



Geotechnischer Bericht

**Baugrundgutachten Leitungen Lippeverband PFA 1.3,
Durchpressung von Schutzrohren DN 1500 5%
in Dinslaken Hühnerheide LpH 2**

**Stadt Dinslaken, Fachdienst Tiefbau
Hünxer Straße 81, 46537 Dinslaken**

DB Engineering & Consulting GmbH

I.TV-W-U

Zum Portsmouthplatz 6

47051 Duisburg

29.11.2021

Prüf- und Freigabezeichnung für die aktuell gültige Version

Erstellt		Fachgeprüft	Fachlich freigegeben
Ort, Datum	Duisburg, 03.05.2022	Duisburg, 03.05.2022	
Name	 Datum: 2022.05.03 13:53:50 +02'00' Adham Sarhan	 Digital unterschrieben von Hölzer, Jens Datum: 2022.05.05 09:03:55 +02'00' Jens Hölzer	
Organisation / Funktion	I.TV-W-U Projektingenieur	I.TV-W-U Projektingenieur	

Versionen

Version	Datum	Autor	Änderungen
01	03.05.2022	A. Sarhan	Erstausgabe

Inhaltsverzeichnis	Seite 3
1.1	Unterlagen 7
1.2	Vorgang / Aufgabenstellung 10
1.3	Aufschlussarbeiten und Laboruntersuchungen 10
2	Darstellung / Bewertung der Untersuchungsergebnisse 11
2.1	Beschreibung der örtlichen Verhältnisse 11
2.2	Beschreibung der geplanten Baumaßnahmen 12
2.3	Geologie 12
2.4	Baugrundverhältnisse - Schichtenaufbau 13
2.5	Baugrundmodell 14
2.6	16
2.7	Hydrogeologische / wasserwirtschaftliche Verhältnisse 16
2.8	Betonaggressivität und Stahlkorrosivität des Bodens 17
2.9	Erdbebeneinwirkung und Frosteinwirkzone 18
2.10	Altbergbau/ Gefährdungspotentiale 19
2.11	Rammfähigkeit, Vibrieren und Einpressen des Untergrunds 19
2.12	Versickerungsfähigkeit des Untergrundes 20
2.13	Kampfmittel 21
3	Gründungstechnische Schlussfolgerungen / Empfehlungen 21
3.1	Allgemeines 21
3.2	Technische Angaben zu den Rohrvorschubarbeiten 22
3.3	Geforderte Mindestüberdeckung oberhalb der Schutzrohre 22
3.4	Bodenverdrängungsverfahren 23
3.5	Bodenentnahmeverfahren 23
3.6	Hinweise und Empfehlungen für die Vortriebsarbeiten 24
3.7	Verformungsberechnung 25
3.8	Sicherheitskonzept 26
3.9	Start- und Zielgrube 28
3.9.1	Baugrubenverbau 28
3.9.2	Wasserhaltung 35

3.9.3	Baugrubensohle	36
3.10	Wiederverfüllung der ausgehobenen Böden der Baugruben	36
4	Homogenbereiche	38
4.1	Allgemeines	38
4.2	Gewerk Erdarbeiten gemäß DIN 18300 (ERD)	40
4.2.1	Homogenbereich ERD A	40
4.2.2	Homogenbereich ERD B1	41
4.2.3	Homogenbereich ERD C1	43
4.3	Gewerk Rohrvortriebsarbeiten gemäß DIN 18319 (ROH)	44
4.4	Homogenbereich ROH B1	44
4.5	Gewerk Ramm-, Rüttel- u. Pressarbeiten gemäß DIN 18304 (RAM)	45
4.5.1	Homogenbereich RAM A1	45
4.5.2	Homogenbereich RAM B1	46
4.5.3	Homogenbereich RAM C1	47
5	Schlussbemerkungen und Hinweise	48

Tabellen	Seite 5
Tabelle 1: Zusammenfassung wichtige Abmessungen der Baugruben	12
Tabelle 2: Baugrundmodell	15
Tabelle 3: Charakteristische Rechenwerte aus Erfahrungen	16
Tabelle 4: Korrosionswahrscheinlichkeit metallischer Werkstoffe	17
Tabelle 5: empfohlene Werte für den Dickenverlust in mm infolge Korrosion bei Pfählen und Spundbohlen in Böden mit und ohne Grundwasser, gemäß DIN EN 1993-5 Tab. 4-1	18
Tabelle 6: Rammfähigkeit	19
Tabelle 7: Versickerungsfähigkeit nach DWA-A 138	21
Tabelle 8: Spitzendruck und Mantelreibung für die Spundwand nach EAB	31
Tabelle 9: Abminderungsfaktoren	31
Tabelle 10: Kennwerte für Mantelreibung und Spitzendruck bei Austauschbohrungen	32
Tabelle 11: Bettungsmodul unter Wasser bei nichtbindigen Böden: Spanne der Erfahrungswerte für $\mu_a \approx 1,0$ für die Bemessungssituation BS-T nach EAB	32
Tabelle 12: Grenzlastermantelreibung von Ankern Abbildung 6 mit und ohne Nachverpressung	35
Tabelle 13: Höhe der Baugrubensohlen	36
Tabelle 14: Übersicht der abgegrenzten Homogenbereiche	39
Tabelle 15: Homogenbereich ERD A1	41
Tabelle 16: Homogenbereich ERD C1	43
Tabelle 17: Homogenbereich ROH B1	44
Tabelle 18: Homogenbereich RAM A1	45
Tabelle 19: Homogenbereich RAM B1	46
Tabelle 20: Homogenbereich RAM C1	47

Abbildungen	Seite 6
Abbildung 1: Auszug aus Geo++® GNRaiLNav (geopp.de) mit Markierung der geplanten Maßnahmen	11
Abbildung 2: Querprofil Rohrvortrieb	22
Abbildung 3: Bezeichnungen zur Überdeckung	23
Abbildung 4: Ril 836.0700, Bild 6, Fassung 1999	25
Abbildung 5: Ansatz vertikale Tragfähigkeit von Spundwandkonstruktionen	30
Abbildung 6: Grenzwerte der mittleren Mantelreibung bei Ankern in feinkörnigen (bindigen) Böden	35
Abbildung 7: Darstellung der Begriffe für Leitungszone und Hauptverfüllung nach DIN EN 1610 auf Prinzipskizze).	37
Abbildung 8: Geforderte Lagerungsdichten nach ZTVE-StB 17 in Straßen und Wegen (Prinzipskizze).	38

Anlagen	Seite 6
Anlage 1	Abkürzungsverzeichnis
Anlage 2	Aufschlusslageplan
Anlage 3	Bohr- und Sondierprofile
Anlage 4	Bodenmechanische Laborversuche
Anlage 5	Untersuchungsergebnisse der Betonaggressivität und Stahlkorrosivität
Anlage 6	Fotodokumentation
Anlage 7	Homogenbereiche

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/ Lageplan, Markierung der Suchschachtungen, ABS 46/2 Grenze D/NL- Emmerich - Oberhausen Bauabschnitt 2, Planfeststellungsabschnitt 1.3, 601 (2×Abwasser+1×Reinwasser)-741, Blatt 1/1, DB km 10,740-10,980, Maßstab 1:500, erstellt vom Ingenieurbüro Auschart GmbH, am 01.03.22
- /U 2/ Querprofil Entwurfsplanung_Vorabzug, ABS 46/2 Grenze D/NL- Emmerich - Oberhausen Bauabschnitt 2, Planfeststellungsabschnitt 1.3 , 601 (2×Abwasser+1×Reinwasser)-741 DB km 10,740- 10,980, Blatt 1/1, Maßstab 1:100, erstellt vom Ingenieurbüro Auschart GmbH, am 01.03.22
- /U 3/ Querprofil Entwurfsplanung_Vorabzug, ABS 46/2 Grenze D/NL- Emmerich - Oberhausen Bauabschnitt 2, Planfeststellungsabschnitt 1.3, 601(1×Reinwasser)- DB km 10,098, Blatt 2/2, Maßstab 1:100, erstellt vom Ingenieurbüro Auschart GmbH, am 01.03.22
- /U 4/ Planfeststellungsabschnitt 1.3 Lageplan Baugrunderkundung Durchlass km 10,751, ABS 46/2 Landesgrenze NL/D- Emmerich - Oberhause, Plannummer 4.13.BG.LP.001.1.0, DB International GmbH, Baugrund, Bereich West, Büro Duisburg.
- /U 5/ Geotechnischer Bericht, Bauvorhaben ABS 46/2 Oberhausen- Emmerich Teilabschnitt 10,064- 20,500 Strecke und Erdbauwerke, erstellt von DB E&C 2015
- /U 6/ Ergebnisse der Aufschlussarbeiten der DB E&C vom 19.04.2022 beim km 10,0+980 der Strecke 2270 im Bereich der Ziel- und Startgrube.
- /U 7/ Ergebnisse der Aufschlussarbeiten zum II Bauabschnitt ABS 46/2 km 10,0+10,40 von 2009, gezeichnet von DB International GmbH, Baugrund Büro Duisburg am 11/2014
- /U 8/ Laborergebnisse von igi Consult, ABS 46/2 Oberhausen - Emmerich Erkundungsphase Stufe 2 PF 20157 vom 09.12.2009 beim km 10,063, Strecke 2270
- /U 9/ Geotechnischer Bericht, ABS 46/2 Grenze D/NL- Emmerich - Oberhausen, Teilobjekt EÜ Landgraben, km 10,062
- /U 10/ Arbeitsblatt DWA-A 138 „Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser“, Stand: 05/2005.
- /U 11/ Ril 836 Erdbauwerke planen, bauen und Instandhalten, 7. Aktualisierung, 01.11.2019.

- /U 12/ ZTV E-StB 17 Zusätzliche Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau, Ausgabe 2017.
- /U 13/ EAB 2012 - Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“; Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 5. Auflage; Verlag Ernst & Sohn, 2012.
- /U 14/ Grundbautaschenbuch Teil 1: Geotechnische Grundlagen; Verlag Ernst & Sohn, 2018.
- /U 15/ Ingenieurgeologische Karte Dinslaken, Herausgegeben vom Geologischen Landesamt Nordrhein. Westfalen 1995
- /U 16/ Internetseite des Ministeriums für Klimaschutz, Umwelt, Landwirtschaft, Natur und Verbraucherschutz NRW (aufgerufen 26.05.2021):
<http://www.elwasweb.nrw.de/elwas-web/map/index.jsf>
- /U 17/ GFZ Potsdam, Zuordnung von Orten zu Erdbebenzonen: (aufgerufen: 27.04.2022)
http://www.gfz-potsdam.de/din4149_erdbebenzonenabfrage/
- /U 18/ Daten- und Kartendienst des Ministeriums für Klimaschutz, Umwelt, Landwirtschaft, Natur- und Verbraucherschutz des Landes NRW, Onlinedienst, ELWAS-WEB:
<https://www.elwasweb.nrw.de/elwas-web/index.jsf#>, Stand [26.05.2021]
- /U 19/ Geologischer Dienst Nordrhein-Westfalen -Landesbetrieb-, Gefährdungspotentiale des Untergrundes in NRW, http://www.gdu.nrw.de/GDU_Buerger/Buerger.html, Bezirksregierung Arnsberg, Stand 27.04.2022.
- /U 20/ DIN 18300:2016-09, VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen - Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) - Erdarbeiten
- /U 21/ DIN 18319:2016-09, VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen - Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) - Rohrvortriebsarbeiten
- /U 22/ DIN 18304:2016-09, VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen - Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) - Ramm-, Rüttel- und Pressarbeiten
- /U 23/ Abrasivität in der Großbohrtechnik - Versuchstechnik und praktische Erfahrungen, Beckhaus, K., BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobhausen, Thuro, K., Lehrstuhl für Ingenieurgeologie, Technische Universität München
- /U 24/ NORM für Kanalnetz, Einbau von Abwasserkanälen, Regelblatt 15, Berliner Wasserbetrieb, Februar 2016



/U 25/ Einzelvertrag Nr. A036359 über Baugrundgutachten Leitungen Lippeverband PFA 1.3
Zur Rahmenvereinbarung Nr. 20FEI46027

1.2 Vorgang / Aufgabenstellung

Geplant sind zwei Schutzrohre DN 1500 mit einer Länge von jeweils 34,90 m unterhalb der Bahnstrecke 2270 beim km 10,0+740 und km 10,0+980 von der nordwestlichen Seite zur südöstlichen Seite bzw. von der bahnrechten Seite zur bahnlinken Seite der Strecke 2270 zu durchpressen.

Die DB Engineering & Consulting GmbH, Umwelt- und Geoservice wurde von der Stadt Dinslaken auf der Grundlage des eines Einzelvertrages /U 25/ beauftragt, den Baugrund im Bereich der Schutzrohre DN 1500 bzw. der Start- und Zielgruppe zu erkunden und auf Grundlage dieser Ergebnisse einen Geotechnischen Bericht mit Angabe von Gründungsempfehlungen zu erstellen.

1.3 Aufschlussarbeiten und Laboruntersuchungen

Die Aufschlussarbeiten im Bereich des Pressrohres wurden durch DB Engineering & Consulting - UGS am 19.04.2022 und 20.04.2022 durchgeführt. Zur Erkundung des vorhandenen Baugrundes und Entnahme von gestörten Bodenproben wurden folgende Untersuchungen im Bereich der Start- und Zielgruppe durchgeführt:

- 2 Kleinrammbohrungen (KRB1 und KRB 2)
- 1 schwere Rammsondierungen (DPH1)

Alle Aufschlüsse wurden auf Normalhöhennull (NHN in m) eingemessen.

Die Entnahme der gestörten Bodenproben erfolgte je lfd. Meter bzw. bei Schichtwechsel.

Die Lage der Aufschlüsse ist in Anlage 2 dargestellt. Die Baugrundprofile und Sondierdiagramme sind in Anlage 3 aufgetragen.

Zur genaueren Klassifizierung der Bodenarten in Bodengruppen nach DIN 18196 und einer Einteilung der Schichten in Homogenbereiche wurden eine Handspezifizierung durchgeführt. Aus den benachbarten Bereichen der Rohrpressstelle wurden bodenphysikalischen Laboruntersuchungen aus dem Jahr 2009, herangezogen (BS/DPH 340) /U 7//U 8/.

Die alten Aufschlüsse waren notwendig um Baugrundgutachten/Gründungsempfehlung für EÜ Landgraben beim km 10,062 zu erstellen.

Zur Klassifizierung der erkundeten Schichten mittels KRB1 und KRB2 am 19.04.2022 wurden folgende Versuche der BS 340 aus dem Jahr 2009 herangezogen. Dabei handelt es sich um folgende Versuche:

- 1 Nasssiebungen nach DIN EN ISO 17892-4
- 1 Zustandsgrenze nach DIN 18 123

Die Ergebnisse der bodenphysikalischen Laboruntersuchungen sind in Anlage 4 abgelegt.

2 Darstellung / Bewertung der Untersuchungsergebnisse

2.1 Beschreibung der örtlichen Verhältnisse

Das Projektareal befindet sich im Südost der Stadt Dinslaken. Das Gebiet ist über die Sterkrader Str. erreichbar.

Das Gelände ist flach. Auf der nordwestlichen ist ein bewaldetes Gelände, das sich etwa 3 m von Baugelände erhebt. Etwa 20 m westlich entfernt von der vorgesehenen Zielgruppe bei km 10+980 befindet sich ein Wohnhaus. Südöstlich etwa 20 m entfernt der Rohrdurchpressstelle liegt ein 1,5 m tiefen Wassergraben.

Die nachfolgende Abbildung 1 zeigt mit den roten Markierungen die ungefähre Lage der Bauvorhaben:



Abbildung 1: Auszug aus Geo++® GNRaiLNav (geopp.de) mit Markierung der geplanten Maßnahmen

2.2 Beschreibung der geplanten Baumaßnahmen

Es ist vorgesehen zwei Schutzrohre DN 1500 mit 5% Neigung von der bahnrechten Seite zur bahnlinken Seite des der zurzeit zweigleisigen Strecke 2270 zu durchpressen.

Die zwei Rohre verlaufen parallel zueinander und sind 24 m voneinander entfernt. Jedes Rohr hat eine Gesamtlänge von 34,9 m. Diese kommen bei km 10,0+740 und km 10,0+980 zu liegen.

Es ist vorgesehen bei km 10,0+74 die letzten 7 m des Schutzrohres vor der Zielgrube mittels offener Bauweise zu verlegen. Die ersten 27 m wird das Rohr durchpresst.

Es muss erwähnt werden, dass es vorgesehen ist die Strecke dreigleisig auszubauen.

Folgende Tabelle fasst einige aus geotechnischer Sicht wichtige Abmessungen zusammen:

Tabelle 1: Zusammenfassung wichtige Abmessungen der Baugruben

Station	km 10,0+74		Km 10,0+98	
Bauwerksteil	Startgrube	Zielgrube	Startgrube	Zielgrube
Höhe des Rohrscheitels [m NHN]	34,92	35,10	34,92	35,10
Höhe der Rohrsohle [m NHN]	33,42	33,60	33,42	33,60
Geländehöhe [m NHN]	37,77	37,48	37,57	37,70
Höhe der Baugrubensohle [m NHN]	33,42	33,10	32,92	33,10

Die einheitlichen Abmessungen der Startgruben betragen 12 m x 4,0m x 4,5m und die Zielgruben 4,0m x 4,0m x 4,5m.

2.3 Geologie

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 Schüttfläche des Rheines ist flach nach Norden geneigt. Die natürliche Reliefgestaltung des mit tertiären und quartären Sedimenten gefüllten Senkungsraums vollzug sich in erster Linie durch den früheren und heutigen Oberflächen Wasserzufluss.

Westlich geprägt ist der Untersuchungsraum von den fluviatilen Ablagerungen des Holozäns und des Pleistozäns die im Bereich des P A- 1 größtenteils zu den Terrassen und Auenablagerungen des Rheines gehören. Diese entstanden durch zyklischen Wechsel von Akkumulation und

Erosion in Abhängigkeit von Kalt- und Warmzeiten. Darüber hinaus sind Moränenablagerungen als Zeugen von Inlandeisverstoße sowie die vom Wind abgelagerten Dünensande und Flugsanddecken vertreten im Planungsraum sind dies im westlichen:

- Holozäne Auelehme und Auesande
- Holozäne Auenterrassen
- Pleistozäne bis holozäne Flugsande und Dünenablagerungen
- Pleistozäne bis holozäne Hochflutlehm und Hochflutsande
- Pleistozäne Terrassenablagerung (weichseleiszeitlich, ältere Niedertrasse)
- Pleistozäne Moränenablagerungen (Saaleeiszeitlich)
- Pleistozäne Stillwasserablagerungen (Saaleeiszeitlich)
- Pleistozäne Terrassenablagerungen (saaleeiszeitlich, untere Mittelterasse)

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

Tektonisch ist die Niederrheinische Bucht grabenartiger, in einzelne Teilschollen Zerfallener Senkungsraum mit in vertikaler und horizontaler Richtung unterschiedlich ausgeprägten Bewegungskomponenten. Die gegenwärtige Gestalt der Niederrheinische Bucht begann sich mit dem Absenkungsvorgang im späten rund 10 Mio. Jahren herauszubilden. Die tektonischen Vorgänge führten zum Auseinanderdriften des heutigen Bergischen Landes und der Eifel, die Erdküste zerbrach entlang NW-SO streichender Verwerfungen in verschiedenen Bruchschollen.

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

2.4 Baugrundverhältnisse – Schichtenaufbau

Auffüllung

Zunächst wurde mit den Aufschlüssen rollige Auffüllungen erkundet. Diese treten als mittelsandiger, schwach humose bis humoser Feinsand sowie schluffiger, kiesiger fein bis Grobsand durchsetzt mit Ziegel- sowie Wurzelresten auf. Den Auffüllungen sind nach DIN 18196 die Bodengruppen OH, SU* zuzuordnen. Die Mächtigkeit der Auffüllungen beträgt 0,7 Meter. Die

Unterkante der aufgefüllten Schichten liegt zwischen und 37,0 m NHN (KRB 1) und 36,87 m NHN (KRB 2) bei der. Die Lagerungsdichte wird als locker eingeschätzt [**Schicht 1**].

Pleistozänen Moränenablagerungen

Unter den Auffüllungen wurde durchgängig Moränenablagerung erkundet. Die Moränenablagerungen stellen sich als schluffig, sandige bis stark sandig, schwach kiesige (abgerundet) partiell sehr schwach organische Tone.

Den leicht plastischen und partiell mittelmiesigen Tone, kann überwiegend eine steife bis halbfeste Konsistenz (Handspezifizierung) zugeschrieben werden (**Schicht 2.1**). Im unteren Bereich der BS 340 weist der Ton ab einer Tiefe von 6,5 m bis 7,5 m u GOK weiche Konsistenz auf (**Schicht 2.2**).

Die erkundete Mächtigkeit liegt zwischen 6,3 m (KRB1) und 6,5 m (KRB2). Bei den Abschlüssen wurde die Moränenablagerung durchteuft und endet bei einer Höhe von 30,7 m NHN und 30,37 m NHN. Gemäß DIN18 196 sind diese der Bodengruppe TM – TL zu zuordnen

Pleistozänen Terrassensedimente

Es handelt sich dabei um einen mittelmiesigen, grobsandigen schwach schluffigen Feinkies GW, GU gemäß KRB1 und KRB 2 bzw. Fein- bis Grobsand, kiesig schwach schluffig SU, SI gemäß BS 340. Der durchgeführte schwere Rammsondierung am 19.04.2022 wurde bei einer Tiefe von 6,0 m u GOK abgebrochen. Daher wurde zur Auswertung der Lagerungsdichte der Terrassenkiese Ergebnisse der schwere Rammsonde DPH 340 herangezogen. Die Lagerungsdichte, kann als dicht (**Schicht 3**) zu beschreiben.

Die genannten Aufschlüsse KRB1 und KRB 2 vom 19.04.2022 enden in dieser Schicht bei 27,7 m NHN (KRB 1) und 28,87 m NHN (KRB 2). Die erkundete Mächtigkeit beträgt zwischen 3,0 Meter und 1,5 m.

Die detaillierten Schichtenverläufe sind der Anlage 3 zu entnehmen. Die Laborversuche der ausgewählten Bodenproben der BS 340 vom Jahr 2009 sind in Anlage 4 abgelegt. Den erkundeten Böden lassen sich in der Tabelle 2 enthaltenen Kennwerte, anhand erwähnten Laboruntersuchungen sowie regionale Erfahrungswerte zuordnen.

2.5 Baugrundmodell

Im Ergebnis der Baugrunderkundungen und der bodenmechanischen Untersuchungen lässt sich für den Untersuchungsbereich ein Baugrundmodell entwickeln, welches für die Bewertung der Baugrundverhältnisse herangezogen wird. Dabei wurden Böden mit annähernd gleichen

bodenphysikalischen und bodenmechanischen Eigenschaften in Schichten zusammengefasst.
 Zur besseren Übersicht wurde für das Projekte ein einheitliches Baugrundmodell entwickelt

Tabelle 2: Baugrundmodell

<u>Schicht 1</u>	Auffüllung, nichtbindig, schluffiger Sand	Schichtunterkante = 37,0 bis 36,87m NHN
	Klassifikation lt. DIN 18196 [OH, SU*]	Schichtmächtigkeit = 0,7 m
	Lagerungsdichte: locker	Frostempfindlichkeit: F2: [SU*] F3: [OH]
<u>Schicht 2</u>	- Pleistozän, Moränenablagerung	Schichtunterkante = 30,7 bis 30,37 m NHN
	- Klassifikation lt. DIN 18196	Schichtmächtigkeit = 6,3 bis 6,5 m
<u>Schicht 2.1</u> <u>Schicht 2.2</u>	Konsistenz: steif bis halbfest Konsistenz: weich	Frostempfindlichkeit: F3: TL, TM
<u>Schicht 3</u>	- Pleistozän, Terrassensedimente	Wurde bis maximal 27,7 m erkundet (KRB1)
	- Klassifikation lt. DIN 18196	= GW, GU, SI, SU
	Lagerungsdichte: dicht	Frostempfindlichkeit: F1: GW, SI F2: GU, SU

2.6

Bodenrechenwerte den erkundeten Baugrundsichten können aus den Laborversuchen vom Jahr 2009 und Erfahrungen für erdstatische Berechnungen /U 15/ folgende charakteristische Berechnungs-kennwerte und Bodengruppen zugeordnet werden. Die Angabe des dynamischen Steifemoduls erfolgte in Anlehnung an den Tafel 5.22 in /U 14/

Tabelle 3: Charakteristische Rechenwerte aus Erfahrungen

Schicht	Boden- gruppe DIN 18196	Lagerung/ Konsistenz/ Verwitterungs- grad*	Wichte		Scherfestigkeit		Steifemodul	
			über Wasser	unter Auftrieb	wirks. Reibungs- winkel	wirks. Kohäsio n	stat.	dyn.
			γ_k [kN/m ³]	γ'_k [kN/m ³]	φ'_k [°]	c'_k [kN/m ²]	$E_{s,k}$ [MN/m ²]	$E_{s,dyn,k}$ [MN/m ²]
1	[SE, SU*, GU*, OH]	steif	16,5	9,0	30,0	-	5	50
2.1	TL, TM	steif bis halbfest	20,0	11,0	27,5	12	20	160
2.2	TL, TM	weich	19	9	25,0	5	3	33
3	GW, GU, SI, SU	dicht	21	11	35	0	80	350

Für die steife bis halbfeste Tone ist mit einer undräßierte Scherfestigkeit c_u von 50 bis 100 kN/m² zu zurechnen.

2.7 Hydrogeologische / wasserwirtschaftliche Verhältnisse

Die Aufschlussarbeiten wurden am 19.4.2022 und 20.4.2022 durchgeführt. Zum Zeitpunkt der Untersuchung wurde im Aufschluss KRB1 Grundwasserstand bei einer Tiefe von ca. 8 m u GOK bzw. bei 29,7 m NHN angetroffen

Aufgrund der gemessenen Wasserstände der Messstelle 0465112171 -A 05001 die 400 südöstlich der untersuchten Stelle liegt, kann ein maximaler Wasserstand von 30,23 m NHN angenommen werden. Damit beträgt der mindeste Wasserflurabstand ca. 7,38 m.

In der Datentabelle der o.g. Wassermessstelle ist darauf hingewiesen, dass eine Grundwasserstandsveränderungen durch Rechtsrheinische Steinkohle, besonders durch Geländeänderungen möglich ist.

Es ist jedoch anzunehmen, dass der Grundwasserleiter unterhalb der bindigen Moränenablagerungen je nach Wasserstand gespannt vorliegen kann.

Gemäß /U 5/ wurde oberhalb der Moränenablagerungen, die bereits 0,7 Meter unter Geländeoberkante angetroffen Schichtwasser angetroffen. In Niederschlagsreichenzeiten kann das Schichtwasser auch in großen Mengen anfallen.

Nach einer Betrachtung der Messstellen aus /U 16/ und des ermittelten Grundwasserstandes in KRB 1, werden folgende Bemessungswasserstände angenommen. Hierbei handelt es sich um Maximalwerte, welche auf dem betrachteten Untersuchungsbereich nur punktuell auftreten können.

endbauzeitlicher Bemessungswasserstand: 30,70 m NHN

bauzeitlicher Bemessungswasserstand: 30,20 m NHN

Der bauzeitliche Bemessungswasserstand kann für vorübergehende Bauzustände (z.B. Baugrube) als Bemessungswasserstand zugrunde gelegt werden, wenn hieraus entstehende baubetriebliche Erschwernisse (Stillstand, Flutung, Reinigungsmaßnahmen etc.) toleriert werden können und die Standsicherheit auch unter Ansatz des endbauzeitlichen Bemessungswasserstandes gewährleistet ist.

Der Untersuchungsbericht gehört zu keinem Trinkwasserschutz- oder Überschwemmungsgebiet.

2.8 Betonaggressivität und Stahlkorrosivität des Bodens

Zur Beurteilung der Betonaggressivität und Stahlkorrosivität des Bodens wurden die Untersuchungsergebnisse der D- BS 90 beim km 10,066 (bahnlinks) (vgl. Anlage 5) herangezogen. Dabei wurden Bodenproben entnommen aufgeschlämmt und auf Beton -und Stahl angreifende Inhaltsstoffe untersucht wurden.

Danach gilt die untersuchte wurden Proben nach Din 4030 als nicht Beton angreifend. Die Untersuchung des Bodens auf Korrosionswahrscheinlichkeit unterlegiert und niederlegierter Eisenwerkstoffe ergab folgende Ergebnisse:

Tabelle 4: Korrosionswahrscheinlichkeit metallischer Werkstoffe

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

Nach DIN 50929, Teil 3 hat bei der Beurteilung von Bauteilen (wie z.B. Rammpfähle) die bleibende Festigkeit Priorität. Hier ist die Geschwindigkeit der Flächenkorrosion von Bedeutung.

Für die Bemessung der Korrosionsraten nach DIN EN 1993-5 Tab. 4-1 können die Auffüllungen als nicht aggressive Auffüllung und die anstehenden Böden darunter vorwiegenden als ungestörte natürlich gewachsene Böden eingestuft werden

Die empfohlenen Werte können der nachfolgenden Tabelle entnommen werden.

Tabelle 5: empfohlene Werte für den Dickenverlust in mm infolge Korrosion bei Pfählen und Spundbohlen in Böden mit und ohne Grundwasser, gemäß DIN EN 1993-5 Tab. 4-1

geforderte planmäßige Nutzungsdauer	5 Jahre	25 Jahre	50 Jahre	75 Jahre	100 Jahre
Ungestörte natürlich gewachsene Böden (Sand, Schluff, Ton, Schiefer,...)	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Verunreinigte natürliche Böden und industrielle Standorte	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Aggressive natürliche Böden (Sumpf, Marsch, Torf,...)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Unverdichtete nicht-aggressive Auffüllungen (Ton, Schiefer, Sand, Schluff,...)	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Unverdichtete aggressive Auffüllungen (Asche, Schlacke...)	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75
ANMERKUNG 1 Korrosionsraten in verdichteten Auffüllungen sind niedriger als in unverdichteten. Bei verdichteten Böden sollten die Werte in dieser Tabelle halbiert werden. ANMERKUNG 2 Den Werten für 5 Jahre und 25 Jahre liegen Messungen zugrunde, während die anderen Werte extrapoliert sind.					

2.9 Erdbebeneinwirkung und Frosteinwirkzone

Der Untersuchungsbereich befindet sich in Dinslaken (PLZ 46535). Dieser gehört, bezogen auf die Koordinaten der Ortsmitte, zu keiner und keiner Untergrundklassen Erdbebenzone /U 17/ Dementsprechend sind keine besonderen Maßnahmen zur Erhöhung der Erdbebensicher erforderlich.

Das Projektareal liegt gemäß der Karte aus der Ril 836.4101A04 /U 11/ in der Frosteinwirkungszone I.

2.10 Altbergbau/ Gefährdungspotentiale

Im Untersuchungsbereich der Strecke 2270 sind gemäß /U 19/ keine Gefährdungspotenziale durch Altbergbau verzeichnet.

2.11 Rammfähigkeit, Vibrieren und Einpressen des Untergrunds

Die erkundeten Baugrundsichten sind in Kapitel 2.4 ausführlich beschrieben. 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 und den Erfahrungen mit vergleichbaren Böden.

Tabelle 6: Rammfähigkeit

Schicht	Bodenart	Rammfähigkeit
1	Nichtbindige Auffüllungen, locker	leicht bis mittelschwer
2.1	Pleistozäne, Moränenablagerungen, steif bis halbfest	Mittelschwer
2.2	Pleistozäne, Moränenablagerungen, steif bis weich	leicht
3	Pleistozäne, Terrassensande, dicht	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 keine gröberen 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 Moränenablagerung sind die steifen bis halbfesten Tone (Schicht 2.1) als mittelschwer einzuschätzen. Die weichen Tone dagegen Schicht 2.2 sind leicht einzuschätzen. Die Terrassensande werden aufgrund der dichten Lagerungsdichte (Schicht 3) als schwer eingeschätzt.

Werden Bauelemente in der Terrassen Sandschicht eingerammt dann 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 Findlinge (Steine und Blöcke) Klammer zugerechnet werden muss. Zu beachten ist außerdem, dass die schwach stufigen Sande generell sehr verlagerungsempfindlich sind. Die erkundeten Schichten gelten als

grundsätzlich Rammfähig. Es ist jedoch ein fachgerechtes Rammen mit entsprechend geeigneter Technik, ausreichend bemessener Bauteile und Erfahrung erforderlich

Bei Rammungen sollten generell folgende Grundsätze beachtet werden:

- Zur Verringerung der dynamischen Anregungen sollten möglichst erschütterungsarmes Verfahren angewendet werden.
- Die Spundwände sollten nach Möglichkeit in einem Zug bis zur Endtiefe gerammt werden. Sofern ein Nachrammen vorgesehen ist, muss die Verweilzeit bis zum Rammen auf Endtiefe minimiert werden, um den „Festwachseffekt“ zu vermeiden.
- Während des Rammens sind benachbarte Gleisanlagen und Bebauungen ständig zu beobachten. Eventuell auftretende Setzungen/Schwingungen an den Gebäuden sind besonders zu beachten und zu beobachten.

Sofern Rammarbeiten vorgesehen sind, empfehlen wir, zur Auswahl der Rammtechnologie und Rammgeräte eine Fachfirma einzuschalten. Die von uns vorgenommenen Einschätzungen zur Rammbarkeit schließen nicht die Erfahrungen von Baufirmen bei der Durchführung von Rammarbeiten mit ähnlichen Baugrundverhältnissen ein.

2.12 Versickerungsfähigkeit des Untergrundes

Nach DWA-A 138 „Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser“ /U 10/ 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.

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

Die erkundeten Pleistozänen Moränenablagerungen der Baugrube der Bodengruppen TL, TM Schicht 2.1 und Schicht 2.2 besitzen erfahrungsgemäß. k_f -Werte $< 10^{-7}$ bis 10^{-10} m/s und sind somit nach DWA-138 /U 10/ für eine Versickerung nicht geeignet. Die Sande/Kiese der Bodengruppe SI, SU, GU, GW Schicht 3 besitzen aus den Erfahrungen k_f -Werte $> 10^{-5}$ m/s und sind daher ausreichend durchlässig. Die oben erwähnte erforderliche Mächtigkeit des

Versickerungsraumes nach DWA-A 138 ist bei der Planung von Versickerungseinrichtungen der Schicht 3 zu beachten.

Die Versickerungsfähigkeit der Schichten ist in Abhängigkeit der aus Kornverteilungskurven ermittelten k_f -Werte (siehe Anlage 4) und unter Berücksichtigung des Korrekturfaktors von 0,2 nach DWA-A 138 wie folgt einzuschätzen:

Tabelle 7: Versickerungsfähigkeit nach DWA-A 138

Schicht	Bodengruppe	k_f -Werte [m/s]	$k_{f,korr}$ -Werte [m/s]	Versickerungsfähigkeit
1	[OU, SU*]	--	10^{-6} bis 10^{-9}	
2.1 und 2.2	TL- TM	--	10^{-7} bis 10^{-10}	nicht versickerungsfähig
3	GW, GU, SU, SI	$7,6 \times 10^{-5}$	$1,5 \times 10^{-5}$	versickerungsfähig

^{*)} keine Laborversuche vorhanden, abgeleitet aus Erfahrungswerten

2.13 Kampfmittel

Seitens der Bauherrschaft wurde keine Kampfmittelabfrage bei dem Aufsteller angefragt. Es ergeht an dieser Stelle die Empfehlung, die Kampfmittelfreiheit im Zuge der weiteren Planung sicherzustellen. Die Verantwortung hierfür trägt die Bauherrschaft. Bei Eingriffen ins Erdreich ist vor Beginn der Arbeiten die Kampfmittelfreiheit der Baufelder herzustellen bzw. zu verifizieren.

3 Gründungstechnische Schlussfolgerungen / Empfehlungen

3.1 Allgemeines

Ziel des Rohrvortriebs ist es, das Vertriebsrohr von einem Startschacht aus durch den Bahndamm in einer Zielgrube vorzutreiben. Der zu durchfahrenden Baugrund stellt für den Vortrieb die maßgeblichen Ausführungsbedingungen. Hierzu zählen neben den Ein- und Auswirkungen auch Belastungen auf den Vortrieb, die Vortriebswiderstände und die Beanspruchung im Bau und Endzustand, die sich aus der Überdeckung, der Baugrundsichtung und den Grundwasserverhältnissen ergibt.

Nach DIN 1054 sind Einpressarbeiten der Geotechnischen Kategorie GK 3 anzurechnen. Da die Vortriebsmaßnahme fern setzungsempfindlicher Bauwerke liegt und die Strecken während der Maßnahme außer Betrieb sind, erachten wir die Einstufung in die GK 2 für die vorliegende Maßnahme jedoch als realistisch.

Die allgemeinen Anforderungen für den Einbau von Querungen im Vortriebsverfahren gehen aus der Ril 836.4505 hervor. Hier wird auch ausdrücklich auf Beachtung der Anforderungen der DWA Arbeitsblätter A 125 und A 161 bzw. der DVGW-Regelwerke GW 304 und GW 312 hingewiesen. Weitere Empfehlungen sind der Ril 877 zu entnehmen.

3.2 Technische Angaben zu den Rohrvorschubarbeiten

Es ist geplant von den Startgruben auf der nordöstlichen Seite zwei Schutzrohre DN 1500 unter den Gleisen in südwestlicher Richtung bis zur den Zielgruben zu durchpressen. Die Sohle des Schutzrohres liegt bei einer Höhe von ca. 33,42 und 33,6 m NHN in den Start- und Zielgruben /U 2/. Damit wird die Durchpressung durch die Schicht 2 erfolgen.

Die Mindestüberdeckung gemessen vom Rohrscheitel, bis Schwellenoberkante beträgt laut Planung $h_{\bar{u}}=3,08$ m Die Mindestüberdeckhöhe bis zur Oberkante der Tragschicht liegt bei $h_B=2,60$ m /U 2/ (siehe auch Tabelle 1).

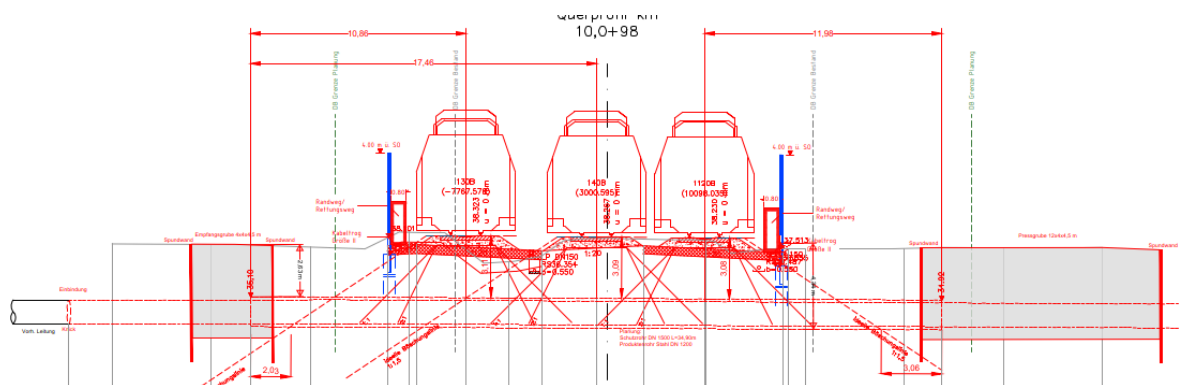


Abbildung 2: Querprofil Rohrvortrieb

Zur Durchführung der Durchpressarbeiten sollen eine Start- und Zielgruben errichtet werden. Folgenden Abmessungen der Start- und der Zielgruben wurden festgelegt: $12 \times 4 \times 4,5$ m und der Zielgrube $4 \times 4 \times 4,5$ m

Die Tiefe der Baugruben beträgt ca. 4,5 m u GOK. Die Vorschubarbeiten dürfen nur in standsicheren Baugruben durchgeführt werden. Hierzu eignen sich als Verbau Trägerbohlwände oder Stahlspundwände.

3.3 Geforderte Mindestüberdeckung oberhalb der Schutzrohre

Gemäß Ril 836.4502 gilt bei Rohren unter Gleisanlagen mit:

- Außendurchmessern $d_a \geq 1,0 \text{ m}$ muss die Überdeckung mindestens $h_U = 1,50 \text{ m}$ betragen
- Außendurchmessern $d_a < 1,0 \text{ m}$ soll die Überdeckung mindestens $h_U = 1,50 \text{ m}$ betragen

Bei nichtkreisförmigen Rohren ist für d_a die größte Weite einzusetzen.

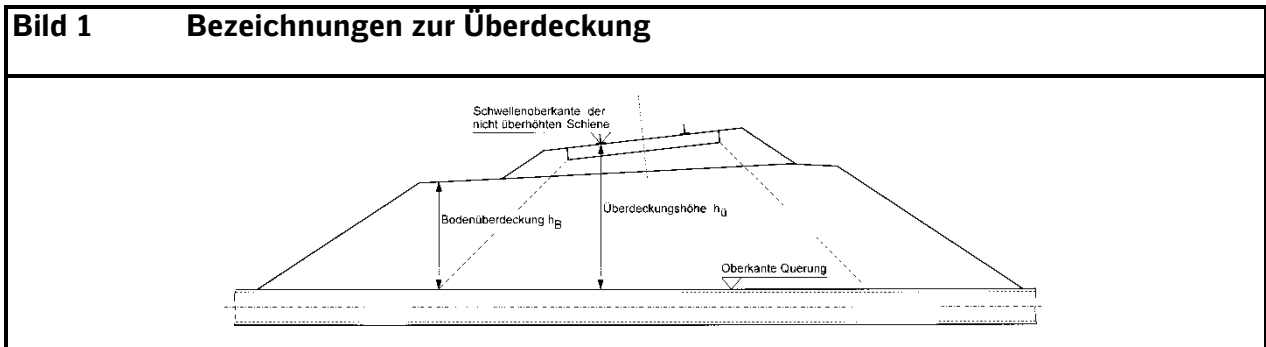


Abbildung 3: Bezeichnungen zur Überdeckung

Dabei bezieht sich die Überdeckungshöhe h_U auf die Schwellenoberkante und die Bodenüberdeckung h_B auf die Oberfläche Tragschicht.

Gemäß Ril 836.4505 ist beim Einsatz von Rohrvortriebsverfahren eine Mindest-Bodenüberdeckung $h_B \geq 2,0 \times d_a$ einzuhalten. Bei Bodenverdrängungsverfahren beträgt die Mindest-Bodenüberdeckung das 12-fache des Rohraußendurchmessers. Ergeben sich aus anderen Regelungen größere Mindestüberdeckungshöhen, sind diese einzuhalten.

3.4 Bodenverdrängungsverfahren

Bei den Bodenverdrängungsverfahren beträgt gemäß Ril 836 /U 11/ die Mindestbodenüberdeckung h_B das 12-fache des Rohraußendurchmessers. Bei der in geschlossener Bauweise Rohrpressung ergibt sich eine Mindestüberdeckung von $h_B = 18,0 \text{ m}$. Aufgrund dieser notwendigen Mindestüberdeckung, in Bezug zur derzeit angenommenen Mindestüberdeckungshöhe von 18 m, kann ein Bodenverdrängungsverfahren nach Ril 836 /U 11/ nicht empfohlen werden.

3.5 Bodenentnahmeverfahren

Bei Bodenentnahmeverfahren beträgt die Mindestbodenüberdeckung $h_B \geq 2,0 \times d_a$ und $h_B \geq 0,5 \text{ m}$. Die vorhandene Höhe bezogen auf der Oberfläche der Tragschicht beträgt 2,63 m und ist damit kleiner als geforderte Mindestwert von $2,0 \times d_a = 3,0 \text{ m}$. Daher sollen diese Außenstellen um etwa 40 cm aufgeschüttet werden.

Die vorhandene Mindestüberdeckhöhe von $h_{üvor} = 3,08 \text{ m}$ für das Bodenentnahmeverfahren im aktuellen Durchmesser ist größer als die erforderliche Mindestüberdeckung von $h_{üerf} = 3,0 \text{ m}$.

3.6 Hinweise und Empfehlungen für die Vortriebsarbeiten

Für die Ausführung einer geschlossenen Bauweise sind in Abhängigkeit des gewählten Verfahrens nachfolgende baugrundtechnische Hinweise zu berücksichtigen:

- Mit der Ausführung der Vortriebsarbeiten sind nach Ril 836.4505 nur Unternehmen zu beauftragen, die ein gültiges DVGW-Zertifikat nach DVGW-Arbeitsblatt GW 301 / GW 302 in der entsprechenden Gruppe besitzen oder die der Gütegemeinschaft „Güteschutz Kanalbau“ mit RAL Gütezeichen GZ 961 in den Beurteilungsgruppen VM, VP, VD, VO bzw. VOD angehören. Die Erfüllung der Anforderungen nach den DVGW - Arbeitsblättern GW 321 sowie GW 329 muss gewährleistet sein.
- Der Vortrieb darf den Korrosionsschutz von metallischen Rohren nicht unzulässig beeinträchtigen.
- Des Weiteren kommt das RAL Gütezeichen GZ 962 der Gütegemeinschaft „Güteschutz Kabelleitungstiefbau“ in den zutreffenden Beurteilungsgruppen als Zertifikat in Frage. Die Vortriebsarbeiten sind ohne Unterbrechung kontinuierlich durchzuführen. Bei Unterbrechungen des Vortriebs sind Maßnahmen zu treffen, die eine Gefährdung des Bahnbetriebes verhindern. Beim Rohrvortrieb unter Gleisen ist eine Sofortverrohrung erforderlich. Der in Abhängigkeit der Rohreinbringung entstehende Ringspalt zwischen Querungsaußenkante und Boden ist zu verfüllen. Die Gleislage sollte im Rahmen eines Beweissicherungsverfahrens aufgenommen und während der Herstellung der Durchörterung messtechnisch überwacht werden. Bei Rohrvortrieben unter Gleisanlagen ist eine kontinuierliche vermessungstechnische Überwachung und oberbautechnische Bewertung des in Betrieb befindlichen Gleises erforderlich. Nachstopfungen sind im Bedarfsfall vorzunehmen. Zwischen Pressenstempel und dem gesamten als wirkend angesetztem Widerlager ist eine gute Lastverteilung zu gewährleisten. Die Neigung der als Widerlager dienenden Pressengrubenwand sollte nicht flacher als 1:0,20 sein. Dabei ist der ständige Kontakt zwischen Widerlagerkonstruktion und Pressengrubenwand zu gewährleisten. Eine ständige Entwässerung der Pressengrube und des als Widerlager wirkenden Erdkeils ist zu gewährleisten. Sollte ein zeitweiliger Wasserstau nicht verhindert werden können, ist der Vortrieb erst 24 h nach völliger Entfernung des Wassers wieder aufzunehmen. Zur Sicherstellung der Ortsbruststützung muss der Bohrkopf hinter der Rohrschneide zurückbleiben. Der Überschnitt, d.h. der Ringspalt zwischen Querungsaußenkante und Boden, darf 10 mm nicht überschreiten. In Anlehnung an Ril 836.4505 Abschn. 3(4) /U 11/ sollte der Überschnitt während des Querungseinbaues mit

Bentonitsuspension verfüllt werden. Das Bentonit muss unmittelbar nach Abschluss des Vortriebes durch eine geeignete Zementsuspension (Zementdämmer) ersetzt werden.

3.7 Verformungsberechnung

Eine detaillierte Verformungsberechnung ist lediglich über aufwendige FEM-Berechnungen möglich. Da jedoch keine stark verformungsanfälligen Bauwerke in der näheren Umgebung der Maßnahme vorhanden sind, während der Pressarbeiten der Verkehr auf dem Bestandsgleis eingestellt wird und der Oberbau der Ausbaustrecke nicht fertiggestellt ist, erachten wir eine überschlägige Verformungsabschätzung als ausreichend.

Nach der RIL 836, Fassung 1999, Modul 0700 können vertikale Verformungen infolge von Überschnitt, Bodenverlust und allgemeiner Auflockerungen des anstehenden Bodens nach SCHERLE ermittelt werden. Dieser Ansatz geht aus der nachstehenden Abbildung hervor:

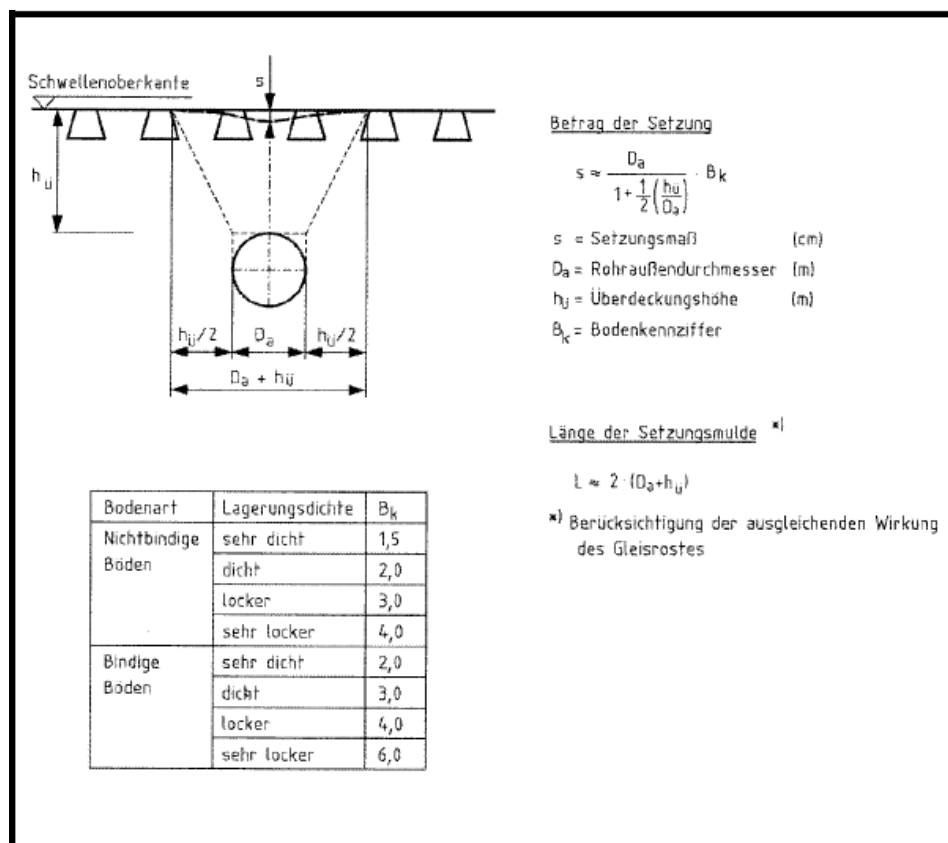


Abbildung 4: Ril 836.0700, Bild 6, Fassung 1999

Unter Berücksichtigung der zur Verfügung gestellten Planunterlagen /U 1//U 2//U 3//U 4/ und der aus diesem Bodengutachten gewonnenen Erkenntnisse wurden folgende Eingangsparameter für die Verformungsberechnung nach Scherle gewählt:

- $D_a = 1,54 \text{ m}$ - Außendurchmesser (geschätzt)
- $h_{ü, \min} = 3,08 \text{ m}$ - minimale Überdeckung (geplant)
- $h_{ü, \max} = 3,11 \text{ m}$ - maximale Überdeckung (geplant)
- $B_{k, \text{nicht bindig, min}} = 3$ - minimale Bodenkennziffer für Sand, locker
- $B_{k, \text{bindig, min}} = 3$ - minimale Bodenkennziffer für Ton, steif-halbfest

Unter Berücksichtigung der o. g. Eingangsparameter und einer steifen bis halbfesten Konsistenz der Pleistozänen Moränenablagerungen Schicht 2.1 ($B_{k, \text{bindig}} = 3$) ergibt sich unter Berücksichtigung der ausgleichenden Wirkung des Gleisrostes eine Setzungsmulde mit einer Länge von ca.

$$L = 2 \times (D_a + h_{ü}) = 2 \times (1,54 + 3,11) = 9,28 \text{ m}$$

$$S = \frac{D_a}{[1 + 0,5 \times (\frac{h_{ü}}{D_a})]} \cdot B_k$$

$$S = \frac{1,54}{[1 + 0,5 \times (\frac{3,11}{1,54})]} \cdot 3 = 2,3 \text{ cm}$$

Die rechnerischen Beträge der vertikalen Verformung liegen bei ca. 2,3 cm.

Aufgrund der Entfernung von 24,0 m zwischen den 2 Rohren ist eine Überlappung der zwei gebildeten Setzungsmulden ausgeschlossen.

3.8 Sicherheitskonzept

Nach DWA-A 125 muss der Vortrieb hinsichtlich Vortriebskräfte und -einrichtung ständig kontrolliert werden. Aus der Ril 877.2102, Abschnitt 5 Überwachung, Punkt (1) geht folgendes hervor:

„... Der Umfang der Kontrollen ist in Abstimmung mit der Anlagenverantwortlichen Stelle der DB festzulegen. ...“.

Es ist somit ein Kontrollkonzept mit der Alv-Stelle zu konzipieren. Wir empfehlen in diesem Zuge auch einen Alarmplan zu konzipieren. In diesem muss das weitere Vorgehen der Verantwortlichen bei Überschreitung bestimmter Werte definiert sein.

Die Gleislage ist während und nach den Vortriebsarbeiten bis zum Abklingen aller vertikalen Verformungen zu überwachen.

Bei Querungen Dritter ist die vorhandene Gleislage zusätzlich vor Beginn der Baumaßnahme und nach dem vollständigen Abklingen aller vertikalen Verformungen zu messen (Beweissicherung).

Nach Ril 836 ist der Ringspalt während des Querungseinbaus mit Bentonitsuspension zu verfüllen. Nach Abschluss des Vortriebes muss das Bentonit durch eine geeignete Zementsuspension ersetzt werden.

Vor Wiederaufnahme des Betriebs auf den Strecken sollte ein Stopfvorgang vorgesehen werden.

Die Anforderung der Ril 836, der DWA A-125 und DWA A-161, sowie der Ril 877 sind in jedem Fall einzuhalten.

3.9 Start- und Zielgrube

Startbaugruben sind verbaute Gruben, aus denen ein Vortrieb in eine oder mehrere Richtungen ausgeführt wird. Sie dienen der Aufnahme der Vortriebstechnik, der Ausfahröffnung, des Widerlagers sowie dem Einbau der Vortriebsrohre.

Das Widerlager wird zur sicheren Aufnahme der Vortriebskräfte rekonstruiert.

Zielbaugruben sind ebenso verbaute Gruben, in die aus einer oder mehreren Richtungen eingefahren wird und in der die Vortriebsmaschine oder die Pilotrohrvortriebstechnik geborgen werden. Auch die Zielbaugrube und deren Einfahrkonstruktion muss auf die Vortriebstechnik und die zu erwartenden Kräfte abgestimmt werden.

Da die Baugruben des Start- und Zielschachtes außerhalb des Stützbereiches des Bahndammes liegen, sind gemäß Ril. 836 keine statische gesicherte Maßnahme zur Stützung des Oberbaues bei der Herstellung der Baugruben erforderlich.

3.9.1 Baugrubenverbau

Die Auswahl des Verbaus richtet sich nach:

- den Baugrund- und Grundwasserverhältnissen
- den eingesetzten Vortriebsverfahren
- der Tiefenlage des Vortriebs
- der Baulänge der Vortriebsrohre

In Folgendem wird auf zwei Sicherungsvarianten der Baugruben eingegangen:

- 1- freie Böschung mit einer rückverankerten Spundwand als Widerlager der Presseinrichtung (erste Lösungsvariante)
- 2- abgesteifte Spundwand um die Gesamtbaugruben (zweite Lösungsvariante)

3.9.1.1 Freie Böschung

Die Sicherung der Baugruben im Bereich der offenen Verlegung des Rohrteiles sowie im Bereich der Ziel- und Startgruben, darf unter Berücksichtigung der vorliegenden Planung und der erkundeten Baugrundverhältnisse über eine freie Böschung erfolgen, soweit diese außerhalb des Druckbereiches der Strecke liegen und die Aushubtiefe weniger als 5,0 m u GOK ist.

Nach DIN 4124 können für unbelastete Böschungen oberhalb des Grundwassers und außerhalb des Einflussbereiches starker Erschütterungen, z. B. aus Verkehr, Rammarbeiten, Verdichtungsarbeiten oder Sprengungen bis 5,0 m Höhe ohne besonderen Nachweis folgende Böschungswinkel im Lockergesteinsbereich entsprechend DIN 4124 in Ansatz gebracht werden:

- Schicht 1 $\beta \leq 45^\circ$
- Schicht 2 $\beta \leq 60^\circ$

Hinsichtlich des Befahrens der Böschungsschulter sind die Vorgaben der DIN 4124, Abschnitt 4.2.5 zu beachten (Einhalten eines lastfreien Streifens von mindestens 1 m bei Baugeräten und Fahrzeugen bis 12 t Gesamtgewicht, lastfreier Streifen von mindestens 2 m bei Baugeräten Fahrzeugen von 12 t bis 40 t Gesamtgewicht).

Bei belasteten Böschungen und/oder Grundwasser oberhalb der Sohle ist die Standsicherheit nach DIN 4084 nachzuweisen.

Die Böschungsflächen sind vor Witterungseinflüssen durch entsprechende Maßnahmen zu schützen. Ein entsprechender Schutz kann durch eine witterungsbeständige, am Böschungsfuß und Böschungskopf befestigte wasserundurchlässige Folie erzielt werden.

Es ist nicht gänzlich auszuschließen, dass es nach unterschiedlichen Niederschlagsereignissen zur Schicht- und Stauwasserbildung (auch zeitverzögert) kommt. Dieses Wasser kann aus den Böschungen austreten und lokal zu Böschungsbrüchen führen. Wir empfehlen durch diese Erscheinung beschädigte Böschungsbereiche scheibenförmig auszuheben und am Fußpunkt durch grobkörniges Material der Fraktion $\geq 0/80$ bis $\leq 0/120$ in einer Stärke von ≥ 50 cm zu ersetzen.

Sofern für die Durchpressung ein Widerlager gebraucht wird, kann es durch eine rückverankerte Spundwand erfolgen. Die Art und Abmessungen der Spundbohlen und die erforderliche Einbindetiefe müssen anhand einer erdstatischen Berechnung bestimmt werden. Zur Bemessung der Anker und der Spundwände siehe Kapitel 3.9.1.2 und 3.9.1.3.

3.9.1.2 Abgesteifte Spundwand

Ebenso kann eine Sicherung der Baugrube über einen Spundwandverbau erzielt werden und mit Gurtungen nach den Erfordernissen der Baugrubenstatik ausgesteift werden. Der Einbau der Gurtungen erfolgt im Zuge des Aushubs.

Die Art und Abmessungen der Spundbohlen und die erforderliche Einbindetiefe müssen anhand einer erdstatischen Berechnung bestimmt werden. Die Spundbohlen können in den Baugrund eingerammt werden.

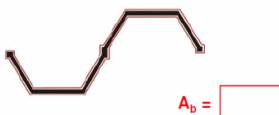
Die vertikale Lastabtragung einer Spundwand erfolgt über Spitzendruck und Mantelreibung. Als tragfähiger Boden gelten dabei nach EAB und EA-Pfähle nichtbindige Böden mit einem Spitzenwiderstand der Drucksonde von $q_c \geq 7,5 \text{ MN/m}^2$ und bindige Böden mit einer undränierten Scherfestigkeit von $c_{u,k} \geq 0,1 \text{ MN/m}^2$. Als ausreichend tragfähig können somit die steife bis halbfeste Tonschicht (Schicht 2.1) sowie die dicht gelagerte Terrassensande Schicht 3 eingeschätzt werden.

Weiterhin weisen wir darauf hin, dass eine Abtragung von zusätzlichen Lasten neben der Eigenlast der Baugruben-konstruktion und der Vertikalkomponente des Erddrucks nach EAB bei Spundwänden nur ab einer Mindesteinbindetiefe von $t_g \geq 3,0 \text{ m}$ zulässig ist. Andernfalls sind genauere Nachweise erforderlich. Die Widerlager der Startgrube müssen die zu erwartenden Pressenkräfte aufnehmen.

Um eine mögliche Abhebung der Spundwand infolge der vertikalen Komponente des Erdwiderstandes hinter dem Widerlager auszuschließen, soll die Spundwand mit ausreichender Länge in den Baugrund unterhalb der Baugrubensohle eingebettet werden. Die Standsicherheit gegen Abhebung, soll im Zuge der statischen Bemessung ermittelt werden.

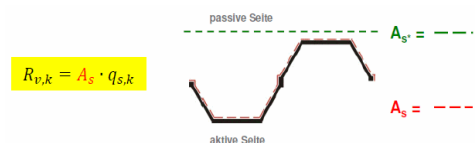
Die Ermittlung des charakteristischen Fußwiderstandes $R_{b,k}$ ergibt sich gemäß EAB aus der vorhandenen Stahlquerschnittsfläche A_b und dem Spitzendruck. Der charakteristische Mantelwiderstand $R_{s,k}$ ermittelt sich aus der vorhandenen Mantelfläche A_s unterhalb der Baugrubensohle (nur auf der Baugrubenseite).

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



a) Charakteristischer Fußwiderstand

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



b) Charakteristischer Mantelwiderstand
(Baugrubenseite)

Abbildung 5: Ansatz vertikale Tragfähigkeit von Spundwandkonstruktionen

Für den charakteristischen Spitzendruck $q_{b,k}$ und die charakteristische Mantelreibung $q_{s,k}$ können die Werte der nachstehenden Tabelle angenommen werden.

Tabelle 8: Spitzendruck und Mantelreibung für die Spundwand nach EAB

Schicht	Spitzendruck im Bruchzustand, $q_{b,k}$ in MN/m ²	Mantelreibung im Bruchzustand, $q_{s,k}$ in MN/m ²
1	--	
2.1	1,0	0,02
3	18,0	0,04

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 ein gerüttelt, sind die Erfahrungswerte für Mantelreibung und Spitzendruck auf 75 % abzumindern.

Um die auftretenden Erschütterungseinwirkungen in den Baugrund sowie die Lärmbelästigung zu reduzieren, wäre die Möglichkeit des Vorbohrns gegeben. Sofern Rammhilfen, beim Einbringen von Spundbohlen bis zur vollen Solltiefe in Form von Auflockerungsbohrungen oder Spüllanzen zum Einsatz kommen, sind die in nachstehender Tabelle angegebenen Abminderungsfaktoren zu berücksichtigen. Als Pfahldurchmesser sollte für das Spundwandprofil näherungsweise die Profiltiefe angesetzt werden.

Tabelle 9: Abminderungsfaktoren

	Vorbohren	Spülhilfe
Mantelreibung	0,5 bei $d - d_B \leq 50$ mm	0,9
	0,6 bei $d - d_B > 50$ mm	
	1,0 bei $d - d_B > 150$ mm	
Spitzendruck	1,0 ¹⁾	1,0 ¹⁾

d Pfahl- $\varnothing$ bzw. -breite/Tiefe der Profiltiefe der Spundwand

d_B $\varnothing$ Bohrung

¹⁾ gilt nur, wenn Rammhilfe 1,0 m und 1 x D_{eq} oberhalb des Pfahlfußes endet

Alternativ können Austauschbohrungen zur Vermeidung oder Minimierung der Erschütterungswirkung durchgeführt werden. Dabei werden Bohrungen hergestellt und mit einem geeigneten Material (Kies-Sand-Gemisch) verfüllt, in das die Spundbohlen eingerammt werden. Durch die räumliche Einengung des Austauschmaterials gehen wir davon aus, dass eine mitteldichte Lagerung erzielt wird, s. nachstehende Tabelle. Anstelle des Kies-Sand-Gemisches

kann auch ein Sand-Zement-Gemisch (bzw. Beton mit ausreichender Druckfestigkeit) verwendet werden.

Tabelle 10: Kennwerte für Mantelreibung und Spitzendruck bei Austauschbohrungen

Boden	Lagerungs- dichte/ Konsistenz	Spitzendruck im Bruchzustand, $q_{b,k}$ [MN/m ²]	Mantelreibung $q_{s,k}$ [MN/m ²] s_{sg}^*
Kies-Sand-Gemisch	mitteldicht	9,0	0,03

Zum Nachweis der Einbindetiefe, zur Ermittlung der Schnittgrößen und auch für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit darf nach EAB das Bettungsmodulverfahren angewendet werden. Die Festlegung der Bettungsmodule kann nach EAB, Abschnitt 4.5 (EB 102) erfolgen.

Der Steifemodul $E_{s,h}$ ist in Abhängigkeit des Steifemoduls zu wählen. Nach EAB liegt der Faktor in einer Spanne von $0,5 \leq f \leq 1,0$. Für den vorliegenden Fall empfehlen wir einen Faktor von 0,75. Der horizontale Bettungsmodul ergibt sich somit zu $E_{s,h} = E_{s,k} \cdot 0,75$.

Anhaltswerte aus der EAB /U 13/ für nichtbindige Böden für die Bemessungssituation BS-T sind in nachstehender Tabelle zusammengestellt. Sie enthalten näherungsweise den Einfluss der Vorbelastung aus dem Gewicht des Bodenaushubs und gelten unter Wasser sowie ohne Strömungseinfluss. Über Wasser dürfen die Werte verdoppelt werden.

Tabelle 11: Bettungsmodul unter Wasser bei nichtbindigen Böden: Spanne der Erfahrungswerte für $\mu \approx 1,0$ für die Bemessungssituation BS-T nach EAB

Bettungsmodul [MN/m ³] für nichtbindige Böden bezogen auf Lagerungsdichte	
locker	dicht
1 - 4	8 - 15

3.9.1.3 Rückverankerung (Verpressanker)

Im Rahmen der geplanten Baumaßnahme kann Rückverankerungen erforderlich sein. Hier sollten diese mit Verpressankern durchgeführt werden.

Unter Verpressankern versteht man Stahlzugglieder, die in Bohrlöchern von ca. 80 bis 150 mm Durchmesser eingebaut sind und am erdseitigen Ende in einem durch Einpressen von Zementmörtel hergestellten Verpresskörper verankert werden. Die Kräfte werden vom Bauwerk über den Ankerkopf in das Stahlzugglied und von dort über den Verpresskörper im Bereich der

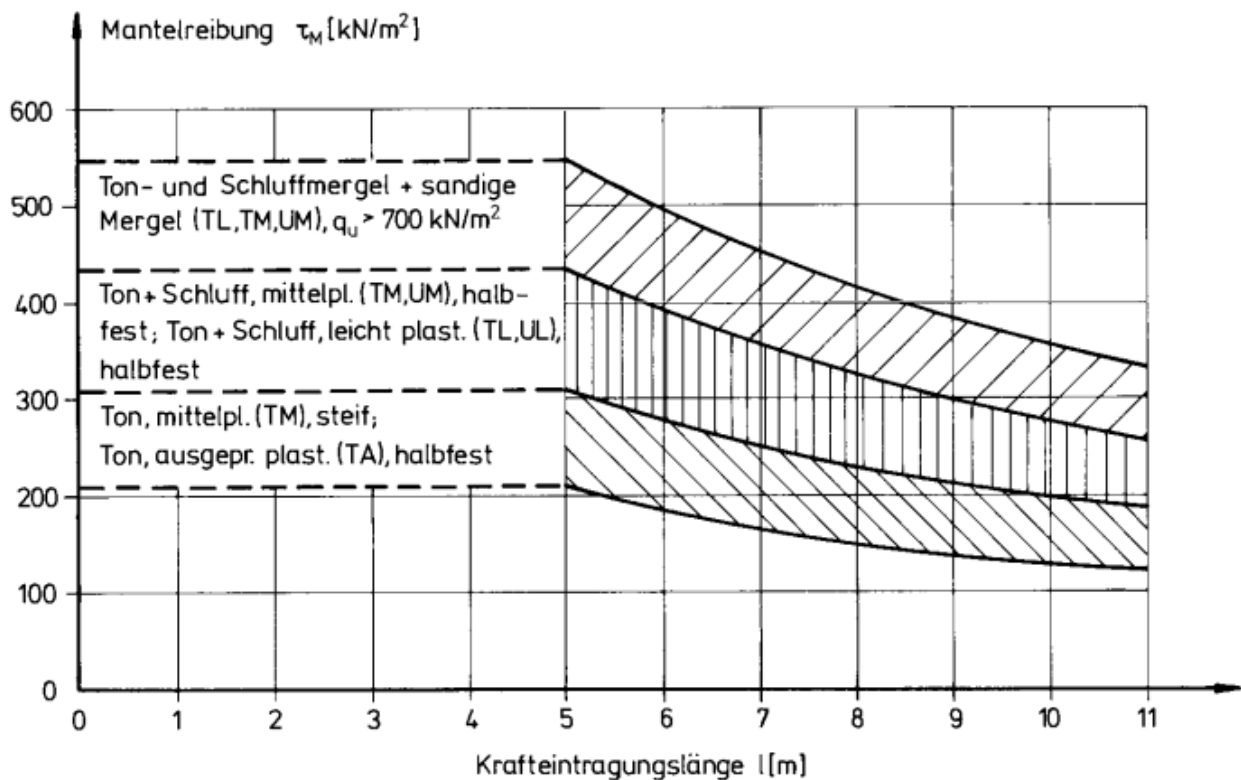
Krafteintragungslänge in den Baugrund eingeleitet. Die Überprüfung des Tragverhaltens der Anker im Bereich der Krafteintragungslänge erfolgt durch Anspannen gegen das zu verankernde Bauteil. Den Einbau, die Prüfung und die Überwachung von Dauer- und Kurzzeitan kern regelt die DIN EN 1537. An jedem Anker ist eine Abnahmeprüfung durchzuführen.

Für den Entwurf der Anker sind folgende Punkte zu beachten:

- Die Verpresskörper sollten **mindestens 4,0 m unter der Geländeoberkante** liegen bzw. nach Ril 836 unter Gleisen eine Überdeckung von mindestens 4,0 m haben.
- Die **freie Ankerlänge sollte mindestens 5,0 m** betragen, um sicherzustellen, dass die Vorspannkraft planmäßig in den Baugrund und nicht durch Kraftkurzschluss von der Erdseite aus in das Widerlager eingeleitet wird.
- Die **Verpresskörperlänge** (Krafteintragungslänge) sollte **vollständig in einer Bodenschicht** liegen, d.h. ganz im grob- bzw. gemischtkörnigen (nicht bindigen) oder ganz im feinkörnigen (bindige) Boden bzw. ganz im Fels. Übergangsbereiche sind zu vermeiden.
- Bei üblichen Verpresskörperdurchmessern von 100 bis 150 mm sollte im Allgemeinen ein planmäßiger Abstand der Verpresskörper von **1,5 m nicht unterschritten** werden.
- Wegen möglicher Richtungsabweichungen des Bohrlochs und der gegenseitigen Beeinflussung bei der Krafteintragung sollten die Verpresskörper bei 15 m bis 20 m langen Ankern einen planmäßigen **Achsabstand von mindestens 1,5 m** aufweisen. Durch Spreizung der Anker in einer Reihe ist gegebenenfalls der planmäßige Mindestabstand von 1,5 m zu erzielen.
- Ab einem Verpresskörperabstand von mehr als dem 10-fachen des Verpresskörperdurchmessers ist keine maßgebliche gegenseitige Beeinflussung mehr zu erwarten.
- Der planmäßige Abstand zwischen Verpresskörper und bestehenden Bauwerken oder empfindlichen Leitungen sollte 3,0 m nicht unterschreiten. Um bei Ankern unter verformungsempfindlichen Bauwerken Schäden infolge der konzentrierten Krafteinleitung und Zerrung des Bodens zu verhindern, ist eine Staffelung der Ankerlängen zu empfehlen. Bei besonders empfindlichen Bauwerken oder wenn größere Verschiebungen des ganzen Bodenblockes zu erwarten sind, sollten die Anker so lang ausgeführt werden, dass die Verpresskörper nicht unter diese Bauwerke zu liegen kommen.
- Die Ankerneigung gegenüber der Horizontalen muss wegen der Herstellung mindestens 10° betragen. Wegen der Tragkraft sind in Böden mit wechselnden Schichten mindestens 15° bis 20° Neigung anzustreben.
- An einspringenden Wandecken müssen die senkrecht zueinander angeordneten Anker einen ausreichenden Sicherheitsabstand aufweisen.

- **Bruch oder Kriechen eines einzelnen Ankers darf die Standsicherheit der verankerten Konstruktion nicht gefährden.**
- Die Bemessung der Anker, insbesondere der Verpresskörperlänge muss den Bodenverhältnissen entsprechen und im Zusammenhang mit der Berechnung des Verbaus nach den bekannten Regeln der Erdstatik ermittelt werden.

Für die Bemessung und Herstellung von Verpressankern ist die DIN EN 1997 und die DIN 1054 zu beachten. Die Bemessung (Art, Länge, Lage) der Verpressanker ist von den Baugrundverhältnissen, der Belastung und der Einspannungstiefe der Trägerelemente sowie deren zulässiger Verformungen abhängig. Je nach Krafteintragungslänge können die Grenzlaster für feinkörnige (bindige) Böden nach Ostermayer ermittelt werden.



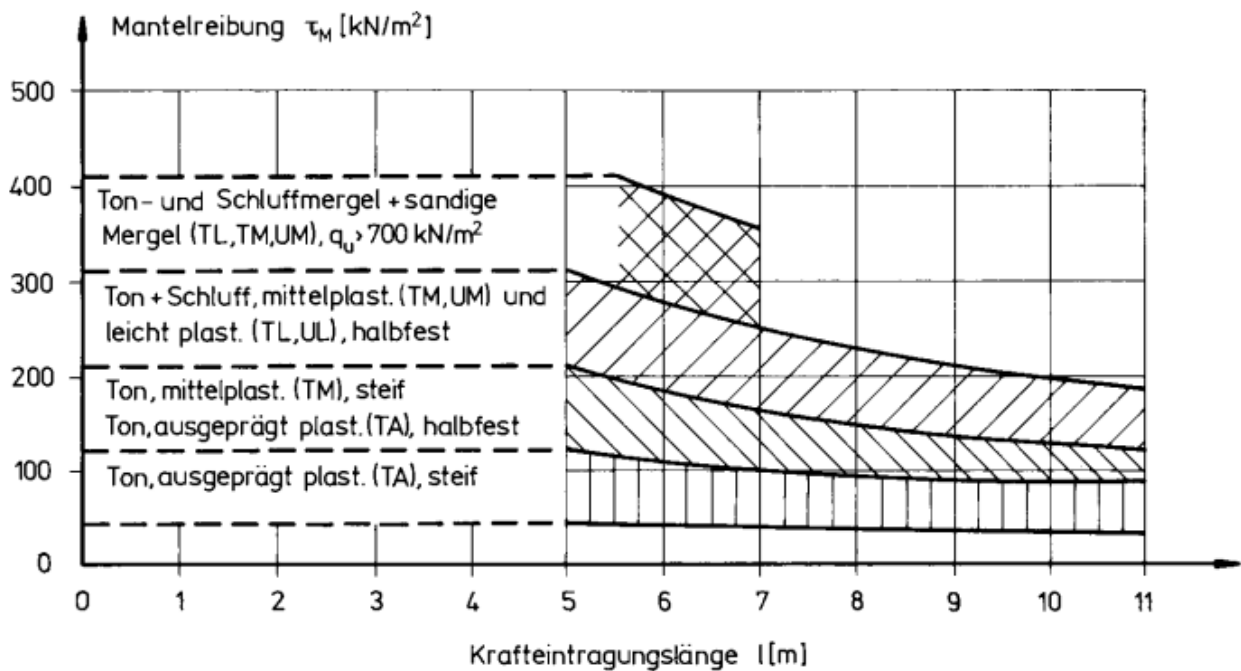


Abbildung 6: Grenzwerte der mittleren Mantelreibung bei Ankern in feinkörnigen (bindigen) Böden

a mit Nachverpressung

b ohne Nachverpressung

Tabelle 12: Grenzlastmantelreibung von Ankern Abbildung 6 mit und ohne Nachverpressung

			Grenzwert der mittleren Mantelreibung in kN/m²		
Schichtunterkante [m ü NHN]	Krafteintragungslänge l [m]		4 m	6 m	8 m
37,0-36,87	Schicht 1	Auffüllungen, steif	--	--	--
30,7-30,37	Schicht 2.1 (ohne Nachverpressung)	Ton, steift bis halbfest	200	180	150
30,7-30,37	Schicht 2.1 (Nachverpressung)	Ton, steif bis halbfest	300	280	260

3.9.2 Wasserhaltung

Bei einem maximalen Grundwasserstand von 30,23 m NHN beträgt der Mindestwasserabstand zwischen Baugrubensohle (Startgrube beim km 10,0+74) und dem Grundwasserstand etwa 3,19 m.

Folgende Tabelle zeigt die Höhenlage der Baugrubensohlen

Tabelle 13: Höhe der Baugrubensohlen

Station	km 10,0+74		Km 10,0+98	
Bauwerksteil	Startgrube	Zielgrube	Startgrube	Zielgrube
Höhe der Baugrubensohle [m NHN]	33,42	33,10	32,92	33,10

Das anfallende Wasser aus der Auffüllung Schicht 1, welches nach unterschiedlichen Niederschlagsereignissen verstärkt auftreten kann, ist über Baudröngen oder Gräben zu fassen und aus dem Tätigkeitsbereich abzuleiten bzw. abzupumpen.

3.9.3 Baugrubensohle

Es wird empfohlen nach dem Aushub die baugrubensohle zu ebnen und mit Bodenpolster aus abgestuftem Natursteinmaterial der Krönung 0/32 in einer Mindeststärke von 0.3 m herzustellen.

Um die Tragfähigkeit des Bodenpolsters zu verbessern, wird empfohlen eine Vlieslage der Robustheitsklasse 3 auf der Baugrubensohle zu verlegen. Das Polstermaterial wird dann aufgebracht und verdichtet. Es ist eine dynamische Verdichtung mit mindestens drei überlappenden Übergängen auszuführen. Zielwert ist ein dynamisches Verformungsmodul nach DIN 18134 von $E_{vd} > 50 \text{ MN/m}^2$.

3.10 Wiederverfüllung der ausgehobenen Böden der Baugruben

Da es sich bei den Baugruben um Leitungsgräben handelt, weisen wir auf die Anforderung /U 24/ hin. Folgende Abbildung veranschaulicht der Begriffe für Leitungszonen und Hauptverfüllungen nach DIN EN 1610.

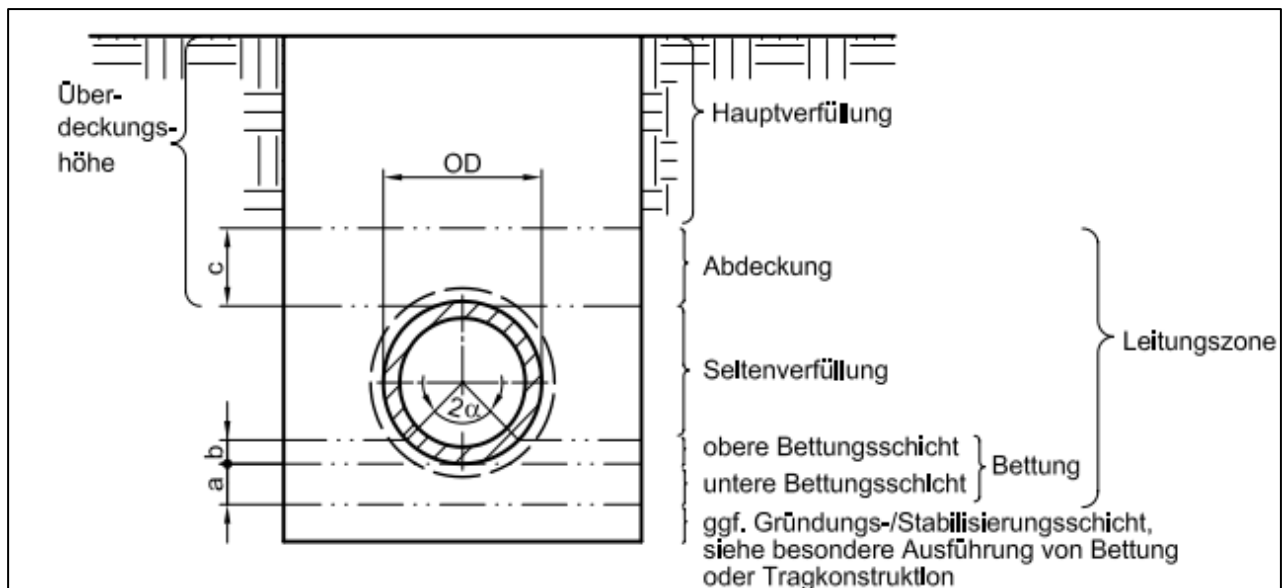


Abbildung 7: Darstellung der Begriffe für Leitungszone und Hauptverfüllung nach DIN EN 1610 auf Prinzipskizze).

Die gesamte Leitungszone darf gemäß CTVE -STB 09 keine Bestandteile enthalten, die größer als 22 mm sind.

Als Füllmaterial eignen sich Sande (SE, SW, SI) sowie stark sandige Kiese mit Sandanteil größer 15% und ungleichförmigkeitszahl $CU \geq 3$.

Die genannten Böden/Verfüllstoffe für die Leitungszone sind alles grobkörnige /Verfüllstoffe nach DIN 1000 800 106 und liegen der Verdichtbarkeitsklasse V1 nach DWA -A 139 und ZTVA -StB sowie der Gruppe 1 (G 1) nach ATV -DVWK -A 127 an.

Die Hauptverfüllung darf gemäß DIN EN 1610 keine Bestandteile enthalten, die größer sind als:

- 300 mm
- die Dicke der Abdeckung C (in diesem Fall 30 cm)
- Die Hälfte der zu verdichtenden Schicht

Der jeweils geringe Wert ist maßgebend.

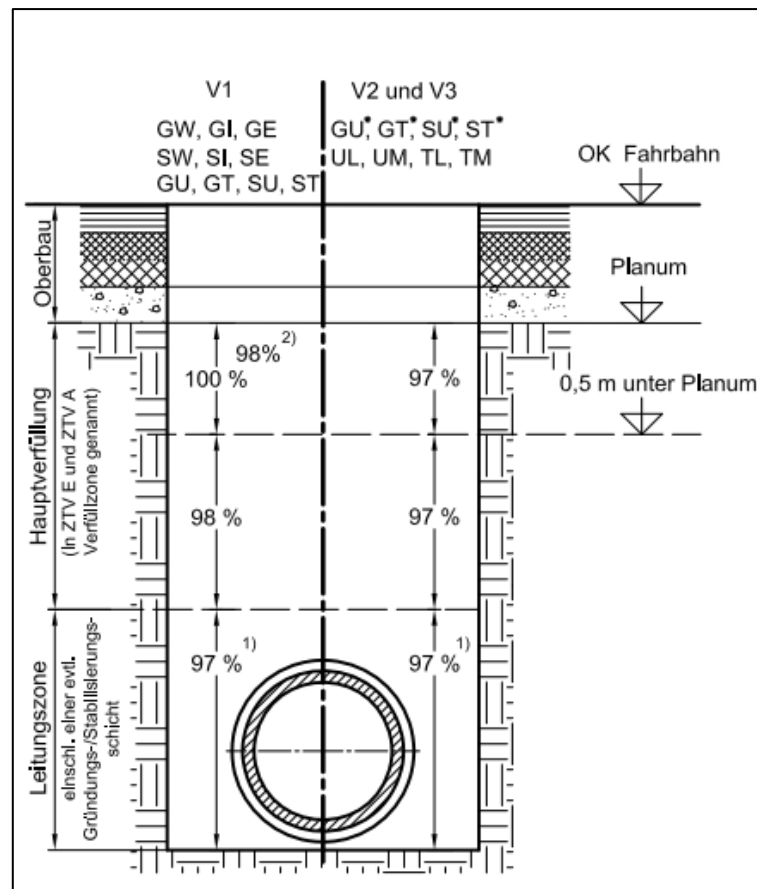


Abbildung 8: Geforderte Lagerungsdichten nach ZTVE-StB 17 in Straßen und Wegen (Prinzipiskizze).

Die ausgehobenen Böden TL, TM, OH* sind nach DIN 18196 mäßig verdichtungsfähige Böden. Diese sind für eine Wiederverfüllung nicht geeignet.

Das Rausziehen der Spundbohlen erfolgt nach der vollständigen Wiederverfüllung der Baugruben. Die durch das Herausziehen entstanden aufgelockerten Bereiche sollten verfüllt und verdichtet werden.

4 Homogenbereiche

4.1 Allgemeines

Gemäß VOB/C 2012 - Ergänzungsband 2015 sind Boden und Fels entsprechend ihrem Zustand vor dem Lösen in Homogenbereiche einzuteilen. Der Homogenbereich ist ein begrenzter Bereich bestehend aus einzelnen oder mehreren Boden- oder Felsschichten, der für das jeweilige Baugewerk bzw. Bauverfahren vergleichbare Eigenschaften aufweist.

Die im Untersuchungsbereich anstehende Schichtenfolge wird nachfolgend auf der Grundlage des erarbeiteten Baugrundmodells, den labortechnisch ermittelten Bodenkenngrößen sowie von

Erfahrungswerten in Homogenbereiche für die Gewerke Erdarbeiten, Rohrvortriebsarbeiten sowie Ramm-, Rüttel- & Pressarbeiten nach /U 20/, /U 21/ und /U 22/ bis eingeteilt.

Eine Übersicht der zugeordneten Homogenbereiche gemäß den eingeteilten Baugrundsichten (vgl. Abschnitt 2.5) ist in 13 dargestellt.

Tabelle 14: Übersicht der abgegrenzten Homogenbereiche

Schicht	Lagerungsdichte/ Konsistenz / Verwitterungsgrad	Bodengruppe nach DIN 18196	Gewerk		
			Erdarbeiten	Rohrvortriebs- arbeiten	Rammarbeiten
<u>Schicht [1]</u>	locker	OH, SU*	ERD A1		RAM A1
<u>Schicht 2.1</u> <u>Schicht 2.2</u>	steif bis halbfest weich	TL-TM	ERD B1	ROH B1 ¹⁾	RAM B1
<u>Schicht 3</u>	dicht	GW, SI F2: GU, SU	ERD C1		RAM C1

1) Nur in dieser Schicht werden Rohrvortriebsarbeiten durchgeführt

Die Einteilung in Homogenbereiche muss mit fortschreitender Planung, insbesondere unter Berücksichtigung von Bauzuständen und -phasen, überprüft und ggf. fortgeschrieben werden.

Eine Zuordnung der für diese Gewerke abgegrenzten Homogenbereiche ist in der Anlage 7.1 für das Gewerk Erdarbeiten (ERD), in der Anlage 7.2 für das Gewerk Rohrvortriebsarbeiten (ROH) und in der Anlage 7.3 für das Gewerk Ramm-, Rüttel- u. Pressarbeiten (RAM) beigelegt.

In der graphischen Darstellung der orientierenden Homogenbereiche wurden die Grenzen teilweise als Interpolation bzw. Extrapolation der stichpunktartig ausgeführten Aufschlüsse aufgetragen. Abweichungen zwischen den Aufschlüssen sind gerade auch unter Berücksichtigung der Lage der Aufschlüsse im Raum nicht ausgeschlossen.

In den nachfolgenden Kapiteln werden für die definierten Homogenbereiche Eigenschaften und Kennwertspannen angegeben, welche gemäß der VOB – Teil C erforderlich sind. Die Einteilung in orientierende Homogenbereiche erfolgte auf Basis der stichpunktartigen Erkundungen und Laborversuche. Abweichungen von Eigenschaften und Kennwerten bzw. den gegebenen Spannen in untergeordneten Teilbereichen einzelner Homogenbereiche können nicht ausgeschlossen werden.

Die an Einzelproben durchgeführten Laborergebnisse sind in Anlage 4 dargestellt.

4.2 Gewerk Erdarbeiten gemäß DIN 18300 (ERD)

Für das Gewerk Erdarbeiten werden Bodenschichten bis 7,5 m unter Gelände betrachtet. Orientierende abfalltechnische Untersuchungen sind nicht Bestandteil dieses Geotechnischen Berichts. Es kann somit kein Hinweis zu umweltrelevanten Inhaltsstoffen gegeben werden. Eine Einteilung in Homogenbereiche erfolgt daher ohne Berücksichtigung umweltrelevanter Inhaltsstoffe. Im Rahmen der Bauausführung sind die Ergebnisse der Deklarationsanalytik zu beachten. Die Bauwerke werden der Geotechnischen Kategorie GK 2 zugeordnet.

4.2.1 Homogenbereich ERD A

Zum Homogenbereich ERD A1 werden Auffüllung bestehend aus mittelsandigem, schwach humose bis humoser Feinsand sowie schluffiger, kiesiger fein bis Grobsand durchsetzt mit Ziegel- sowie Wurzelresten zusammengefasst. In den nachfolgenden Tabellen sind für den abgegrenzten Homogenbereich ERD A1 die Eigenschaften und Spannen der Kennwerte gemäß VOB - Teil C /U 20/ für Erdarbeiten gemäß DIN 18300 zusammengestellt.

Tabelle 15: Homogenbereich ERD A1

Homogenbereich ERD A1		Laborversuche			Erfahrungswerte	
		von	bis	Anzahl Versuche	von	bis
Korngrößenverteilung	T/U [%]	--	--	0	15	40
	S [%]	--	--	0	60	100
	G/X [%]	--	--	0	0	40
Massenanteil Steine	X [%]	--	--	0	0	5
Massenanteil Blöcke	Y [%]	--	--	0	0	5
Masseanteil große Blöcke	Z [%]	--	--	0	0	5
Feuchtdichte (DIN EN ISO 17892-2 / DIN 18125-2)	ρ [t/m³]	--	--	0	1,65	17
undräßierte Scherfestigkeit (DIN 4094-4 oder DIN 18136 oder DIN 18137-2)	c_u [kN/m²]	--	--	0	---	---
Wassergehalt (DIN EN ISO 17892-1)	w_N [%]	--	--	0	10	20
Plastizitätszahl (DIN 18122-1)	I_p [%]	--	--	0	---	---
Konsistenzzahl (DIN 18122-1)	I_c [-]	--	--	0	---	---
Konsistenz (DIN EN ISO 14688-1)	[-]	--	--	0		
bez. Lagerungsdichte (DIN EN ISO 14688-2)	[-]	--	--	0	locker	
	I_b [%]	--	--	0	5	10
organischer Anteil (DIN 18128)	V_{gl} [%]	--	--	0	3	50
ortsübliche Bezeichnung		Auffüllung und Oberbodenähnliche Auffüllung				
Bodengruppen (DIN 18196)		OH, SU*				

4.2.2 Homogenbereich ERD B1

Zum Homogenbereich ERD B1 werden Die Moränenablagerungen bestehend aus schluffigen, sandigen bis stark sandigen, schwach kiesigen partiell schwach organischen Ton.

In der nachfolgenden Tabelle 15 sind für den abgegrenzten Homogenbereich ERD B1 die Eigenschaften und Spannen der Kennwerte gemäß VOB – Teil C /U 20/ für Erdarbeiten gemäß DIN 18300 zusammengestellt.

Tabelle 15: Homogenbereich ERD B1

Homogenbereich ERD B1		Laborversuche			Erfahrungswerte	
		von	bis	Anzahl Versuche	von	bis
Korngrößenverteilung	T/U [%]	--	--	0	40	100
	S [%]	--	--	0	0	60
	G/X [%]	--	--	0	0	60
Massenanteil Steine	X [%]	--	--	0	0	5
Massenanteil Blöcke	Y [%]	--	--	0	0	5
Masseanteil große Blöcke	Z [%]	--	--	0	0	5
Feuchtdichte (DIN EN ISO 17892-2 / DIN 18125-2)	ρ [t/m ³]	--	--	0	1,8	2
undräßierte Scherfestigkeit (DIN 4094-4 oder DIN 18136 oder DIN 18137-2)	c_u [kN/m ²]	--	--	0	50	100
Wassergehalt (DIN EN ISO 17892-1)	w_N [%]			2	5	15
Plastizitätszahl (DIN 18122-1)	I_P [%]	8,5	18,4	2	8	20
Konsistenzzahl (DIN 18122-1)	I_c [-]				0,75	>1
Konsistenz (DIN EN ISO 14688-1)	[-]				steif	halbfest
bez. Lagerungsdichte (DIN EN ISO 14688-2)	[-]	--	--	0		
	I_D [%]	--	--	0		
organischer Anteil (DIN 18128)	V_{gl} [%]	--	--	0	0	6
ortsübliche Bezeichnung	Moräneablagerung					
Bodengruppen (DIN 18196)	TL, TM					
Bodengruppen (DIN 18196) untergeordnet aufgeschlossen						

4.2.3 Homogenbereich ERD C1

In der folgenden Tabelle werden die Pleistozäne Terrassensande bestehend aus um einen mittelkiesigen, grobsandigen schwach schluffigen Feinkies bzw. Fein- bis Grobsand, kiesig schwach schluffig zusammengefasst.

Tabelle 16: Homogenbereich ERD C1

Homogenbereich BOH C1		Laborversuche			Erfahrungswerte	
		von	bis	Anzahl Versuche	von	bis
Korngrößenverteilung ¹⁾	T/U [%]	10	-	1	0	25
	S [%]	50	-	1	15	100
	G [%]	40	-	1	0	80
Massenanteil Steine	X [%]				0	20
Massenanteil Blöcke	Bo [%]				0	5
Masseanteil große Blöcke	LBo [%]				0	0
Kohäsion (DIN 18137-1 / DIN 4094-4 oder DIN 18136 oder DIN 18137-2)	c' [kN/m ²]	--	--	0	-	-
Undränierete Scherfestigkeit (DIN 4094-4 oder DIN 18136 oder 18137-2)	c _{uk} [kN/m ²]			0	-	-
Wassergehalt (DIN EN ISO 17892-1)	w _N [%]			0	0	20
Plastizitätszahl (DIN 18122-1)	I _P [%]			0	-	-
Konsistenzzahl (bezogen auf Gesamtprobe), (DIN 18122-1)	I _c [-]			0	-	-
Konsistenz (DIN EN ISO 14688- 1)	[-]			0	-	-
bez. Lagerungsdichte: (DIN EN ISO 14688-2)	I _D [%]	--	--	0	50	85
	[-]	--	--	0	mitteldicht	dicht
Abrasivität (NF P18-579)	LAK [g/t]	--	--	0	500	1500
ortsübliche Bezeichnung	Terrassensande					
Bodengruppen (DIN 18196) aufgeschlossen	GW, SI, GU, SU					
Bodengruppen (DIN 18196) untergeordnet aufgeschlossen	[SU*]					

4.3 Gewerk Rohrvortriebsarbeiten gemäß DIN 18319 (ROH)

4.4 Homogenbereich ROH B1

Zum Homogenbereich ROHA C1 werden lediglich Pleistozäne Ablagerung der Schicht 2 zusammengefasst, da die Rohrvortriebsarbeiten in diesen erfolgen werden. In der nachfolgenden Tabelle 16 sind für den abgegrenzten Homogenbereich ROH B1 die Eigenschaften und Spannen der Kennwerte gemäß VOB – Teil C /U 21/ für Rohrvortrieb gemäß DIN 18319 zusammengestellt.

Tabelle 17: Homogenbereich ROH B1

Homogenbereich ROH B1		Laborversuche			Erfahrungswerte	
		von	bis	Anzahl Versuche	von	bis
Korngrößenverteilung	T/U [%]				40	100
	S [%]				0	60
	G/X [%]				0	60
Massenanteil an Steinen	X [%]	--	--	--	0	5
Massenanteil an Blöcke	Y [%]	--	--	--	0	5
Massenanteil große Blöcke	Z [%]	--	--	--	0	5
Kohäsion (DIN 18137-1 / DIN 4094-4 oder DIN 18136 oder DIN 18137-2)	c' [kN/m ²]	---	---	---	---	---
Undrained Scherfestigkeit (DIN 4094-4 oder DIN 18136 oder 18137-2)	c _u [kN/m ²]	---	---	---	50	100
Wassergehalt (DIN EN ISO 17892-1)	w _N [%]	---	---	---	5	15
Plastizitätszahl (DIN 18122-1)	I _P [%]	---	---	---	8	20
Konsistenzzahl (bezogen auf Gesamtprobe), (DIN 18122-1)	I _c [-]	---	---	---	0,75	>1
Konsistenz (DIN EN ISO 14688-1)	[-]	---	---	---	steif	halbfest
bez. Lagerungsdichte: (DIN EN ISO 14688-2)	I _D [%]	---	---	---	-	-
Benennung und Beschreibung organischer Böden (DIN EN ISO 14688-1)	[-]	---	---	---	---	---
Abrasivität (NF P18-579)	LAK [g/t] ¹⁾	---	---	---	50 (abrasiv)	150 (schwach abrasiv)
ortsübliche Bezeichnung		Pleistozän, Moränenablagerung				
Bodengruppen (DIN 18196)		TL, TM mit sandige bis stark sandig, schwach kiesige				

1) Unrelevante Schicht

4.5 Gewerk Ramm-, Rüttel- u. Pressarbeiten gemäß DIN 18304 (RAM)

4.5.1 Homogenbereich RAM A1

In den nachfolgenden Tabellen sind für den abgegrenzten Homogenbereich RAM A1 die Eigenschaften und Spannen der Kennwerte gemäß VOB - Teil C /U 21/ für Ramm-, Rüttel- und Pressarbeiten gemäß DIN 18304 zusammengestellt. Zum Homogenbereich RAM A1 gehört die Schicht 1.

Tabelle 18: Homogenbereich RAM A1

Homogenbereich RAM A1		Laborversuche			Erfahrungswerte	
		von	bis	Anzahl Versuche	von	bis
Korngrößenverteilung	T/U [%]	--	--	0	15	40
	S [%]	--	--	0	60	100
	G/X [%]	--	--	0	0	40
Massenanteil Steine	X [%]	--	--	0	0	5
Massenanteil Blöcke	Y [%]	--	--	0	0	5
Masseanteil große Blöcke	Z [%]	--	--	0	0	5
Feuchtdichte (DIN EN ISO 17892-2 / DIN 18125-2)	ρ [t/m³]	--	--	0	1,65	17
undräßierte Scherfestigkeit (DIN 4094-4 oder DIN 18136 oder DIN 18137-2)	c_u [kN/m²]	--	--	0	---	---
Wassergehalt (DIN EN ISO 17892-1)	w_N [%]	--	--	0	10	20
Plastizitätszahl (DIN 18122-1)	I_P [%]	--	--	0	---	---
Konsistenzzahl (DIN 18122-1)	I_c [-]	--	--	0	---	---
Konsistenz (DIN EN ISO 14688-1)	[-]	--	--	0	locker	
bez. Lagerungsdichte (DIN EN ISO 14688-2)	I_D [%]	--	--	0		
organischer Anteil (DIN 18128)	V_{gl} [%]	--	--	0	3	50
ortsübliche Bezeichnung	Auffüllung und Oberbodenähnliche Auffüllung					
Bodengruppen (DIN 18196)	OH, SU*					

4.5.2 Homogenbereich RAM B1

Zum Homogenbereich RAM B1 werden Die Moränenablagerungen bestehend aus schluffigen, sandigen bis stark sandigen, schwach kiesigen partiell schwach organischen Ton.

In der nachfolgenden Tabelle 15 sind für den abgegrenzten Homogenbereich RAM B1 die Eigenschaften und Spannen der Kennwerte gemäß VOB – Teil C /U 20/ für Erdarbeiten gemäß DIN 18304 zusammengestellt.

Tabelle 19: Homogenbereich RAM B1

Homogenbereich RAM B1		Laborversuche			Erfahrungswerte	
		von	bis	Anzahl Versuche	von	bis
Korngrößenverteilung	T/U [%]	--	--	0	40	100
	S [%]	--	--	0	0	60
	G/X [%]	--	--	0	0	60
Massenanteil Steine	X [%]	--	--	0	0	5
Massenanteil Blöcke	Y [%]	--	--	0	0	5
Masseanteil große Blöcke	Z [%]	--	--	0	0	5
Feuchtdichte (DIN EN ISO 17892-2 / DIN 18125-2)	ρ [t/m³]	--	--	0	1,8	2
undräßierte Scherfestigkeit (DIN 4094-4 oder DIN 18136 oder DIN 18137-2)	c_u [kN/m²]	--	--	0	50	100
Wassergehalt (DIN EN ISO 17892-1)	w_N [%]			0	5	15
Plastizitätszahl (DIN 18122-1)	I_p [%]	8,5	18,4	2	8	20
Konsistenzzahl (DIN 18122-1)	I_c [-]			0	0,75	>1
Konsistenz (DIN EN ISO 14688-1)	[-]			2	steif	halbfest
bez. Lagerungsdichte (DIN EN ISO 14688-2)	[-]	--	--	0		
	I_D [%]	--	--	0		
organischer Anteil (DIN 18128)	V_{gl} [%]	--	--	0	0	6
ortsübliche Bezeichnung	Moräneablagerung					
Bodengruppen (DIN 18196)	TL, TM					
Bodengruppen (DIN 18196) untergeordnet aufgeschlossen						

4.5.3 Homogenbereich RAM C1

In der folgenden Tabelle werden die Eigenschaften und Spannen der Kennwerte gemäß VOB - Teil C /U 21/ für Ramm-, Rüttel- und Pressarbeiten RAM C1 gemäß DIN 18304 zusammengestellt. Diese betrifft die Pleistozäne Terrassensande bestehend aus um einen mittelmäßig, grobsandigen schwach schluffigen Feinkies bzw. Fein- bis Grobsand, kiesig schwach schluffig.

Tabelle 20: Homogenbereich RAM C1

Homogenbereich RAM C1		Laborversuche			Erfahrungswerte	
		von	bis	Anzahl Versuche	von	bis
Korngrößenverteilung ¹⁾	T/U [%]	10	-	1	0	25
	S [%]	50	-	1	15	100
	G [%]	40	-	1	0	80
Massenanteil Steine	X [%]				0	20
Massenanteil Blöcke	Bo [%]				0	5
Masseanteil große Blöcke	LBo [%]				0	0
Kohäsion (DIN 18137-1 / DIN 4094-4 oder DIN 18136 oder DIN 18137-2)	c' [kN/m ²]	--	--	0	-	-
Undrained Scherfestigkeit (DIN 4094-4 oder DIN 18136 oder 18137-2)	c _{uk} [kN/m ²]			0	-	-
Wassergehalt (DIN EN ISO 17892-1)	w _N [%]			0	0	20
Plastizitätszahl (DIN 18122-1)	I _P [%]			0	-	-
Konsistenzzahl (bezogen auf Gesamtprobe), (DIN 18122-1)	I _c [-]			0	-	-
Konsistenz (DIN EN ISO 14688- 1)	[-]			0	-	-
bez. Lagerungsdichte: (DIN EN ISO 14688-2)	I _D [%]	--	--	0	50	85
	[-]	--	--	0	mitteldicht	dicht
Abrasivität (NF P18-579)	LAK [g/t]	--	--	0	500	1500
ortsübliche Bezeichnung		Terrassensande				
Bodengruppen (DIN 18196) aufgeschlossen		GW, SI, GU, SU				
Bodengruppen (DIN 18196) untergeordnet aufgeschlossen		[SU*]				

5 Schlussbemerkungen und Hinweise

Im vorliegenden geotechnischen Bericht sind die Baugrundverhältnisse und deren Bewertung für die geplanten Rohrvortriebarbeiten und Rohrverlagerung dargestellt. Gegenstand der Untersuchungen ist die Ermittlung von Bodenkennwerten.

Der Baugrund besteht aus Auffüllungen in lockerer Lagerung.

Darunter stehen Moränenablagerungen bestehend aus schluffigen, sandigen bis stark sandigen, schwach kiesigen partiell sehr schwach organischen Ton. Unter der Moränenablagerung stehen Terrassensande in dichter Lagerung.

Die Beschreibung der Bodenverhältnisse wurde durch bodenphysikalische und bodenchemische Laborversuche unteretzt. 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 des Untergrundes gemacht. Angaben zur Errichtung der Start- und Zielgruben des Rohrvortriebes wie die Baugrubensicherung, Wasserhaltung, erwartete Deformation infolge des Rohrvortriebes und Wiederverwendbarkeit des Aushubmaterials werden in Abschnitt 3 gemacht. Die Einteilung in Homogenbereiche befindet sich in Abschnitt 4.

Bei den erkundeten Baugrundverhältnissen sowie unter Berücksichtigung der im vorliegenden Bericht aufgeführten Punkte, Hinweise und Empfehlungen ist eine sichere Rohrpressung unterhalb des Bahndammes Bahndamms möglich.

Die punktförmig durchgeführten Bodenuntersuchungen geben einen 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 haben.

Bei Eingriffen ins Erdreich ist vor Beginn der Arbeiten die Kampfmittelfreiheit der Baufelder herzustellen bzw. zu verifizieren.

Unsere beauftragten Leistungen für dieses Teilobjekt sind hiermit abgeschlossen.

aufgestellt durch: 30.04.2022

Dr. Ing. Adham Sarhan

Duisburg, den 03.05.2022

DB Engineering & Consulting GmbH