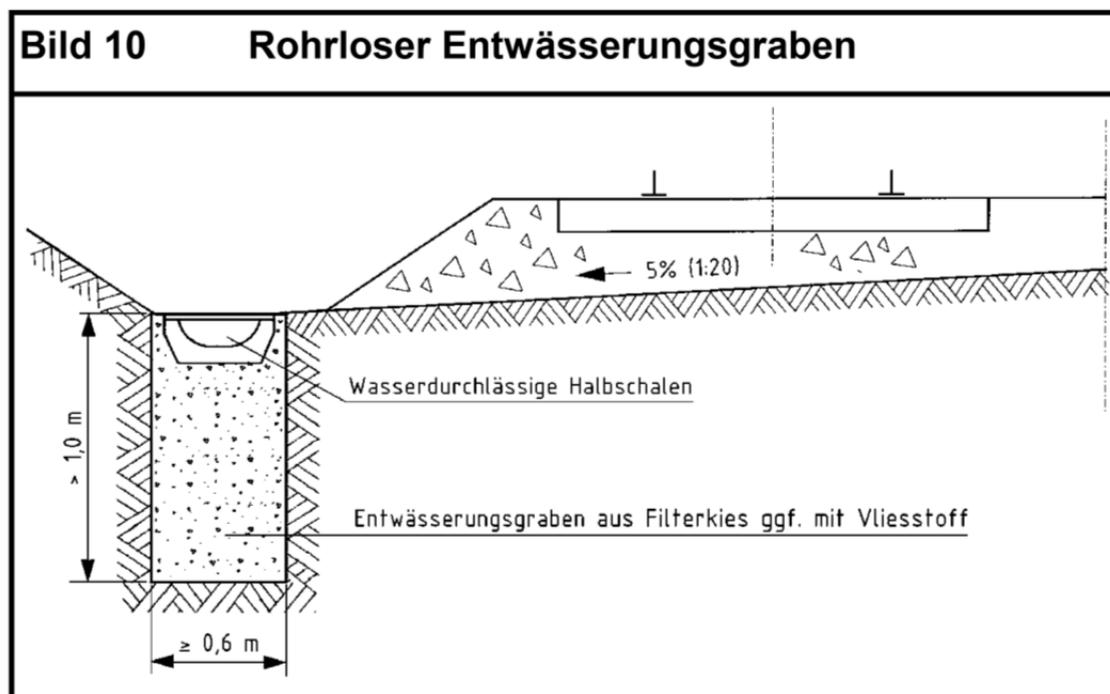


Abb. 5: Rohrloser Entwässerungsgraben

6.7 Randwegkonstruktion

Als Lösungsmöglichkeit bietet sich eine Regelkonstruktion mit Mikropfählen, Dielen und einer Rückverhängung (vgl. Abb.5) an, die nur in die obere Dammschulter eingreifen und die Böschungen nicht tangieren. Ein rechnerischer Standsicherheitsnachweis ist erforderlich und wird zudem vom EBA-anerkannten Sachverständigen für Geotechnik s. Kapitel 6.4 gefordert. Alternativ wäre auch ein direkter Anbau der Randwege an die neu zu errichtenden Lärmschutzwände denkbar. Bei beiden Lösungen bleibt der vorhandene Baumbestand unberührt.

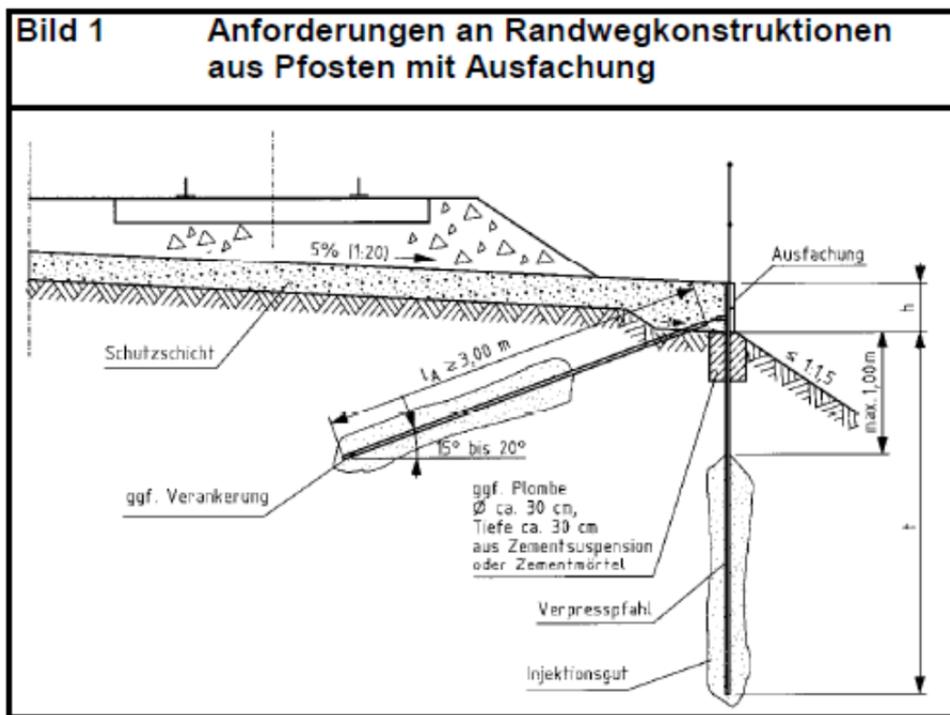


Abb. 6: Randwegkonstruktion nach 836.4304 Bild 1

6.8 Lärmschutzwände

Die Gründung der Lärmschutzwände ist im Bereich der Rampen in Hochlage als Tiefgründung vorzusehen. Um keine zusätzlichen Lasten in den Damm einzuleiten, ist eine Tiefgründung vermutlich bis in den tragfähigen Boden unterhalb des Damms zu führen. Dies ist anhand eines rechnerischen Nachweises zu prüfen.

Die Abstände und Lage der Gründung ist auf die Gründung der bestehenden Stützwand abzustimmen. Aufgrund der zusätzlichen selbsttragenden Tiefgründungen wird die Dammstandicherheit faktisch erhöht.

Im Bereich südlich des Überwerfungsbauwerks sind in Tieflage sowohl eine Tief- als auch eine Flachgründung möglich. Dies ist mit der Lage der Entwässerung abzustimmen werden (s. Kap. 6.7).

Für die statischen Berechnungen gelten die Kennwerte aus Kap. 0. Als Baugrundmodell gelten Anlage 1.2 und 1.3 sowie die Schichtenverzeichnisse aus Anlage 2.6.

6.9 Gründungsempfehlung OLA Masten

Im Gegenrichtungsgleis in Tieflage sind 4 neue Maststandorte zwischen km 54,430 und 54,510 vorgesehen (Masten N54-7f, N54-8b, N54-8f und N54-8g). Für das Baugrundmodell gelten die am nächstgelegenen Aufschlüsse, BS8 und BS DPH8, BS34/16 und DPH 34/16 sowie BS 35/16 und DPH35/16.

Unter 2,0 bis 2,8 m mächtigen Auesanden tlw. mit Auffüllung (Schicht 1_A und A_T), folgt die Schicht1 mit zumeist enggestuften Sanden, teilweise schwach schluffig, In einer Tiefe von 8,5 bis 6,3, in nördlicher Richtung ansteigend, kommt Schicht 2, Felszersatz vor. Mit Grundwasser ist ab einer Tiefe von 1,8 m zu rechnen.

Als Gründung wird aufgrund des Grundwasserstands von 1,8 m unter Gelände, eine Tiefgründung empfohlen. Dabei sind sowohl eine Ramm- als auch eine Bohrröhrgründung möglich. Die Bohrröhrgründung hat den Vorteil einer geringeren Lärm- und Erschütterungsemission.

Im Richtungsgleis in Hochlage sind zwischen km 54,300 und 54,510 vier neue Maststandorte (N54-5b, N5-6b, N54-7c und N54-8c) geplant. Für das Baugrundmodell gelten die am nächstgelegenen Aufschlüsse, BS31/16 und DPL 31/16, BK3 und BK DPH3, BK4 und BK DPH4 sowie DPL 32/16 und BS 32/16, sowie die in Anlage 1.3 dargestellten Schichtgrenzen. Bis zur Dammaufstandsfläche 5,5 m bis 6,9 m unter SWO kommen vorwiegend sehr locker gelagerte Sande vor, in die stellenweise steife bindige Böden eingeschaltet sind vor. Darunter folgen Sande der Schicht 1 unterhalb des Talaueniveaus. Auf den oberen 1 - 2 Metern sind sie dicht darunter Mitteldicht gelagert. Der Grundwasserstand befindet sich unter 2 m unter Talaueniveau.

Als Gründung wird eine Tiefgründung empfohlen, die als Rammgründung oder Bohrröhrgründung ausgeführt werden kann. Gemäß den Vorgaben in Kap.6.4 ist ein rechnerischer Standsicherheitsnachweis für die Gründung der OLA Masten erforderlich.

6.10 Gründungsempfehlung Signalmasten

Km 53,550 Bf Reichelsdorf zwischen Gleis 2 und 3

Für die Erkundung wurde zwischen den beiden Gleisen 2 und 3 die DPL51/16 und die DPH51/16 ausgeführt (s.Abb. 7). Der erste Versuch mit der BS (BS 51-1/16) wurde wegen mangelndem Bohrfortschritt bei 2,16 m unter SWO abgebrochen.

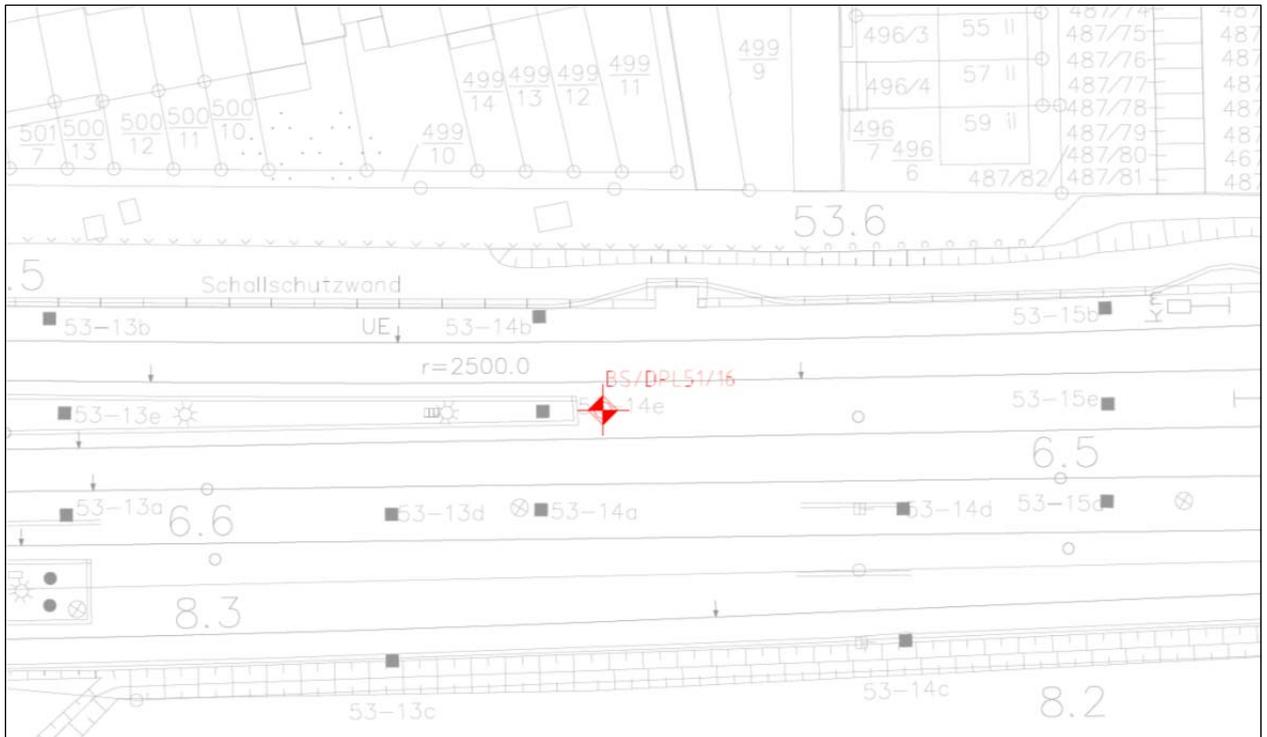


Abb. 7: Ausschnitt aus dem IVL Plan mit Lage der BS + DPH51/16

Die Ergebnisse der Schichtenverzeichnisse befinden sich in der Anlage 2.6. Bis in eine Tiefe von 1,8 m liegen sehr locker gelagerte Sande und Kiese vor, Die oberen 1,28 stellen dabei eine Auffüllung aus Gleisschotter und ggf. einer Planumschutzschicht dar. Darunter folgt lockerer bis mitteldichter Sand, der je nach Lagerungsdichte der Schicht 1A und 1 zugeordnet wurde. Ab einer Schlagzahl einer Tiefe von 2,8 m und Schlagzahlen $N_{10} > 100$ bei der DPL wurde Felsersatz bis verwitterter Sandstein (Schicht 3) bestehend aus tonigen Sanden ausgeschieden.

Gründungsempfehlung

Aufgrund der Bohrhindernisse im Untergrund sowie der hohen Rammwiderstände bei den Sondierungen empfehlen wir eine Bohrröhrgründung. Aus bautechnischer Sicht ist auch eine Flachgründung ab 2,0 m Tiefe möglich.

LsfF bei km 54,120 Rigl

Für die Erkundung wurde rechts des Richtungsgleises bei km 54,120 die DPL52/16 und die DPH51/16 ausgeführt (s.Abb. 8).

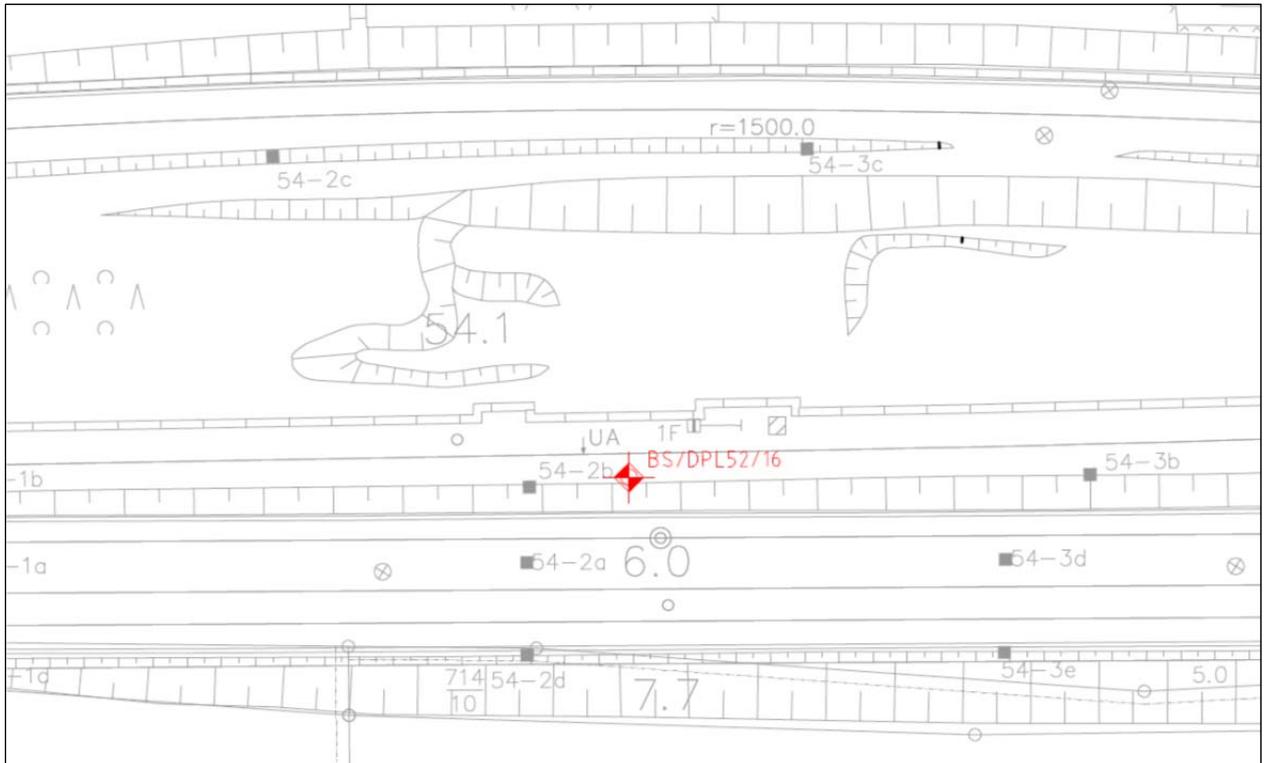


Abb. 8: Ausschnitt aus dem IVL Plan mit Lage der BS + DPH52/16

Die Ergebnisse der Schichtenverzeichnisse befinden sich in der Anlage 2.6. Bis in eine Tiefe von 1,9 m liegen sehr locker gelagerte Sande und Kiese vor, Die oberen 2,8m stellen dabei eine Auffüllung aus Gleisschotter dar. Darunter folgt die Dammschüttung, bestehend aus einem Sand mit sehr lockerer Lagerungsdichte. Nach einem weiteren Meter mit Sanden der Schicht1, tlw. mit Steinen und Blöcken – in 3,28 m wurde eine Kalkstein erbohrt – folgt Felsersatz bis verwitterter Sandstein (Schicht 3) mit Schlagzahlen $N_{10} > 100$ mit der DPL.

Gründungsempfehlung

Aufgrund der Bohrhindernisse im Untergrund sowie der hohen Rammwiderstände bei den Sondierungen empfehlen wir eine Bohrröhrgründung. Aus bautechnischer Sicht ist auch eine Flachgründung ab 2,0 m Tiefe möglich.

Lsf1F km 54,990

Für die Erkundung wurde links des Gegenrichtungsgleises bei km 54,120 die DPL53/16 und die DPH53/16 ausgeführt (s. Abb. 9).

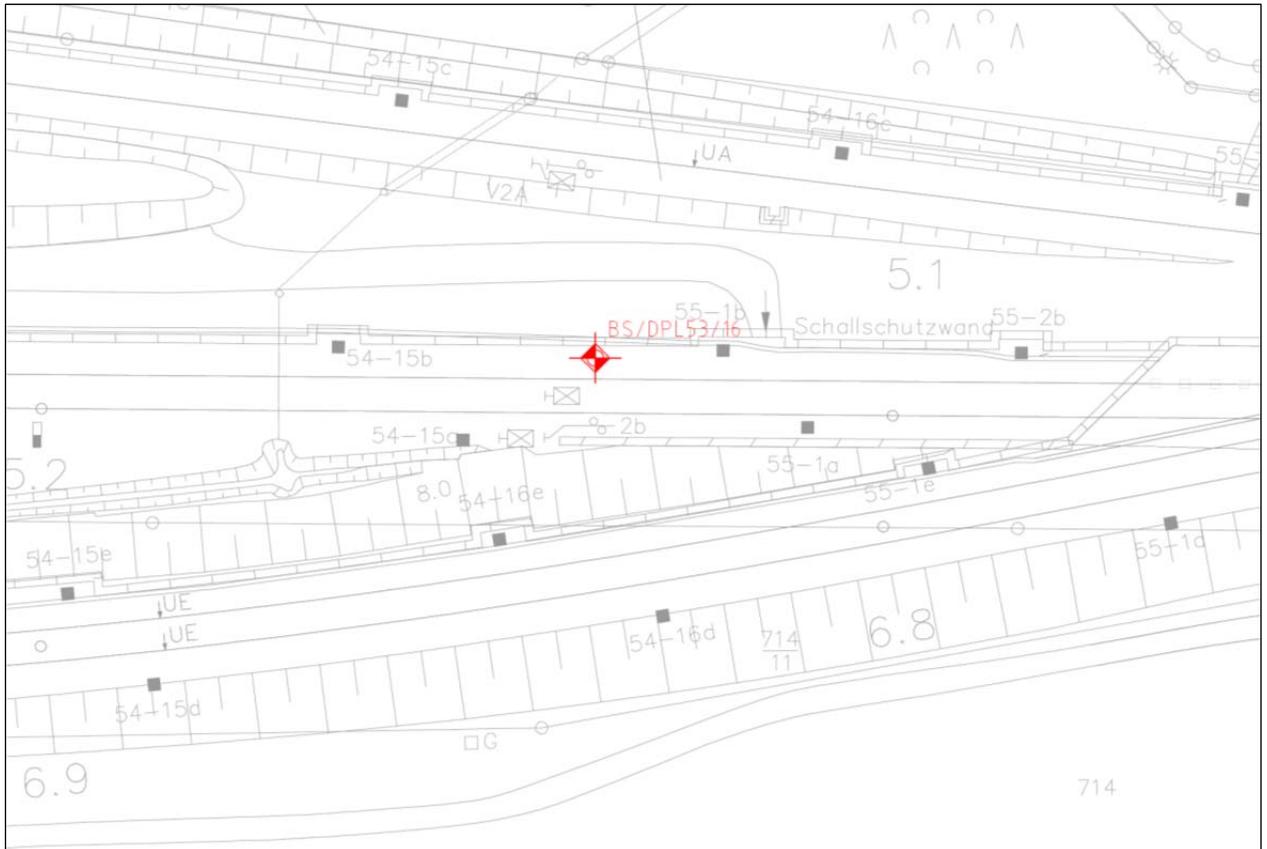


Abb. 9: Ausschnitt aus dem IVL Plan mit Lage der BS + DPH53/16

Die Ergebnisse der Schichtenverzeichnisse befinden sich in der Anlage 2.6. Bis in eine Tiefe von 1,9 m liegen sehr locker gelagerte Sande und Kiese vor, Die oberen 2,8m stellen dabei eine Auffüllung aus Gleisschotter dar. Darunter folgt die Dammschüttung, bestehend aus einem Sand mit sehr lockerer Lagerungsdichte. Nach einem weiteren Meter mit Sanden der Schicht1, tlw. mit Steinen und ggf. Blöcken – in 3,28 m wurde eine Kalkstein erbohrt – folgt Felsersatz bis verwitterter Sandstein (Schicht 3) mit Schlagzahlen $N_{10} > 100$ mit der DPL.

Gründungsempfehlung

Aufgrund der hohen Rammwiderstände bei den Sondierungen empfehlen wir eine Bohrrohrgründung.

LsF2A, km 55,220

Für die Erkundung wurde rechts Richtungsgleises bei km 54,988 die DPL53/16 und die DPH53/16 ausgeführt (s. Abb. 10).

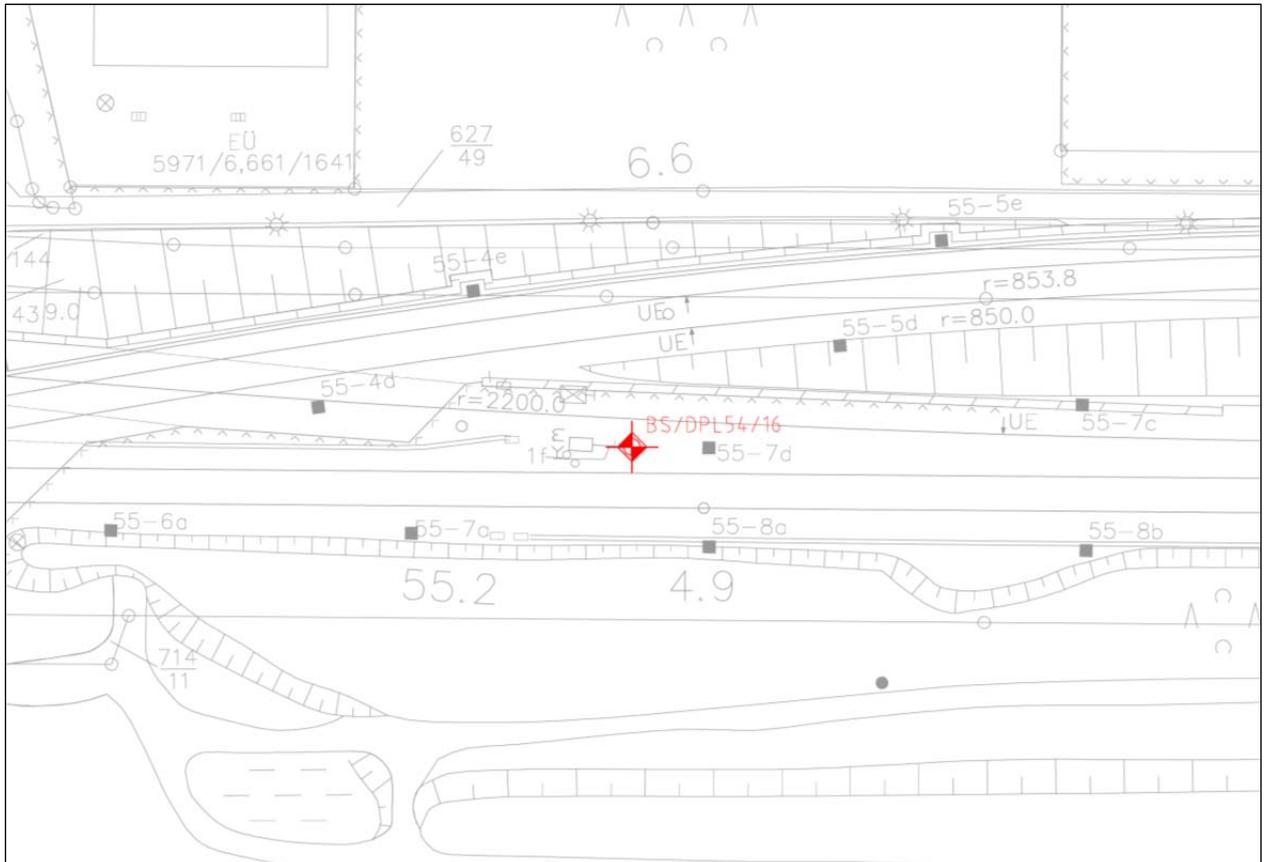


Abb. 10: Ausschnitt aus dem IVL Plan mit Lage der BS + DPH54/16

Die Ergebnisse der Schichtenverzeichnisse befinden sich in der Anlage 2.6. Bis in eine Tiefe von 0,9 m liegen locker gelagerte Sande und Kiese vor. Die oberen 0,8m stellen einen Gleis-schotter dar. Bei den nur darunter liegenden Sanden, die eine Schichtdicke von 10 cm aufweisen, handelt es sich ggf. um eine Planumschutzschicht oder Auffüllung. Bis 2,1 m unter SWO folgt ein Ton, der Bodengruppe TM in steifer Konsistenz. Nach einem weiteren Meter mit Sanden der Schicht1 mit dichter Lagerung – folgt Felsersatz bis verwitterter Sandstein (Schicht 3) mit Schlagzahlen $N_{10} > 100$ mit der DPL. Ab 2,4 m wird der Sand aus der Schicht 1 als nass beschrieben. Dies wird als Hinweis für eine Lagerung im Grundwasser gewertet.

Gründungsempfehlung

Aufgrund der hohen Rammwiderstände ab einer Tiefe von 2,1m bei den Sondierungen empfehlen wir eine Bohrröhrgründung.

Lsf2A, km 55,988

Aus betrieblichen Gründen und aus Platzgründen wurde für die Erkundung im benachbarten Gütergleis bei km 4,131 mit der DPL55/16 und die DPH55/16 ausgeführt (s. Abb. 11).

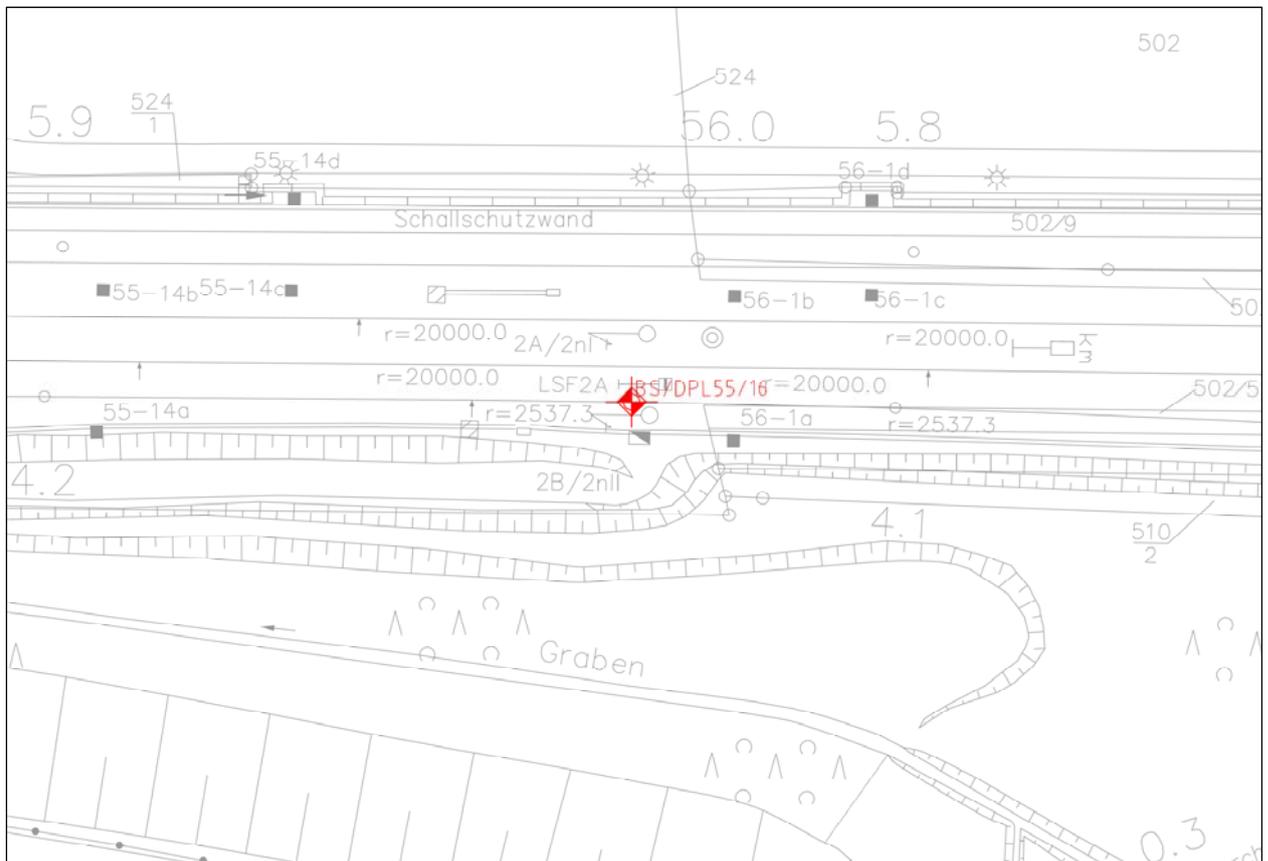


Abb. 11: Ausschnitt aus dem IVL Plan mit Lage der BS + DPH55/16

Die Ergebnisse der Schichtenverzeichnisse befinden sich in der Anlage 2.6. Bis in eine Tiefe von 1,05 m liegen locker gelagerte Sande und Kiese vor. Die oberen 0,85m stellen einen Gleisschotter dar. Bei den darunter liegenden Sanden, die eine Schichtdicke von 20 cm aufweisen, handelt es sich ggf. um eine Planumsschutzschicht. Bis 4,2 m folgen vorwiegend mitteldicht gelagerte Sande, die von einer 0,6 m mächtigen Tonschicht (Schicht 2A) steif bis halbfester Konsistenz unterbrochen wird. Ab 4,2 m folgt Felsersatz bis verwitterter Sandstein (Schicht 3) mit Schlagzahlen $N_{10} > 100$ mit der DPH.

Gründungsempfehlung

Aufgrund der hohen Rammwiderstände ab einer Tiefe von 4,2m empfehlen wir für eine Tiefgründung eine Bohrröhrgründung. Bautechnisch ist auch eine Flachgründung ab einer Tiefe von 2,0 m in Sanden mitteldichter Lagerung möglich. Für statische Berechnungen sollten dabei die untere Grenze der Bandbreite der Kennwerte aus Kap. 0 angewendet werden.

Generell ist von einheitlichen Gründungsverhältnissen auszugehen. Sollte jedoch eine Signalbrücke gebaut werden, empfehlen wir unbedingt vor Ausführung der Arbeiten eine Vorerkundung im weiter weg gelegenen Gründungsbereich zur Überprüfung des Baugrundmodells vorzunehmen.

6.11 Baustraßen

Südliche Zufahrt

Die geplante südliche Zufahrt von der Herstelllage aus in Richtung Bahnhof Reichelsdorf, parallel zur Lärmschutzwand, weist unterschiedliche Höhenniveaus mit zahlreichen Hindernissen wie Zäune, Mauern und teilweise auch kleineren Gebäuden auf. Stellenweise reicht das Gelände bis über die Lärmschutzwände, d.h. bis über 3,5 m über SO. Dieser Abschnitt etwa von km 54,030 und 54,340 stellt die Verlängerung eines Geländerückens dar. Im Untergrund herrschen Sande mit einer sehr lockeren bis lockeren Lagerungsdichte (DPH44/16) vor. Ab km 54,030 in absteigender Kilometrierung sollten analog zu den Ergebnissen der DPL43/16 im oberflächennahen Bereich bis 0,8 m lockere und darunter sehr lockere Lagerungsverhältnisse der Sande vorliegen. Die oberflächennahe höhere Lagerungsdichte ist wohl auf eine frühere Nutzung als Baustraße beim Bau der Lärmschutzwand zurückzuführen. Im südlich anschließenden parkähnlichen Gelände, etwa ab km 53,900, befinden sich zahlreiche Leitungen (Gas, Wasser, Abwasser und Strom), die hier die Bahnanlage queren. Die Ergebnisse der Rammsondierungen und Kleinbohrungen befinden sich in Anlage 2.1.

Die südliche Zufahrt wurde bereits wegen der schwierigen Zugänglichkeit und den erheblichen baulichen Sicherungsmaßnahmen zur Überführung der Spaten verworfen. Aus diesem Grund wird auf eine bautechnische Empfehlung an dieser Stelle verzichtet.

Nördliche Zufahrt

Die Zufahrt vom Königshofer Weg aus, unter der EÜ auf das Gelände zwischen dem Richtungsgleis und Gegenrichtungsgleis weist im ebenen Gelände auf den ersten 90 Metern einen Bodenaufbau aus Sand im Untergrund auf, der eine lockere bis mitteldichte Lagerung aufweist. In südlicher Richtung, nach dem Straßenknick steigt das Gelände geringfügig an. Die Ursache dafür ist eine künstliche Auffüllung, die in mit den Bohrsondierungen BS46/16 und 47/16 aufgeschlossen wurde. Sie stellt einen Sand, teils tonig, kiesig mit Wurzeln dar. Auf dem Areal und in den Böschungen wurden auch Sandsteinblöcke, Holzreste, Kunststoffteile und Fertigbetonteile vorgefunden. Die Auffüllung weist eine sehr lockere bis lockere Lagerungsdichte auf. In einem schmalen Streifen parallel zur Lärmschutzwand wurde eine ehemalige kiesige Tragschicht aufgeschlossen (vgl. BS48/16 und 49/16), die auf eine vormalige Baustraße schließen lässt. Die Kiese sind mitteldicht, die darunterliegenden Sande locker bis mitteldicht gelagert. Die Ergebnisse der Rammsondierungen und Kleinbohrungen befinden sich in Anlage 2.1.

Die Auffüllung weist nur eine geringe Tragfähigkeit auf. Aus diesem Grund wird nach dem Abschieben des Oberbodens und Beseitigung der über Gelände liegenden Bauschuttreste eine Nachverdichtung empfohlen. Bei einer Dicke der Auffüllung von mehr als 50 cm wird ein Aus- und verdichteter Wiedereinbau der oberen 30 cm empfohlen. Auf das verdichtete Planum sollte ein Geotextil zur Trennung des temporär geschütteten Tragschicht und der anstehenden Auffüllung eingebaut werden, was die spätere Aufnahme erleichtert. Der Boden sollte mittels geeigneten Geräten nachverdichtet werden. Der Straßenaufbau richtet sich nach den Bauerfordernissen der ausführenden Firma, d.h. Belastung durch Baugeräte.

Zentrale Zufahrt Walter-Flex-Str.79

Ausschlaggebend sind die Aufschlüsse BS40/16 und BS41/16. Über einer 60 bis 80 cm dicken Auffüllung aus umgelagerten, sehr locker gelagerten Sanden, die vorwiegend der Bodengruppe SU und SE zuzuordnen sind, folgt bis 1,1 m Talauesand der Bodengruppe SU* oder direkt mitteldicht gelagerte Sande der Schicht 1. Für den Bau einer Baustraße gelten die bereits zuvor beschriebenen Bauempfehlungen.

6.12 Umleitung Entengraben

Für den Entengraben wird eine Umleitung während der Bauzeit erforderlich. Es bestehen grundsätzlich die Möglichkeiten zur Herstellung eines Umleitungsgerinnes (offen oder verrohrt).

Gemäß (15) kann von folgenden Abflüssen im Entengraben ausgegangen werden:

- $HQ_1 = 1,7 \text{ m}^3/\text{s}$
- $HQ_{10} = 5,0 \text{ m}^3/\text{s}$

Die Ausführungsmöglichkeiten sind im Zuge der weiteren Planung unter Berücksichtigung der baubetrieblichen Randbedingungen und örtlichen Platzverhältnisse zu überprüfen und für die bevorzugte Variante ggf. weitere Daten zu erheben.

6.13 Kampfmittel und Altlasten

Die im Zuge der Baugrunduntersuchungen durchgeführten Überprüfungen ergaben keine Hinweise auf Kampfmittel im Bauwerksbereich (vgl. Abschnitt 2.6). Erforderliche Maßnahmen oder Einschränkungen sind diesbezüglich daher im Zuge der Bauausführung nicht zu erwarten.

Mit den umweltanalytischen Untersuchungen wurde eine Bodenbelastung unterhalb des Gleischotters im Bereich der Bohrungen BK3 und BK4 festgestellt (vgl. Abschnitt 5.9). Eine Abgrenzung der kontaminierten Bereiche ist auf Basis der vorliegenden Untersuchungsergebnisse nicht möglich. In Hinblick der Altschotterproblematik wurden 2016 weitere Untersuchungen vorgenommen, die in einem gesonderten Bericht von FRI.S behandelt werden.

Wir empfehlen daher, im Zuge der Bauausführung anfallendes Aushubmaterial umweltanalytisch zu untersuchen und abhängig von den Ergebnissen die weitere Verwendung bzw. Entsorgung festzulegen.

6.14 Auswirkung auf Nachbarbebauung

Im Falle einer Grundwasserabsenkung um etwa 3,0 m ist mit einer Grundwasserabsenkung im Umkreis von etwa 200 m zu rechnen. Innerhalb dieser Entfernung befinden sich bereits Häuser und Gärten. Da die Absenkung sich vorwiegend auf die Schicht 1 auswirkt sind auch die resultierenden Setzungen Großteils innerhalb dieser Schicht zu erwarten. Eine überschlägige Berechnung ergab Setzungen von weniger als 1 cm in der unmittelbaren Umgebung. Da die nächsten Gebäude etwa in 50 m Entfernung liegen, ist aufgrund der wesentlich geringeren Wasserabsenkung von vermutlich mehreren Dezimetern und einer sehr breiten Setzungsmulde von einer zu vernachlässigenden Setzung, bzw. unproblematische Setzungsdifferenzen für die Gebäude auszugehen. Ein Einfluss auf die darüber liegenden schwach bindigen Schichten ist mit der Situation der natürlich Grundwasserschwankung vergleichbar, da die Grundwasserstände nur zeitweilig oberhalb der Schicht 1 in diese Bodenschichten reichen. Trotzdem wird eine Beweissicherung der umliegenden Gebäude vor Baubeginn empfohlen.

Bei Rammarbeiten von Spundwänden oder dergleichen ist mit Lärmemissionen und Erschütterungen auszugehen, die im Bereich der angrenzenden Bebauung wahrnehmbar sind. Die gesetzlich zulässigen Emissionen sind einzuhalten. Ggf. sind Schwingungsmessungen an den umliegenden Gebäuden erforderlich. Ein entsprechender Fachmann sollte hierfür hinzugezogen werden.

7 Geotechnische Kategorie

Die EÜ Entengraben sowie das Überwerfungsbauwerk stufen wir gegenwärtig in die Geotechnische Kategorie GK 2 ein.

Kommt eine Rückverankerung der Stützwände mittels Daueranker zur Ausführung, sind diese der Geotechnischen Kategorie 3 zuzuordnen.

Im Zuge der weiteren Planung sind die Zuordnungen zu den Geotechnischen Kategorien zu überprüfen und ggf. anzupassen.

8 Schlussbemerkung und Zusammenfassung

Gründung

Für die Gründung des Kastenprofils als Erneuerung für die EÜ Entengraben und das Überwerfungsbauwerk empfehlen wir eine Flachgründung. Für die Herstellung der Streifenfundamente der Herstelllage, als auch zum Rückbau der Fundamente beider Brücken mit anschließendem Bodenaufbau wird eine Grundwasserabsenkung erforderlich, deren Ausmaß etwa 200 m beträgt.

Für den Ersatz der Stützwand sind aus technischer Sicht verschiedene Varianten möglich. Neben Schwergewichtsmauern, Winkelstützmauern und Spundwänden ist auch eine aufgelöste Bohrpfehlwand mit Spritzbetonausfachung und ggf. Vorsatzschalung denkbar. Die Entscheidung für die Art der Stützwand ist vornehmlich von logistischen und zeitlichen Vorgaben abhängig.

Empfehlung für weitere Untersuchungen

Die Grundwassermessungen mittels Datenlogger in der BS06-GWM sollen mindestens bis zum Baubeginn fortgeführt und ausgewertet werden. Vor Baubeginn empfehlen wir die Überprüfung der GW-Bemessungsstände aus dem vorliegenden Bericht.

Die Ergebnisse sind in einem gesonderten hydrogeologischen Bericht zusammenzufassen, der auch die Niederschläge im Messzeitraum mitberücksichtigt.

Sollte die Lage von den Kranfundamenten außerhalb der Aufschlusspunkte liegen, so ist vom geotechnischen Sachverständigen zu prüfen, ob weitere Untersuchungen erforderlich sind. Im Zweifel sollten pro Fundament mindestens 2 Rammsondierungen und 2 dynamische Fallplattenversuche auf der Gründungssohle durchgeführt werden.

Beweissicherung

In Hinblick auf Lärmemissionen und der Grundwasserabsenkung kann eine Beeinflussung der angrenzenden Bewohner und deren Gebäude nicht ausgeschlossen werden. Weitergehende Bewertungen durch einen Fachmann als auch eine Beweissicherung der Bausubstanz werden angeraten.

Bauabnahmen

Auf die Abnahme von Gründungs- und Aushubsohlen im Bedarfsfall durch einen Baugrund-sachverständigen wird hingewiesen. Bei neu auftretenden Fragen bitten wir um Benachrichtigung.

Abschließend wird empfohlen im Zuge der Bauarbeiten den geotechnischen Fachgutachter sofort einzuschalten, sofern beim großflächigen Aufschluss sich Abweichungen zu den Angaben dieses Berichtes ergeben.

Aufgestellt:

Carsten Bannwart (Dipl.-Geol.)