

Geotechnischer Bericht

Bauvorhaben: ABS 46/2 Oberhausen – Emmerich
PA-1, km 0,000 – km 21,100

Teilobjekt: EÜ Landgraben, km 10,062

Auftraggeber: DB ProjektBau GmbH
Niederlassung West
Königstraße 57
47051 Duisburg

Auftragsnummer: D-BG00555P

Bearbeiter: Dipl.-Ing. Katrin Schenck

Dieser geotechnische Bericht umfasst 29 Seiten und 5 Anlagen und darf auszugsweise nicht veröffentlicht werden.

Duisburg, 03.04.2014



Dipl.-Geol. Thorsten Frank



Dipl.-Ing. Katrin Schenck

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1 Einleitung	4
1.1 Unterlagen	4
1.2 Vorgang / Aufgabenstellung	6
1.3 Aufschlussarbeiten und Laboruntersuchungen	6
2 Darstellung und Bewertung der geotechnischen Untersuchungsergebnisse	8
2.1 Beschreibung der örtlichen Verhältnisse	8
2.2 Geologische Situation	8
2.3 Baugrundverhältnisse - Schichtenaufbau und Kennwerte	9
2.4 Hydrologische Verhältnisse	12
2.5 Betonaggressivität und Stahlkorrosivität des Grundwassers	13
2.6 Erdbebeneinwirkung	13
2.7 Baugrundmodell	13
2.8 Berechnungskennwerte	15
2.9 Rammfähigkeit des Untergrundes	16
2.10 Versickerungsfähigkeit des Untergrundes	17
3 Gründungstechnische Schlussfolgerungen / Bautechnische Empfehlungen	19
3.1 Allgemeines	19
3.2 Flachgründung	19
3.3 Baugrubensicherung und Wasserhaltung	21
3.4 Ausbildung der Hinterfüllung	21
3.5 Hilfsbrücken	25
3.6 Wiederverwendbarkeit der Aushubmassen	28
3.7 Einfluss der Baumaßnahmen auf angrenzende Bebauungen / Gleisanlagen	28
4 Zusammenfassung / Schlussbemerkungen	29

Anlagenverzeichnis

Anlage 0	Abkürzungsverzeichnis	1 Blatt
Anlage 1	Lage- und Aufschlussplan	1 Blatt
Anlage 2	Bohr- und Sondierprofile	1 Blatt
Anlage 3.1	Einzelversuche	
Anlage 3.1.1	Körnungslinien	3 Blatt
Anlage 3.1.2	Zustandsgrenzen	3 Blatt
Anlage 4	Betonaggressivität und Stahlkorrosivität (Wasser / Boden)	
	Bodenuntersuchungen	5 Blatt
Anlage 5	Setzungsberechnung	4 Blatt

1 Einleitung

1.1 Unterlagen

Neben den gegenwärtig gültigen Normen, Richtlinien und Vorschriften für Erd- und Grundbau standen für die Erstellung dieses Geotechnischen Berichtes folgende Unterlagen zur Verfügung:

- /U 1/ Nachtrag vom 20.02.2014
- /U 2/ Geotechnischer Bericht Planungsabschnitt 1, km 0,000 – 21,100, Durchlässe, DB International GmbH, 18.03.2010
- /U 3/ Geotechnischer Bericht, Erweiterte Vorplanung, Planungsabschnitt 1, km 0,000 – 21,100, DB International GmbH, Baugrund, 18.04.2008.
- /U 4/ Hydrogeologischer Bericht, PFA 1.2 Bahn-km 3,385- km 10,300, DB International GmbH, Baugrund, 02.02.2011.
- /U 5/ Ergebnisse der Aufschlussarbeiten, 11/2009 und 10/2007.
- /U 6/ Laborergebnisse der DB International GmbH, Baugrund, 10/2007 und 2009.
- /U 7/ Handskizze Querschnitt Rahmenbauwerk EÜ Landgraben, DB Projektbau GmbH, übermittelt per E-Mail am 07.03.2014
- /U 8/ Ril 836 Erdbauwerke planen, bauen und instand halten, 2. Aktualisierung, 01.02.2013.
- /U 9/ DWA-A 138 Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser, 04/2005.
- /U 10/ ZTV E-StB 09 Zusätzliche Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau, Fassung 2009.
- /U 11/ Grundbau-Taschenbuch, Teil 2: Geotechnische Verfahren, 7. Auflage, Karl Josef Witt, Verlag Ernst & Sohn, 2009.
- /U 12/ EAB 2012 - Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“; Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 5. Auflage; Verlag Ernst & Sohn, 2012.
- /U 13/ EA-Pfähle Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, 2012.
- /U 14/ Programm „GGU-Settle“, Berechnung von Fundamentsetzungen nach DIN 4019 für Rechteck- und Dreiecksfundamente, Version 3.09, 22.02.2013, Copyright + Verfasser: Prof. Dr.-Ing. Johann Buß.
- /U 15/ Geologische Karte von Nordrhein-Westfalen, Blatt Düsseldorf (CC4702), Maßstab 1:200.000; Herausgeber: Geologisches Landesamt NRW, Krefeld, 1984.
- /U 16/ Deutsches GeoForschungsZentrum GFZ Potsdam:
http://www.gfz-potsdam.de/din4149_erdbebenzonenabfrage/ (Anfrage 24.03.2014)

- /U 17/ Internetseite des Ministerium für Klimaschutz, Umwelt, Landwirtschaft, Natur und Verbraucherschutz NRW, <http://www.elwasims.nrw.de/ims/ELWAS-IMS/start.htm> (Abfragezeitpunkt 24.03.2014)
- /U 18/ Becker/Kempfert, Zum Stand der vertikalen Tragfähigkeit von Spundwandprofilen aus Erfahrungswerten, Geotechnik 31 (2008).

1.2 Vorgang / Aufgabenstellung

Die zweigleisige Strecke 2270 erhält im Zuge der ABS 46/2 ein drittes Gleis. In diesem Zusammenhang soll bei Kilometer 10,062 eine Eisenbahnüberführung errichtet werden. Dabei soll der bestehende Rohrdurchlass durch ein Rahmenbauwerk ersetzt werden. Im Zuge der vorangegangenen Erkundungsstufen wurde bereits ein Datenblatt für diesen Durchlass /U 2/ erstellt. Dieses ist Grundlage für die nachfolgenden Betrachtungen. Für die Planung dieses Bauvorhabens sind bereits 2007 und 2009 Baugrunduntersuchungen ausgeführt worden.

Die DB International GmbH, Umwelt, Geotechnik und Geodäsie wurde von der DB ProjektBau GmbH, Büro Duisburg auf der Grundlage unseres Angebotes /U 1/ beauftragt, einen Geotechnischen Bericht mit Angabe von Gründungsempfehlungen für den Neubau der Eisenbahnüberführung zu erstellen.

1.3 Aufschlussarbeiten und Laboruntersuchungen

Die Aufschlussarbeiten für die geplante EÜ Landgraben bei Kilometer 10,062 wurden am 10.10.2007 und 06.11.2009 durchgeführt. Zur Erkundung des vorhandenen Baugrundes und Entnahme von gestörten Bodenproben wurden 3 Kleinbohrungen (BS 340, BS 341, D-BS 90) und 3 schwere Rammsondierungen (DPH 340, DPH 341, D-DPH 90) mit Zielteufen von 6 m bis 15 m niedergebracht, wobei die Rammsondierung DPH 340 die Zielteufe nicht erreichte.

Die Aufschlüsse stellen sich geordnet nach steigendem Kilometer im Einzelnen wie folgt dar:

Tabelle 1: Übersicht der verwendeten Aufschlüsse

Station [km]	Aufschluss- Nr.	Lage	Ansatz- höhe [m NN]	Endteufe [m]	Endteufe [m NN]
10,063	BS 340	bahnrechts	36,75	15,00	21,75
10,063	DPH 340		36,78	10,00	26,78*)
10,063	BS 341	bahnlinks	37,30	6,00	31,30
10,063	DPH 341		37,30	6,00	31,30
10,066	D-BS 90	bahnlinks	37,24	8,00	29,24
10,066	D-DPH 90		37,24	8,00	29,24

BS - Bohrsondierung, DPH - schwere Rammsondierung, *) - vorzeitiger Abbruch

Die Lage der Aufschlüsse ist in der Anlage 1 dargestellt. Die Bohr- und Sondierprofile sind bezogen auf m über NN eingemessen und in Anlage 2 aufgetragen worden.

Die einzelnen, auf Bohrmeisterangaben beruhenden, handschriftlichen Schichtenverzeichnisse können bei Bedarf im Archiv der DB International GmbH, Umwelt, Geotechnik und Geodäsie eingesehen werden. Die Entnahme von gestörten Bodenproben erfolgte je lfd. Meter bzw. bei Schichtwechsel.

Alle entnommenen gestörten Bodenproben wurden handspezifiziert. Zur genaueren Klassifizierung der Bodenarten in Bodengruppen nach DIN 18196 und Bodenklassen nach DIN 18300 sind ausgewählte Bodenproben bodenphysikalischen Untersuchungen unterzogen worden.

Im Einzelnen wurden folgende Laborversuche ausgeführt:

- 3 x Bestimmung der Zustandsgrenzen nach DIN 18 122,
- 1 x Nasssiebung nach DIN 18 123 und
- 2 x kombinierte Sieb-Schlamm-Analyse nach DIN 18 123

Die Ergebnisse der bodenphysikalischen Laboruntersuchungen sind in Anlage 3 abgelegt.

Aus der Kleinbohrung D-BS 90 wurde eine Bodenprobe entnommen und auf beton- und stahlangreifende Inhaltsstoffe untersucht. Die Analysenwerte finden sich in Anlage 4. Eine Auswertung der Analyse wird in Abschnitt 2.5 vorgenommen.

2 Darstellung und Bewertung der geotechnischen Untersuchungsergebnisse

2.1 Beschreibung der örtlichen Verhältnisse

Die zweigleisige Strecke 2270 Oberhausen – Emmerich (DB-Grenze) erhält im Zuge der ABS 46/2 ein drittes Gleis, das in einem Regelabstand von 7,20 m zum benachbarten Gleis liegen wird. Damit verbunden soll bei Kilometer 10,062 der Rohrdurchlass durch eine Eisenbahnüberführung Landgraben ersetzt werden.

2.2 Geologische Situation

Die geologisch-tektonische Großeinheit der Niederrheinischen Bucht greift keilförmig in das Rheinische Schiefergebirge hinein, nach Norden öffnet sich die Bucht trichterförmig. Der im Verlauf des Quartärs über die tertiäre Füllung geschüttete Schuttfächer des Rheins ist flach nach Norden geneigt. Die natürliche Reliefgestaltung des mit tertiären und quartären Sedimenten gefüllten Senkungsraumes vollzog sich in erster Linie durch den früheren und heutigen oberflächlichen Wasserabfluss.

Wesentlich geprägt ist der Untersuchungsraum von den fluviatilen Ablagerungen des Holozäns und des Pleistozäns die im Bereich des PA-1 größtenteils zu den Terrassen- und Auenablagerungen des Rheins gehören. Diese entstanden durch zyklischen Wechsel von Akkumulation und Erosion in Abhängigkeit von Kalt- und Warmzeiten. Darüber hinaus sind Moränenablagerungen als Zeugen von Inlandeisvorstößen (Drentestadium der Saale - Kaltzeit) sowie die vom Wind abgelagerten Dünenande und Flugsanddecken vertreten. Im Planungsraum sind dies im Wesentlichen:

- Holozäne Auelehme und Auesande
- Holozäne Auenterrassen
- Pleistozäne bis holozäne Flugsande und Dünenablagerungen
- Pleistozäne bis holozäne Hochflutlehme und Hochflutsande
- Pleistozäne Terrassenablagerungen (weichseiszeitlich, ältere Niederterrasse)
- Pleistozäne Moränenablagerungen (saaleeiszeitlich)
- Pleistozäne Stillwasserablagerungen (saaleeiszeitlich)
- Pleistozäne Terrassenablagerungen (saaleeiszeitlich, untere Mittelterrasse)

Die quartären Ablagerungen weisen im PA-1 Mächtigkeiten zwischen 15 m und 30 m auf. Lokal treten auch größere Quartärmächtigkeiten auf. Im Liegenden der holozänen und der pleistozänen Ablagerungen folgen die Schichten des Neogen, die von den durchgeführten Aufschlussuntersuchungen jedoch nicht erfasst wurden.

Tektonisch ist die Niederrheinische Bucht ein grabenartiger, in einzelne Teilschollen zerfallender Senkungsraum, mit in vertikaler und horizontaler Richtung unterschiedlich ausgeprägten Bewegungskomponenten. Die gegenwärtige Gestalt der Niederrheinischen Bucht begann sich mit einem Absenkvorgang im späten Miozän vor rd. 10 Mio. Jahren herauszubilden. Die tektonischen Vorgänge führten zum Auseinanderdriften des heutigen Bergischen Landes und der Eifel, die Erdkruste zerbrach entlang NW-SO streichender Verwerfungen in verschiedene Bruchschollen.

Im oberflächennahen Bereich ist durch den Bau der Bahnanlagen mit anthropogenen Auffüllungen zu rechnen. Durch den Einbau von zumeist lokal vorkommenden Böden ist jedoch eine zweifelsfreie Unterscheidung zwischen aufgefülltem und gewachsenem Boden nicht immer möglich.

2.3 Baugrundverhältnisse - Schichtenaufbau und Kennwerte

Zunächst wurden mit den Aufschlüssen rollige **Auffüllungen** erkundet. Diese treten auf als mittelsandiger, schwach humoser bis humoser Feinsand sowie schluffiger, kiesiger Fein- bis Grobsand und schluffiger, stark grobsandiger Fein- bis Grobkies. Den Auffüllungen sind nach DIN 18196 die Bodengruppen [SE/OH, SU*, GU*] zuzuordnen. Die nichtbindigen Auffüllungen sind durchsetzt mit Schotterresten, Schlackeresten und Ziegelresten sowie Wurzelresten. Die Mächtigkeit der Auffüllungen liegt zwischen 0,6 m (D-BS 90) bis 0,9 m (BS 340). Die Unterkante der aufgefüllten Schichten liegt somit zwischen 35,85 mNN und 36,64 mNN. Die Lagerungsdichte wird als locker eingeschätzt.

Unter den Auffüllungen wurden durchgängig **pleistozäne Moränenablagerungen** erkundet. Die Moränenablagerungen stellen sich als schluffige, sandige bis stark sandige, schwach kiesige, partiell schwach organische Tone. Den leichtplastischen und partiell (D-BS 90) mittelplastischen Tonen kann eine weiche bis steife Konsistenz (Handspezifizierung) zugeschrieben werden. Wobei die labortechnische Bestimmung der Zustandsgrenzen bei einer Probe (6,5 m – 7,4 m) des Aufschlusses BS 340 eine breiige Konsistenz an der Grenze zur weichen Konsistenz ergeben hat. Die maximale erkundete Mächtigkeit beträgt 6,5 m (BS 340, D-BS 90). Der Aufschluss BS 341 endet innerhalb der Moränenablagerungen bei 6 m unter Geländeoberfläche (31,30 mNN). Bei den Aufschlüssen BS 340 und D-BS 90 wurden die Moränenablagerungen durchteuft und enden zwischen 29,35 mNN und 30,14 mNN.

Die **pleistozänen Terrassensedimente** wurden folglich nur mit den Aufschlüssen BS 340 und D-BS 90 erkundet.

Zum Einen wurden sie als teils kiesige bis stark kiesig, schwach schluffige Sande sowie intermittierend gestufte Sande und zum Anderen als schwach toniger, stark feinsandiger Schluff sowie stark sandiger schluffiger Ton angetroffen. Den Terrassensedimenten sind nach DIN 18196 die Bodengruppen SU, SI, UL/TL, TL zuzuordnen. Die Lagerungsdichte der nichtbindigen Terrassensedimente lässt sich als miteldicht bis dicht beschreiben.

Die Konsistenz der leichtplastischen Tone und Schluffe konnte als breiig und steif ermittelt werden. Die genannten Aufschlüsse enden in dieser Schicht bei 29,24 mNN und 21,075 mNN. Die erkundete Mächtigkeit beträgt zwischen 0,9 m und 7,6 m.

Die detaillierten Schichtenverläufe sind der Anlage 2 zu entnehmen. Die Laborversuche ausgewählter Bodenproben sind in Anlage 3 abgelegt.

Den erkundeten Böden lassen sich die in Tabelle 2 enthaltenen Kennwerte (Laboruntersuchung an repräsentativen Einzelproben sowie regionale Erfahrungswerte) zuordnen.

Tabelle 2: Bodenkennwerte und Zuordnungen

	Auffüllung	Anstehendes		
	nichtbindig	Pleistozän	Pleistozän	Pleistozän
	Auffüllung, Sand	Moränenablag erung	Terrassen- sedimente	Terrassen- sedimente
Schicht-Nr.	1.3.1, 1.5.1, 1.2.1	16.4.1, 16.4.2	15.1.2 – 15.1.3, 15.1.3	15.4.1, 15.4.2
Bodengruppe nach DIN 18196	[SE/OH, SU*, GU*]	TL, TM	SI, SU	UL/TL, TL
Kornanteil $d \leq 0,063$ mm [%]	---	41,7	11	57 ... 63
Kornanteil $d > 2,0$ mm [%]	---	---	39	0 ... 1
Ungleichförmigkeits- zahl U [-]	---	---	---	25,8
nat. Wassergehalt w_n [%]	---	12 ... 19,6	---	20,6
Fließgrenze w_L [%]	---	28,7 ... 32,73	---	23,3
Plastizitätsgrenze w_P [%]	---	10,3 ... 12,36	---	14,8
Plastizitätszahl I_P [%]	---	18,4 ... 20,37	---	8,5
Konsistenzzahl I_C [-]	---	0,49 ... 0,89	---	0,32
Korndichte ρ_s [g/cm ³]	---	---	---	---
Glühverlust Vgl [%]	---	---	---	---
Konsistenz handspezifiziert	---	weich ... steif	---	breiig und steif
Lagerungsdichte	locker	----	mitteldicht ... dicht	---
Durchlässigkeit k_f [m/s]				
nach Beyer, USBR/Bialas	---	---	$7,622 \cdot 10^{-5}$	$1,568 \cdot 10^{-7} \dots$ $5,116 \cdot 10^{-8}$
Erfahrungswerte	$10^{-3} \dots 10^{-7}$	$10^{-7} - 10^{-9}$	$10^{-3} \dots 10^{-6}$	$10^{-7} \dots 10^{-9}$
Durchlässigkeit nach DIN 18130	stark bis schwach durchlässig	schwach durchlässig bis sehr schwach durchlässig	stark bis durchlässig	schwach durchlässig bis sehr schwach durchlässig
Bodenklasse nach DIN 18 300	3-4 [SE/OH] ¹⁾ 4 [SU*, GU*] ¹⁾	4	3	4
Frostempfindlichkeit nach ZTV E-StB 09	F1-F2 [SE-OH] F3 [SU*, GU*]	F3	F1 SI F1-F2 SU	F3

Die Tabellenwerte sind Einzelergebnisse, keine Mittelwerte.

1) Je nach Anteil an Steinen sind auch höhere Bodenklassen möglich.

2.4 Hydrologische Verhältnisse

Die Aufschlussarbeiten wurden am 10.10.2007 und 06.11.2009 durchgeführt.

Zum Zeitpunkt der Untersuchungen wurde mit dem Aufschluss BS 340 Grundwasser angetroffen. In der nachfolgenden Tabelle 3 sind die Wasserstände im Bohrloch bezogen auf die Geländeoberkante und m über NN zusammengestellt.

Tabelle 3: Grundwasserstände

Aufschluss-Nr.	Lage	Wasser-anschnitt (GW) [m unter GOK]	Wasser-anschnitt (GW) [m NN]	Schichtwasser-anschnitt [m NN]
BS 340	bahnrechts	8,20	28,55	36,15
BS 341	bahnlinks	---	---	37,00
D-BS 90	bahnlinks	---	---	---

Aus Tabelle 3 ist ersichtlich, dass nur mit dem Aufschluss 340 Grundwasser im Bohrloch während der Bohrarbeiten bei 28,55 mNN festgestellt wurde. Bei der Bohrsondierung konnte der Wasserstand nach Bohrende, aufgrund der geringen Standfestigkeit des Bohrloches, nicht gemessen werden. Die Aufschlüsse BS 340 und BS 341, die am 06.11.2009 ausgeführt wurden wiesen allerdings beide Schichtwasser oberhalb der bindigen Moränenablagerung auf. Bei der D-BS 90 vom 10.10.2007 wurde weder Schicht- noch Grundwasser erkundet.

Die bestehende Grabensohle wurde bahnlinks bei 36,413 mNN und bahnrechts bei 36,20 mNN ermittelt. Im Januar 2008 wurde die Grabensohle bahnlinks als trocken identifiziert. Bahnrechts wurde zudem die Höhe der Durchlasssohle ermittelt, die bei 36,08 liegt. Der Wasserspiegel im Graben wurde im Februar 2010 bahnrechts bei 36,23 mNN ermittelt.

Aufgrund der nächstgelegenen Messstelle (Messstelle 046511271 - A05001 /U 17/) kann ein Bemessungswasserstand von 31,0 mNN angenommen werden. Es ist jedoch anzunehmen, dass der Grundwasserleiter unterhalb der bindigen Moränenablagerungen je nach Wasserstand gespannt vorliegt und oberhalb der bindigen Moränenablagerungen, die bereits 0,6 m bis 0,9 m unter Geländeoberkante angetroffen wurden in niederschlagsreichen Zeiten Schichtwasser auch in größeren Mengen anfällt.

Der Bauwasserstand kann bei 29,5 mNN bzw. bei Unterkante Moräneneablagerungen angenommen werden.

Der Untersuchungsbereich gehört zu keinem Trinkwasserschutz- oder Überschwemmungsgebiet.

2.5 Betonaggressivität und Stahlkorrosivität des Grundwassers

Zur Beurteilung der Betonaggressivität und Stahlkorrosivität des Bodens sind aus der Bohrsondierung D-BS 90 Bodenproben entnommen, aufgeschlämmt und auf beton- und stahlangreifende Inhaltsstoffe untersucht worden. Die Analysenergebnisse befinden sich in Anlage 4.

Danach gilt die untersuchte Bodenprobe nach DIN 4030 als nicht betonangreifend (Anlage 4, Blatt 1).

Die Untersuchung des Bodens auf Korrosionswahrscheinlichkeit unlegierter und niedriglegierter Eisenwerkstoffe ergab folgende Ergebnisse (Anlage 4, Blatt 02 - 05):

Tabelle 4: Korrosionswahrscheinlichkeit metallischer Werkstoffe

	Mulden- und Lochkorrosion	Flächenkorrosion
Freie Korrosion (nur Bezug auf Bodenprobe)	I a -praktisch nicht aggressiv	
Freie Korrosion (mit Bezug auf umgebende Böden)	sehr gering	sehr gering

2.6 Erdbebeneinwirkung

Der Untersuchungsbereich gehört nach DIN EN 1998 und /U 16/ zu keiner Erdbebenzone und keiner Untergrundklasse. Dementsprechend sind keine besonderen Maßnahmen zur Erhöhung der Erdbebensicherheit erforderlich.

2.7 Baugrundmodell

Im Ergebnis der Baugrunderkundungen und der Laboruntersuchungen lässt sich für den Untersuchungsbereich ein Baugrundmodell entwickeln, welches für die Bewertung der Baugrundverhältnisse herangezogen werden kann. Dabei wurden Böden mit annähernd gleichen bodenphysikalischen und bodenmechanischen Eigenschaften in Schichten zusammengefasst. Die Schichtnummerierung wurde in Anlehnung an /U 3/ festgelegt.

An der EÜ Landgraben wurden Auffüllungen (1.3.1, 1.5.1, 1.2.1), pleistozäne Moränenablagerungen (16.4.1, 16.4.2) sowie pleistozäne Terrassensedimente (15.1.2-15.1.3, 15.1.3, 15.4.1, 15.4.2) erkundet.

Tabelle 5: Baugrundmodell

Lfd. Nr. + Schicht	Kote ¹⁾ [m NN]	Beschreibung	Dichte/ Konsist.	Boden- gruppe DIN 18196	Boden- klasse DIN 18300
1 (1.2.1)	36,64	Auffüllung: Feinsand, mittelsandig, schwach humos - humos, Schotter, Wurzelreste	lo	[SE,OH]	3-4
2 (1.3.1, 1.5.1)	36,60 - 35,85	Auffüllung: Fein- bis Grobsand, schluffig, kiesig, Ziegel und Fein- bis Grobkies, stark sandig, schluffig, vereinzelt Schlacke	lo	[SU*, GU*]	4
3 (16.4.1, 16.4.2)	30,14 - 29,35	Moränenablagerung: Ton, schluffig, sandig bis stark sandig, schwach kiesig	we - st	TL, TM	4
4 (15.1.2 - 15.1.3, 15.1.3)	29,24 - 22,15 ²⁾	Terrassensande: Sand, kiesig bis stark kiesig, teilweise schluffig	di	SU, SI	3
5 (15.4.1, 15.4.2)	23,45 - 21,75 ²⁾	Terrassenlehme: Schluff, stark feinsandig, schwach tonig und Ton, schluffig, stark sandig	br und steif	UL/TL, TL	4

¹⁾ Unterkante der Schicht

²⁾ Die angegebenen Koten stellen das Bohrende dar.

2.8 Berechnungskennwerte

Den erkundeten Baugrundsichten können aus den Laborversuchen und Erfahrungen für erdstatische Berechnungen folgende charakteristische Berechnungskennwerte zugeordnet werden.

Tabelle 6: Berechnungskennwerte

Lfd. Nr. + Schicht	Bodengruppe DIN 18196	Wichte		Scherfestigkeit		Steifemodul
		über Wasser	unter Auftrieb	Reibungs- winkel	Kohäsion	
		γ_k [kN/m ³]	γ'_k [kN/m ³]	φ'_k [°]	$c'_k / c_{u,k}$ ¹⁾ [kN/m ²]	$E_{s,k}$ [MN/m ²]
1 (1.2.1)	[SE,OH]	16,5	9,0	30,0	0 / -	10,0
2 (1.3.1)	[SU*]	17,0	9,0	29,0	1	8,0
2 (1.5.1)	[GU*]	17,0	9,0	30,0	1	10,0
3 (16.4.1)	TL	16,5	6,5	17,5	2/0	3,0 ab 5m ² : 5 ab10m ² : 7
3 (16.4.2)	TL, TM	20,0	10,0	27,5	12/20	20,0 ab 5m ² : 30 ab10m ² : 40
4 (15.1.2- 15.1.3)	SI, SU	17,0	9,5	32,5	0	45 ab 5m ² : 70 ab10m ² : 110
4 (15.1.3)	SU	18,0	10,5	35,0	0	75 ab 5m ² : 120 ab10m ² : 190
5 (15.4.1)	UL/TL	16,0	6,0	17,5	1 / 0	1,5 ab 5m ² : 3 ab10m ² : 5
5 (15.4.2)	TL	17,0	7,0	20,0	5 / 15	10 ab 5m ² : 14 ab10m ² : 18

¹⁾ bei Ansatz von c_u beträgt der dazugehörige Reibungswinkel $\varphi_u = 0$

²⁾ bezogen auf OK anstehender Boden (=UK Auffüllung)

2.9 Rammfähigkeit des Untergrundes

Die erkundeten Baugrundsichten bestehen aus Auffüllungen (1.3.1, 1.5.1, 1.2.1), pleistozäne Moränenablagerungen (16.4.1, 16.4.2) sowie pleistozäne Terrassensedimente (15.1.2-15.1.3, 15.1.3, 15.4.1, 15.4.2) erkundet.

Eine Klassifizierung der Böden hinsichtlich ihrer Rammfähigkeit (z.B. nach DIN-Norm) gibt es nicht. Die nachfolgende Einschätzung basiert auf der Grundlage der erkundeten Bodenarten, Lagerungsdichten bzw. Konsistenzen und den Erfahrungen.

Tabelle 7: Rammfähigkeit

Schicht	Bodenart	Rammfähigkeit
1.2.1, 1.3.1, 1.5.1	nichtbindige Auffüllungen, locker	leicht bis mittelschwer
16.4.1	pleistozäne Moränenablagerungen, weich	leicht
16.4.2	pleistozäne Moränenablagerungen, steif	mittelschwer bis schwer
15.1.2 - 15.1.3	pleistozäne Terrassensande, mitteldicht bis dicht	mittelschwer bis sehr schwer
15.1.3	pleistozäne Terrassensande und -kiese, dicht	schwer bis sehr schwer
15.4.1	pleistozäne Terrassentone, breiig	leicht
15.4.2	pleistozäne Terrassentone, steif	mittelschwer bis schwer

In aufgefüllten Böden ist generell mit Steinen, Blöcken, o. ä. zu rechnen, die die Rammfähigkeit des Untergrundes wesentlich verschlechtern können. Sofern die locker gelagerten, rolligen Auffüllungen (Schicht 1.2.1, 1.3.1, 1.5.1) keine größeren Bestandteile enthalten, sind diese Schichten als leicht bis mittelschwer rammfähig einzuschätzen. In aufgefüllten, locker gelagerten Sanden ist mit Verdichtungssetzungen beim Rammen zu rechnen.

Bei den pleistozänen Moränenablagerungen sind die weichen Tone (weichen bis breiigen Tone gemäß labortechnischer Bestimmung) (Schicht 16.4.1) als leicht rammfähig und die steifen Tone (Schicht 16.4.2) als mittelschwer bis schwer einzuschätzen.

Die Terrassensande werden in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte bei mitteldichter bis dichter Lagerung (Schicht 15.1.2 - 15.1.3) als mittelschwer bis sehr schwer und bei dichter Lagerung (Schicht 15.1.3) als schwer bis sehr schwer rammfähig eingeschätzt. Die pleistozänen bindigen Terrassensedimente sind in Form von breiigen Schluffen (15.4.1) als leicht rammfähig und in Form von steifen Tonen (15.4.2) als mittelschwer bis schwer rammfähig einzuschätzen.

Insgesamt ist der Baugrund als unterhalb der Auffüllungen und bis zur Unterkante der Moränenablagerungen als leicht bis schwer rammfähig eingeschätzt werden. Für die unterlagernden Terrassensande ist eine schwer bis sehr schwer Einschätzung zu treffen. Zusätzlich sind hier Rammhilfen wie Spülen oder Vorbohren einzuplanen.

In den erkundeten locker gelagerten Sanden ist mit Verdichtungssetzungen beim Rammen zu rechnen. Des Weiteren ist zu beachten, dass in den pleistozänen Böden aufgrund der geologischen Entstehung mit Findlingen (Steine und Blöcke) gerechnet werden muss.

Zu beachten ist außerdem, dass die schwach schluffigen Sande generell sehr verlagerungsempfindlich sind.

Die erkundete Schichtung gilt als grundsätzlich rammfähig. Es ist jedoch ein fachgerechtes Rammen mit entsprechend geeigneter (schwerer) Technik, ausreichend bemessener Bauteile und Erfahrung erforderlich.

Sofern Rammarbeiten vorgesehen sind, empfehlen wir, zur Auswahl der Rammtechnologie und Rammgeräte eine Fachfirma einzuschalten und Proberammungen vorzusehen. Die von uns vorgenommenen Einschätzungen zur Rammbarkeit schließen nicht die Erfahrungen von Baufirmen bei der Durchführung von Rammarbeiten mit ähnlichen Baugrundverhältnissen aus. Grundsätzlich sind bei der Ausführung der Rammarbeiten die Regelungen der DIN 18304 zu beachten.

2.10 Versickerungsfähigkeit des Untergrundes

Nach DWA-A 138 /U 8/ sind Böden versickerungsfähig, deren k_f -Werte im Bereich von 10^{-3} bis 10^{-6} m/s liegen. Ferner sollte die Mächtigkeit des Sickerraumes (Gesteinskörper, der zum Betrachtungszeitpunkt kein Grundwasser enthält), bezogen auf den mittleren höchsten Grundwasserstand grundsätzlich mindestens 1,0 m betragen, um eine ausreichende Sickerstrecke für eingeleitete Niederschlagsabflüsse zu gewährleisten. Bei Einsatz einer Schachtversickerung sollte der Abstand zwischen Oberkante der Filterschicht und dem mittleren höchsten Grundwasserstand 1,5 m nicht unterschreiten.

Auffüllungen sollten zur Vermeidung eines Schadstoffeintrages in den Untergrund mit der Versickerungsanlage im Regelfall nicht durchfahren werden, um die Gefahr von Verunreinigungen des Sicker- und Grundwassers durch Altlasten oder andere Stoffe mit hohem Freisetzungspotential auszuschließen.

Die erkundeten pleistozänen Moränenablagerungen der Bodengruppen TL, TM (Schicht 16.4.1, 16.4.2) besitzen erfahrungsgemäß k_f -Werte $<10^{-6}$ m/s und sind somit nach DWA-A 138 /U 8/ für eine Versickerung nicht geeignet. Die Sande der Bodengruppen SI und SU (Schicht 15.1.2-15.1.3, 15.1.3) besitzen aus den Erfahrungen k_f -Werte $>10^{-6}$ m/s und sind daher ausreichend durchlässig. Jedoch ist auch bei einem Durchfahren der bindigen Moränenablagerungen, eine Versickerung innerhalb der Terrassensande aufgrund des fehlenden Sickerraumes nicht möglich.

Fazit

Eine Versickerung von Niederschlagswasser ist gemäß DWA-A 138 an der EÜ Landgrabengraben nicht möglich.

3 Gründungstechnische Schlussfolgerungen / Bautechnische Empfehlungen

3.1 Allgemeines

Bei Kilometer 10,062 der Strecke 2270 Oberhausen – Emmerich soll die Querung des Landgrabens durch eine Eisenbahnüberführung in Form eines geschlossenen Rahmens realisiert werden.

Das neue Bauwerk ist entsprechend der übermittelten Handskizze /U 7/ als Durchlass in Form eines Rahmenbauwerks geplant. Die Grabensohle ist bei 36,20 mNN geplant. Der Abstand zwischen der Grabensohle und der Fundamentoberkante soll 30 cm betragen. Die Fundamentstärke beträgt 70 cm. Darunter soll eine Sauberkeitsschicht von 10 cm Mächtigkeit eingebaut werden. Ohne zusätzlichen Bodenaustausch liegt die Baugrubensohle bei 35,10 mNN. Folgt unterhalb der Sauberkeitsschicht ein z.B. 50 cm mächtiger Bodenaustausch, läge die Baugrubensohle bei 34,60 mNN. Da die anstehenden Tone der Moränenablagerung bereits ab einer Tiefe von 36,64 bis 35,85 mNN erkundet worden sind, liegt die Baugrubensohle in beiden Fällen innerhalb der weichen bzw. steifen leichtplastischen Tonen. Weitere Angaben liegen nicht vor.

3.2 Flachgründung

Die Bemessung der Fundamentplatte des Stahlbetonrahmens kann entweder nach dem Steifezahl- oder dem Bettungsmodulverfahren erfolgen. Zur Ermittlung der Bettungsziffer wurde auf der Basis der uns vorliegenden Handskizze /U 7/ und dem Lageplan eine überschlägliche Setzungsberechnung durchgeführt. Dabei wurden folgende Annahmen getroffen:

Plattenabmessung: $a \times b = 4,0 \text{ m} \times 25,0 \text{ m}$ (entnommen aus /U 7/, Lageplan, bzw. geschätzt)
Gründungsohle: 35,10 mNN bzw 34,60 m NN
Belastung: $\sigma = 100 \text{ kN/m}^2$ (geschätzt)
Aushubentlastung: $\sigma_v = 41$ bzw. 51 kN/m^2 (ca. 2,2 und 2,5 m Bodenaushub)
Baugrundprofil: BS 340 / BS 341 (ungünstiges Profil)
Grundwasser: 31,0 mNN (Bemessungswasserstand), (Bauwasserstand 29,5 mNN)

Für ein Kieselpolster wurden folgende charakteristische Berechnungskennwerte zum Ansatz gebracht:

$$\varphi_k' = 35,0^\circ; \quad c_k' = 0 \text{ kN/m}^2; \quad \gamma_k / \gamma_k' = 19 / 11 \text{ kN/m}^3; \quad E_k = 50 \text{ MN/m}^2$$

Bei der Setzungsberechnung in Anlage 5 wurde bis zum Erreichen der Vorbelastung mit dem Wiederbelastungsmodul und darüber hinaus mit dem Erstbelastungsmodul gerechnet.

In der nachfolgenden Tabelle sind die rechnerischen Setzungen der Fundamentplatte an den kennzeichnenden Punkten für die unterschiedlichen Gründungssituationen dargestellt.

Tabelle 8: Rechnerischen Setzungen der Fundamentplatte

Anlage	Gründungsbedingungen	rechnerische Setzung an den kennzeichnenden Punkten
Anlage 5 Blatt 1	ohne Kiespolster, Spannung 100 kN/m ²	4,3 cm
Anlage 5 Blatt 2	mit Kiespolster, Spannung 100 kN/m ²	2,9 cm
Anlage 5 Blatt 3	ohne Kiespolster, Spannung 150 kN/m ²	7,1 cm
Anlage 5 Blatt 4	mit Kiespolster, Spannung 150 kN/m ²	4,8 cm

Daraus ergeben sich die rechnerischen Bettungsziffern zu:

- $k_s = \sigma / \text{cal s} = 0,100 \text{ MN/m}^2 / 0,043 \text{ m} = 2,33 \text{ MN/m}^3$ (ohne Kiespolster, Spannung 100 kN/m²)
- $k_s = \sigma / \text{cal s} = 0,100 \text{ MN/m}^2 / 0,029 \text{ m} = 3,45 \text{ MN/m}^3$ (mit Kiespolster, Spannung 100 kN/m²)
- $k_s = \sigma / \text{cal s} = 0,150 \text{ MN/m}^2 / 0,071 \text{ m} = 2,11 \text{ MN/m}^3$ (ohne Kiespolster, Spannung 150 kN/m²)
- $k_s = \sigma / \text{cal s} = 0,150 \text{ MN/m}^2 / 0,048 \text{ m} = 3,13 \text{ MN/m}^3$ (mit Kiespolster, Spannung 150 kN/m²)

Folgerung:

Die Gründung des Stahlbetonvollrahmens der Eisenbahnüberführung kann auf einer Fundamentplatte (Kote 35,10 bzw. 34,60 m NN) erfolgen, die mit Bettungsziffern zwischen $k_s = 2,11 \text{ MN/m}^3$ und $3,45 \text{ MN/m}^3$ bemessen wird.

Desweiteren weisen wir darauf hin, dass bei bindigen Böden nach der Anfangssetzung Nachsetzungen über lange Zeiträume (ggf. Jahre) erfolgen können.

Die angegebenen Bettungsziffern gelten zur Vorbemessung des Vollrahmens und sollte nach Vorliegen der Bauwerkspläne und Lastangaben präzisiert werden.

Alternativ zur Flachgründung kann eine Tiefgründung erfolgen. Abhängig von der Pfahllänge einer Tiefgründung sind ggf. tiefere Aufschlüsse erforderlich.

3.3 Baugrubensicherung und Wasserhaltung

Für die Herstellung der EÜ sind Baugruben erforderlich. Baugruben bis 1,25 m Tiefe können nach DIN 4124 senkrecht ausgehoben werden. Tiefere Baugruben müssen geböscht oder verbaut werden. Unbelastete Böschungen bis 5,0 m Höhe können nach DIN 4124 über Grundwasser bei nichtbindigen Böden und weichen bindigen Böden unter 45 Grad ohne besonderen Nachweis hergestellt werden. Bei bindigen, steifen Boden darf der Böschungswinkel von 60° nicht überschritten werden. Bei belasteten Böschungen und/oder Grundwasser oberhalb der Sohle ist die Standsicherheit nachzuweisen. Für die Herstellung der Baugruben sind die weitergehenden Forderungen, Empfehlungen und Hinweise der DIN 4124 zu beachten. Darüber hinaus sind im gleisnahen Bereich die Vorgaben der Ril 836.4305 zu beachten.

Für die erforderlichen Verbauarbeiten können die Rechenwerte zur Verbauberechnung Abschnitt 2.8, Tabelle 6 entnommen werden. Angaben zur Rammfähigkeit des Untergrundes enthält Abschnitt 2.9. Die horizontalen Bettungsziffern für durchgehende Verbauwände lassen sich in Anlehnung an EA-Pfähle /U 13/ nach der Beziehung $k_{s,k} = E_{s,k} / D$ ($E_{s,k}$ – charakteristischer Steifemodul des Bodens, D – 1,0 m Pfahldurchmesser) multipliziert mit dem Faktor 0,38 (auf der sicheren Seite liegend) ermitteln.

Der Grundwasserstand wurde während der Bohrarbeiten bei 28,55 m NN (BS 340) festgestellt. Nach derzeitigem Planungsstand liegt die Aushubsohle im Bereich der EÜ etwa auf 35,10 bzw. 34,60 m NN. Der Bemessungswasserstand wurde bei 31,0 m NN und der Bauwasserstand bei 29,5 m NN festgelegt. Es ist jedoch nicht auszuschließen, dass das Grundwasser zumindest temporär gespannt unterhalb der Tone vorliegt.

Da die Gründungssohle in den Tonen liegt und die verbleibende Tonschichtmächtigkeit zur Grundwasserführenden Schicht mindestens ca. 3 m beträgt, kann eine offene Wasserhaltung als ausreichend angesehen werden.

Allerdings ist oberhalb der bindigen Moränenablagerungen, die bereits 0,6 m bis 0,9 m unter Geländeoberkante angetroffen wurden in niederschlagsreichen Zeiten mit Schichtwasser auch in größeren Mengen zu rechnen.

3.4 Ausbildung der Hinterfüllung

Mit dem Neubau der Eisenbahnüberführung Landgraben bei km 10,062 sollte auch die Hinterfüllung gemäß den Forderungen der Ril 836 ausgebildet werden.

So sind nach Ril 836 die Bauwerkshinterfüllungen so auszubilden, dass Setzungen am Übergang zwischen Kunstbauwerk und Erdbauwerk infolge:

- Konsolidierung des Untergrundes,
- Eigenverformung der Hinterfüllung und
- Verkehrsbelastung minimiert werden.

Bei Hinterfüllungen für Neubaustrecken (der Neubau des 3. Gleises wurde M 230 zugeordnet) ist nach Ril 836, Modul 836.4106 A01 (gültig ab 01.03.2014) Bild 4 für die Hinterfüllung ein Bereich mit qualifizierter Bodenverbesserung (Zone I), vorgesehen, hinter dem wasserdurchlässige, grobkörnige Kiessande (GW, GI, SW, SI nach DIN 18196) mit $D_{pr} \geq 1,0$ (Zone II) einzubauen sind. Für den Bereich der qualifizierten Bodenverbesserung (Zone I) sind Ril 836.4101 A01 und Ril 836.4101 A07 einzuhalten, wobei abweichend davon durchgehend $D_{pr} \geq 0,98$ und $q_{u,28d} \geq 1,0$ MPa nachzuweisen sind.

Um die geforderten Verdichtungskriterien für Zone II zu erreichen, müssen die v.g. Böden im erdfeuchten Zustand in Lagen $\leq 0,30$ m eingebaut und verdichtet werden. Es ist durchgehend eine Verdichtung von $D_{pr} \geq 1,0$ nachzuweisen und einzubauendes Material auf seine Eignung hin zu prüfen. Hier sind die Forderungen der Ril 836.4101 A01 zu beachten.

Alternativ zur Hinterfüllung bzw. Zone II kann ebenfalls eine qualifizierte Bodenverbesserung nach Ril 836.4101 A01 und Ril 836.4101 A07 erfolgen, wobei abweichend davon durchgehend $D_{pr} \geq 0,98$ und $q_{u,28d} \geq 0,7$ MPa nachzuweisen sind.

Die Tragschicht (HGT) endet in Streckenrichtung senkrecht zur Gleisachse. Sie kann auch in Beton C12/15 („Magerbeton“) ausgeführt werden.

Weitere Angaben sind der Ril 836.4106A01 (Bild 3 und 4) zu entnehmen.

Eine schematische Darstellung für die Ausführung der Hinterfüllung bei Streckenneubau enthält Bild 1 (aus Ril 836. 4106 A01, Bild 4).

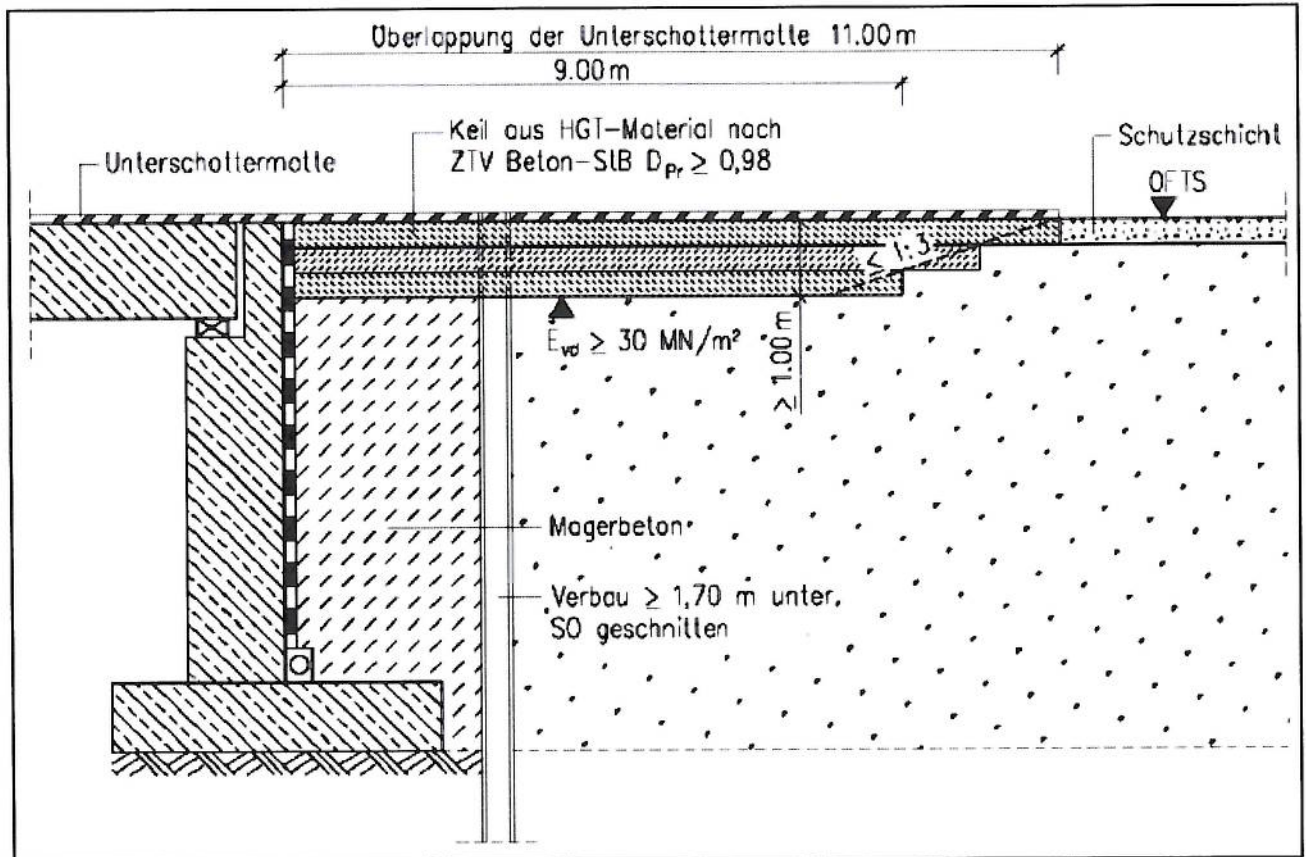


Bild 2: Beispiel für die Hinterfüllung von Widerlager-Baugruben mit Verbau bei Strecken mit $v \leq 230$ km/h (Ril 836.4106A01, Bild 3)

Hier soll im Grundriss senkrecht zur Gleisachse die Verbauachse angeordnet werden.

Der Bereich zwischen der erdseitigen Widerlagerwand und der verbleibenden Verbauwand ist mit Beton C12/15 („Magerbeton“) oder mit GW, GI, SW, SI nach DIN 18196 zu verfüllen. Alternativ kann eine Verfüllung mit qualifizierter Bodenverbesserung (vgl. Zone I Ril 836.4106A01, Bild 1 bzw. 4) erfolgen. Darüber endet der Keil aus HGT-Material in Streckenrichtung senkrecht zur Gleisachse. Dieser kann ebenfalls auch in Beton C12/15 („Magerbeton“) ausgeführt werden. Ansonsten ist das HGT_Material in Lagen von ≤ 40 cm aufzubauen. Weitere Hinweise zur Ausführung bzw. zum HGT-Material, Einbau der Unterschottermatte und deren statischer Bettungsmodul, etc. kann der Ril 836.4106A01 entnommen werden.

3.5 Hilfsbrücken

Bei einer Aufrechterhaltung des Eisenbahnbetriebs während der Baumaßnahmen ist der Einbau von Hilfsbrücken erforderlich. Für die Auflagerung der Hilfsbrücken schlagen wir vor, diese über Querträger auf den Trägern der Verbauwände aufzulagern. Wenn Spundwände des Baugrubenverbau als Widerlager für die Hilfsbrücke verwendet werden sollen, sind diese für die vertikalen und horizontalen Lasten zu dimensionieren. Ein einheitliches Berechnungsverfahren für die vertikale Tragfähigkeit von Spundwänden gibt es nicht. Eine Vordimensionierung für vertikale Lasten auf Basis von Erfahrungswerten kann, wie unten beschrieben, nach EAB /U 12/ durchgeführt werden. Grundsätzlich liefert eine Probelastung sicherere Ergebnisse als eine Dimensionierung auf der Basis von Erfahrungswerten und wird daher von uns empfohlen.

Die Lastabtragung einer Spundwand erfolgt über Spitzendruck und Mantelreibung. Als tragfähiger Boden gelten dabei nach EAB /U 12/ und EA-Pfähle /U 13/ nichtbindige Böden mit einem Spitzenwiderstand der Drucksonde von $q_c \geq 7,5 \text{ MN/m}^2$, was näherungsweise 8 Schlägen der schweren Rammsonde entspricht, und bindige Böden mit einer Scherfestigkeit des undränierten Bodens von $c_{u,k} \geq 0,1 \text{ MN/m}^2$.

Als ausreichend tragfähig können somit die mindestens mitteldicht gelagerten Terrassensande mit Schlagzahlen der schweren Rammsonde ≥ 8 Schlägen je 10 cm Eindringtiefe eingeschätzt werden.

Weiterhin ist die Abtragung von zusätzlichen Lasten neben der Eigenlast der Baugrubenkonstruktion und der Vertikalkomponente des Erddrucks nach EAB /U 12/ bei Spundwänden nur ab einer Mindesteinbindetiefe von $t_g \geq 3,0 \text{ m}$ zulässig. Anderenfalls sind genauere Nachweise erforderlich. Das heißt, die Spundwände müssen mindestens 3,0 m in die o.g. Schichten einbinden.

Die vertikale Tragfähigkeit von Spundwandkonstruktionen ergibt sich nach EAB /U 12/ wie folgt:

$$R_k = R_{b,k} + R_{s,k}$$

$$R_k = A_b \cdot q_{b,k} + A_s \cdot q_{s,k}$$

A_b ... vorhandene Aufstandsfläche (Stahlquerschnittsfläche)

$q_{b,k}$... charakteristischer Spitzendruck

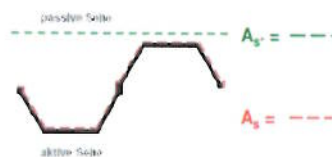
A_s ... tatsächlich vorhandene Mantelfläche unterhalb der Baugrubensohle

$q_{s,k}$... charakteristische Mantelreibung

Die Ermittlung des charakteristischen Fußwiderstandes $R_{b,k}$ ergibt sich gemäß EAB /U 12/ aus der vorhandenen Stahlquerschnittsfläche A_b und dem Spitzendruck.

$$R_{b,k} = A_b \cdot q_{b,k}$$


Der charakteristische Mantelwiderstand $R_{s,k}$ ermittelt sich aus der vorhandenen Mantelfläche A_s unterhalb der Baugrubensohle (nur auf der Baugrubenseite).

$$R_{s,k} = A_s \cdot q_{s,k}$$


Für den charakteristischen Spitzendruck $q_{b,k}$ und die charakteristische Mantelreibung $q_{s,k}$ können für nichtbindige Böden entsprechend Anhang A10 der EAB /U 12/ folgende Werte angenommen werden.

Tabelle 9: Orientierungswerte für Zusammenhänge zwischen Lagerungsdichte und Sondierwiderständen bei nichtbindigen Böden gemäß EA Pfähle /U 13/

Lagerung	Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c [MN/m ²]	Schlagzahl der schweren Rammsonde N_{10}
sehr locker	< 5	<4
locker	5,0 ... 7,5	4 ... 9
mitteldicht	7,5 ... 15,0	8 ... 18
dicht	15,0 ... 25,0	14 ... 30
sehr dicht	>25	>25

Tabelle 10: Erfahrungswerte für charakteristischen Spitzendruck $q_{b,k}$ und charakteristische Mantelreibung $q_{s,k}$ von Spundwänden in nichtbindigen Böden nach /U 12/

Mittlerer Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c [MN/m ²]	Spitzendruck im Bruchzustand $q_{b,k}$ [MN/m ²]	Mantelreibung im Bruchzustand $q_{s,k}$ [MN/m ²]
---	---	---
<7,5	---	0,01
7,5	7,5	0,02
15	15	0,04
≥25	20	0,05

Für bindige Böden sind in EAB keine Werte ausgewiesen. Für bindige Böden verweisen wir neben der EAB auf /U 18/. Danach können bei Spundwandprofilen die Werte der EA-Pfähle mit den Modellfaktoren $\eta_b = 1,3$ für den Spitzendruck und $\eta_s = 0,45$ für die Mantelreibung multipliziert werden. Daraus ergeben sich die in Tabelle 2 angegebenen Werte.

Tabelle 11: Erfahrungswerte für charakteristischen Spitzendruck $q_{b,k}$ und charakteristische Mantelreibung $q_{s,k}$ von Spundwänden in bindigen Böden

Scherfestigkeit des undrnierten Bodens $c_{u,k}$ [MN/m ²]	Spitzendruck im Bruchzustand $q_{b,k}$ [MN/m ²]	Mantelreibung im Bruchzustand $q_{s,k}$ [MN/m ²]
0,100	1,0	0,015
0,150	1,4	0,02
0,250	2,0	0,03

Zwischenwerte dürfen gradlinig interpoliert werden.

Tabelle 12: Charakteristischer Spitzendruck $q_{b,k}$ und charakteristische Mantelreibung $q_{s,k}$ korreliert aus vorangegangenen Tabellen für Schichten der Aufschlüsse BS 340 / BS 341 (ungünstiges Profil)

Teufe [m NN]	Schicht	Spitzendruck im Bruchzustand $q_{b,k}$ [MN/m ²]	Mantelreibung im Bruchzustand $q_{s,k}$ [MN/m ²]
GOK ... 36,60	Sand, locker	---	---
36,60 ... 35,80	Ton, steif	1,0	0,015
35,80 ... 33,80	Ton, weich	---	0,01
33,80 ... 30,25	Ton, steif	1,0	0,015
30,25 ... 29,35	Ton, weich	---	0,01
29,35 ... 24,25	Sand, md-di	15	0,04
24,25 ... 23,45	Schluff, breiig	---	---
23,45 ... 22,15	Sand, dicht	20	0,05
22,15 ... 21,75 ³⁾	Ton, steif	1,0	0,015

³⁾ Endbohrtiefe

Die Anwendung der oben angegebenen Erfahrungswerte setzt voraus, dass eine gewisse Vertikalverschiebung der Spundwand zugelassen werden kann. Anderenfalls sind die Werte abzumindern. Ferner wird ein Einrammen der Spundbohlen vorausgesetzt. Werden die Spundbohlen eingerüttelt, sind die Erfahrungswerte für Mantelreibung und Spitzendrucke auf 75 % abzumindern. Wir empfehlen daher, den letzten Meter in jedem Fall zu rammen.

Um die auftretenden Erschütterungseinwirkungen in den Baugrund sowie die Lärmbelästigung zu reduzieren, wäre die Möglichkeit des Vorbohrns gegeben. Dabei ist zu beachten, dass bei dem Einbringen von Spundbohlen bis zur vollen Solltiefe mit Auflockerungsbohrungen oder Spüllanzen der Ansatz von Mantelreibung und Spitzendruck durch einen sachkundigen Geotechniker neu eingeschätzt werden muss.

Für die Dimensionierung der Spundwandkonstruktionen sind die weitergehenden Forderungen, Empfehlungen und Hinweise der EAB /U 12/ und EA-Pfähle /U 13/ zu beachten.

3.6 Wiederverwendbarkeit der Aushubmassen

Als Bodenaushub für die Herstellung des Stahlbetonrahmens fallen Auffüllungen und pleistozäne Moränenablagerungen an. Diese Böden sind im Allgemeinen nicht als Hinterfüllmaterial der Widerlager nach Ril 836 geeignet. Sie können jedoch in Bereichen ohne besondere Anforderungen an Durchlässigkeit, Verdichtungsgrad, Frostempfindlichkeit usw. als Auffüllmaterial o.ä. eingesetzt werden.

Organische Böden (z.B. Oberboden) und Fremdbestandteile wie Wurzeln, Bauschutt, Schotter, Schlacke o. ä. sind vor einer Wiederverwendung auszusondern.

Die v.g. Aussagen beziehen sich ausschließlich auf die bautechnische Wiederverwendbarkeit von Aushubböden. Vor einer Wiederverwendung sind die Ergebnisse von abfalltechnischen Untersuchungen unbedingt zu berücksichtigen.

3.7 Einfluss der Baumaßnahmen auf angrenzende Bebauungen / Gleisanlagen

Um Gleissenkungen bzw. Nachsetzungen zu verhindern bzw. minimieren, sollten bei Verbauarbeiten möglichst erschütterungsarme Verfahren angewendet werden. Dennoch können Unterhaltungsarbeiten in den Betriebsgleisen nicht völlig ausgeschlossen werden. Als bahnseitige Schutzmaßnahme empfehlen wir, die Gleise während der Bauarbeiten visuell und messtechnisch zu überwachen und eine Langsamfahrstelle einzurichten.

4 Zusammenfassung / Schlussbemerkungen

Im vorliegenden geotechnischen Bericht sind die Baugrundverhältnisse und deren Bewertung für den Neubau der Eisenbahnüberführung Landgraben der Strecke 2270 Oberhausen – Emmerich (DB-Grenze) dargestellt. Gegenstand der Untersuchungen ist die Ermittlung von Bodenkennwerten und Berechnungsannahmen zur Unterbreitung von Gründungsvorschlägen für den Neubau der EÜ.

Der Baugrund besteht unter anthropogenen Auffüllungen aus pleistozänen Moränenablagerungen, die von Terrassensedimenten unterlagert werden. Die Beschreibung der Bodenverhältnisse wurde durch bodenphysikalische Laborversuche unteretzt. Das Grundwasser stand zum Zeitpunkt der Erkundung bei 28,55 m über NN. Es wurde eine Bodenprobe entnommen und auf beton- und stahlangreifende Inhaltsstoffe untersucht.

In Abschnitt 2 wird aus den erkundeten Bodenschichten ein Baugrundmodell gebildet und die zugehörigen Boden- und Berechnungskennwerte angegeben. Ferner werden in diesem Abschnitt Aussagen zur Rammfähigkeit und Versickerungsfähigkeit des Untergrundes gemacht. Angaben zur Gründung der EÜ, Baugrubensicherung und Wasserhaltung, Ausbildung der Hinterfüllung der Widerlager und Wiederverwendbarkeit der Aushubmassen enthält Abschnitt 3.

Für die Bemessung der Platte des Vollrahmens wurde die rechnerische Bettungsziffer ermittelt. Alternativ zur Flachgründung kann eine Tiefgründung erfolgen. Abhängig von der Pfahllänge einer Tiefgründung sind ggf. tiefere Aufschlüsse erforderlich.

Die punktförmig durchgeführten Bodenuntersuchungen geben einen guten Überblick über die vorhandenen Untergrundverhältnisse, sie schließen jedoch Abweichungen in Teilbereichen nicht aus. Wir empfehlen uns einzuschalten, wenn sich Abweichungen von den Untersuchungsergebnissen ergeben bzw. planungstechnische Änderungen durchgeführt werden, die Einfluss auf die Gründung des Bauwerkes haben.

Unsere beauftragten Leistungen für dieses Objekt sind hiermit abgeschlossen.

aufgestellt durch:


Dipl.-Ing. K. Schenck