

GRUNDBAUINGENIEURE STEINFELD UND PARTNER GbR

**BERATENDE INGENIEURE
ERDBAULABORATORIUM HAMBURG**

Elektrifizierung

AKN-Strecke A 1/S 21

PFA 2 – Zweigleisiger Ausbau Quickborn - Tanneneck

1. Geotechnischer Bericht

Gutachterliche Stellungnahme zu den
Baugrund- und Grundwasserverhältnissen
sowie Gründungsempfehlungen

PFA 2 – Anlage B1

Hamburg, den 06. April 2016 - Auftr.-Nr. 021037



Anlagenverzeichnis zum
1. Geotechnischen Bericht – PFA 2

Anlage 021037/PFA 2/ 1.1 bis 1.5	Lage- und Übersichtspläne
Anlage 021037/PFA 2/ 2	Bohrprofile BS 1 bis BS 9
Anlage 021037/PFA 2/ 3	Bohrprofile BS 10 bis BS 18
Anlage 021037/PFA 2/ 4.1 und 4.2	Korngrößenverteilungen
Anlage 021037/PFA 2/ 5	Wasseranalyse (Beton- und Stahlaggressivität)



Sellhorn
Ingenieurgesellschaft mbH
Teilfeld 5
20459 Hamburg

ERDBAULABORATORIUM HAMBURG

GRÜNDUNGEN · BODENMECHANIK · WASSER-
SENKUNGEN · DAMM- UND TALSPERRENBAU
TUNNELBAU · HAFENBAU · DEPONIETECHNIK

DNV · GL ZERTIFIZIERTES MANAGEMENT-
SYSTEM MIT DEM STANDARD SCC** : 2011

REIMERSBRÜCKE 5 • 20457 Hamburg
TEL. 040/38 91 39 - 0 • FAX 040/380 91 70
E-MAIL: HH@STEINFELD-UND-PARTNER.DE
INTERNET: WWW.STEINFELD-UND-PARTNER.DE

(BITTE IMMER ANGEBEN)

021037

6. April 2016
- Li/ -

Elektrifizierung der AKN-Strecke A 1/S 21 Eidelstedt - Kaltenkirchen
PFA 2 - Zweigleisiger Ausbau Quickborn - Tanneneck

hier: Gutachterliche Stellungnahme zu den Baugrund- und
Grundwasserverhältnissen sowie Gründungsempfehlungen

Ingenieurvertrag vom 06.07.2015

Anlagen: siehe Anlagenverzeichnis

1. Geotechnischer Bericht

(PFA 2 – Anlage B1)

1. Vorgang

Im Zuge der Elektrifizierung der AKN-Strecke A 1/S 21 zwischen Hamburg-Eidelstedt und Kaltenkirchen plant die AKN Eisenbahn AG, Kaltenkirchen, den zweigleisigen Ausbau des Streckenabschnitts zwischen Quickborn und Tanneneck (Planfeststellungsabschnitt 2).

Wir wurden beauftragt, für den zweigleisigen Ausbau sowie für die beiden im v. g. Streckenabschnitt liegenden Bauwerke Durchlass Viehtrift und EÜ Gronau die Baugrundbeurteilung und Gründungsempfehlung auszuarbeiten.

INHABER

Dr.-Ing. Matthias Kahl
Dipl.-Ing. Harald Steiner
Dr.-Ing. Stefan Wehrauch
Dr.-Ing. Arne Quast

HAUPTSITZ

Reimersbrücke 5
20457 Hamburg
Tel. 040 / 38 91 39-0
Fax 040 / 380 91 70

NL BERLIN-BRANDENBURG

Blumberger Weg 20
16356 Ahrensfelde
Tel. 033394 / 564 56
Fax 033394 / 564 58

BANKVERBINDUNGEN

Commerzbank AG • BIC DRESDEFF200
IBAN DE88 2008 0000 0508 0058 00
Hamburger Sparkasse • BIC HASPDEHHXXX
IBAN DE45 2005 0550 1269 1214 20



2. Unterlagen

Für die Bearbeitung des vorliegenden 1. Geotechnischen Berichtes für den Planfeststellungsabschnitt 2 (PFA 2) stehen uns die nachfolgend aufgeführten Unterlagen zur Verfügung.

Von der Ingenieurgesellschaft Sellhorn GmbH, Hamburg:

2.1 Elektrifizierung der AKN-Strecke A 1, S 21 Eidelstedt – Kaltenkirchen, undatierte Pläne, Durchlass Viehtrift, km 21,8, Gemarkung Quickborn, Vorabzug vom 22.09.2015:

2.1.1 Durchlass Viehtrift – Bestand und Abbruch, Maßstab 1 : 50,
Plan-Nr. SE 15037-VP-651

2.1.2 Durchlass Viehtrift – Endzustand, Maßstab 1 : 50, Plan-Nr. SE 15037-VP-652

2.1.3 Durchlass Viehtrift – Bauablauf, Maßstab 1 : 100, Plan-Nr. SE 15037-VP-653

2.2 Elektrifizierung der AKN-Strecke A 1, S 21 Eidelstedt – Kaltenkirchen, undatierte Pläne, Brücke Gronau, km 22,0, Gemarkung Quickborn, Vorabzug vom 22.09.2015:

2.2.1 Übersichtsplan Brücke Gronau – Bestand, Maßstab 1 : 50 / 100,
Plan-Nr. SE 15037-VP-661

2.2.2 Übersichtsplan Brücke Gronau – Bestand und Planung, Maßstab 1 : 50,
Plan-Nr. SE 15037-VP-662

2.2.3 Querschnitte V1-4 / Brücke Gronau, Maßstab 1 : 50, Plan-Nr. SE 15037-VP-663

2.2.4 Brücke Gronau Bauablauf, Maßstab 1 : 200, Plan-Nr. SE 15037-VP-664

Eingang der Unterlagen 2.1.1 bis 2.1.3 und 2.2.1 bis 2.2.4 am 25.09.2015

2.3 Elektrifizierung der AKN-Strecke A 1, S 21 Eidelstedt – Kaltenkirchen, 2. Bauabschnitt: Landesgrenze FHH / SH - Kaltenkirchen, Lagepläne zur Planfeststellung gem. § 18 AEG, Gemarkung Quickborn, Maßstab 1 : 500, Stand 08/2015, Vorabzug vom 22.09.2015:

2.3.1 Lageplan zur Planfeststellung, km 20,3 – 21,0, Plan-Nr. SE 15037-VP-250

2.3.2 Lageplan zur Planfeststellung, km 21,0 – 21,6, Plan-Nr. SE 15037-VP-251

2.3.3 Lageplan zur Planfeststellung, km 21,5 – 22,0, Plan-Nr. SE 15037-VP-252

2.3.4 Lageplan zur Planfeststellung, km 22,2 – 22,65, Plan-Nr. SE 15037-VP-253

2.3.5 Lageplan zur Planfeststellung, km 22,65 – 23,1, Plan-Nr. SE 15037-VP-254

2.3.6 Lageplan zur Planfeststellung, km 23,1 – 23,7, Plan-Nr. SE 15037-VP-255

2.3.7 Lageplan zur Planfeststellung, km 23,7 – 24,0, Plan-Nr. SE 15037-VP-256

2.4 Skizze zur geplanten Dammverbreiterung, ohne Datum

Eingang der Unterlagen 2.3.1 bis 2.3.7 und 2.4 am 01.10.2015



Vom Bohrunternehmen Joern Thiel Baugrunduntersuchung GmbH, Hamburg:

2.5 124 gestört entnommene Bodenproben in PVC-Bechern aus 18 Kleinbohrungen nach DIN EN ISO 22475-1 bis in eine Tiefe von rd. 4,0 m (BS 1 bis BS 7 und BS 12 bis BS 18) bzw. rd. 8,0 m (BS 8 und BS 11) bzw. rd. 10,0 m (BS 9 und BS 10) unter Ansatzpunkt in Höhe vorhandener Geländeoberkante (GOK) und die zugehörigen Schichtenverzeichnisse, einschließlich lage- und höhenmäßiger (mNN) Einmessung der Bohransatzpunkte und Schienenoberkanten; Kleinbohrungen ausgeführt am 06.07. bis 09.07.2015

Eingang am 10.07.2015

2.6 Ergebnisse der chemischen Untersuchung von 1 Wasserprobe aus dem Stauwasser bezüglich Betonaggressivität nach DIN 4030 und Stahlaggressivität nach DIN 50929-3, Prüfbericht Nr. 2015P510951/1 vom 15.07.2015, 3 Seiten sowie zugehörige Anlagen (2 Seiten), Analysen ausgeführt von der GBA Gesellschaft für Bioanalytik Hamburg mbH, Pinneberg

Eingang am 15.07.2015

3. Beschreibung der geplanten Baumaßnahme

Im Zuge der Elektrifizierung der AKN Strecke A 1/S 21 ist gemäß den Unterlagen 2.3.1 bis 2.3.7 in dem Abschnitt zwischen Quickborn und Tanneneck der zweigleisige Ausbau der AKN-Strecke geplant (s. a. Lagepläne in den Anlagen 021037/PFA2/1.1 bis 1.5).

Der zweigleisige Ausbau der AKN-Strecke zwischen den Bahnhöfen Quickborn im Süden und Tanneneck im Norden umfasst hierbei eine Länge von ca. 4,0 km.

Die vorhandene Geländeoberkante (GOK) neben der Bahntrasse liegt nach der höhenmäßigen Einmessung der Ansatzpunkte der Baugrundaufschlüsse durch den Bohrunternehmer (Unterlage 2.5, s. a. Anlagen 021037/PFA2/2 und 3) auf Höhen zwischen rd. NN +17,6 m (BS 9 und BS 10) und rd. NN +31,4 m (BS 17).

In dem v. g. Streckenabschnitt ist ein Gleis bereits vorhanden. Die Höhenlage des geplanten zweiten Gleises ist entsprechend der Höhenanordnung des vorhandenen Gleises vorgesehen. Die Schienenoberkante (SOK) liegt nach deren höhenmäßigen Einmessung im Bereich der Baugrundaufschlüsse durch den Bohrunternehmer (Unterlage 2.5) auf Höhen zwischen rd. NN +22,0 m (Bereich BS 8) und rd. NN +31,4 m (Bereich BS 17).



Die Trasse liegt überwiegend in Dammlage und nur teilweise im Einschnitt. Nach der höhenmäßigen Einmessung durch den Bohrunternehmer (Unterlage 2.5) beträgt jeweils bezogen auf SOK die größte Dammhöhe rd. $\Delta h = 4,5$ m (Bereich BS 10) und die größte Einschnitttiefe rd. $\Delta h = 1,4$ m (Bereich BS 2).

Die Trasse wird angabegemäß in die Streckenkategorie R120 eingeordnet und mit einem Schotteroberbau hergestellt.

Im Bereich des heutigen Durchlasses Viehtrift ist eine Brückenkonstruktion aus Stahlbetonwiderlagern in Verbindung mit einem Stahltragwerk vorhanden (Unterlage 2.1.1). Gemäß den Unterlagen 2.1.2 und 2.1.3 ist eine Verschiebung des Durchlasses Viehtrift um rd. 12 m in nördlicher Richtung vorgesehen. Der geplante Durchlass besteht aus einem rahmenartigen Tunnelbauwerk aus Stahlbeton mit quadratischer Öffnung mit Abmessungen von $H = B = 2,0$ m. Die bestehende bzw. geplante SOK liegt auf einer Höhe von rd. NN +22,0 m. Die angrenzende GOK liegt auf einer Höhe von rd. NN +19,3 m.

Im Bereich der heutigen EÜ Gronau ist ebenfalls eine Brückenkonstruktion mit Widerlagern vorhanden. Die lichte Öffnung zwischen den Widerlagern beträgt derzeit 7,5 m (Unterlage 2.2.1). Die Unterkante der Widerlager liegt auf NN +14,8 m im Süden bzw. NN +15,7 m im Norden. Die bestehende bzw. geplante SOK liegt auf einer Höhe von rd. NN +22,0 m. Die GOK unterhalb der Brücke liegt auf einer Höhe von rd. NN +17,3 m. Gemäß den Angaben in Unterlage 2.2.2 und 2.2.4 ist für die geplante Verbreiterung der EÜ die Herstellung von Fangedämmen mit Spundwänden und horizontal angeordneten Zugbändern vorgesehen. Gemäß Unterlage 2.2.2 ist die lichte Öffnung zwischen den Fangedämmen (Achse Spundwand) mit 9,3 m angegeben. Von den vier in Unterlage 2.2.3 dargestellten Querschnitten wird angabegemäß der Querschnitt V4 (WIB-Brücke mit fester Fahrbahn) als Vorzugsvariante behandelt (vgl. auch Unterlage 2.2.2).



4. Baugrund

4.1 Baugrundaufschluss

Zur Erkundung des Baugrundes im Bereich der AKN-Strecke zwischen Quickborn und Tanneneck wurden am 06.07. bis 09.07.2015 vom Bohrunternehmen Joern Thiel Baugrunduntersuchung GmbH, Hamburg, nach unserer Empfehlung und in Abstimmung mit der AKN die 18 Kleinbohrungen BS 1 bis BS 18 nach DIN EN ISO 22475-1 bis in eine Tiefe von rd. 4,0 m (BS 1 bis BS 7 und BS 12 bis BS 18) bzw. rd. 8,0 m (BS 8 und BS 11) bzw. rd. 10,0 m (BS 9 und BS 10) unter Bohransatzpunkt in Höhe vorhandener Geländeoberkante (GOK) durchgeführt.

Die Lage der Ansatzpunkte der Kleinbohrungen kann den Lageplänen in den Anlagen 021037/ PFA2/1.1 bis 1.5 entnommen werden.

Die Bohrerergebnisse sind nach unserer visuellen und manuellen Beurteilung der vom Bohrunternehmer gestört entnommenen Bodenproben und nach den Angaben in den Schichtenverzeichnissen des Bohrunternehmers (s. Unterlage 2.5) zu den Schichtgrenzen und den Bohransatzhöhen in Form von höhengerecht aufgetragenen Bohrprofilen in den Anlagen 021037/PFA2/2 und 3 dargestellt.

4.2 Baugrundaufbau

Nach den Ergebnissen der ausgeführten Kleinbohrungen BS 1 bis BS 18 steht im Bereich der AKN-Strecke zwischen Quickborn und Tanneneck generell der nachfolgend beschriebene Baugrund an:

- Auffüllungen/Mutterboden
- Sande und Geschiebelehm/-mergel
- Einlagerungen von Beckenschluff (vereinzelt)

Im oberflächennahen Bereich stehen ab der vorhandenen Geländeoberfläche zunächst **Auffüllungen** aus Sanden und (z. T. altem) **Mutterboden** aus überwiegend Fein- und Mittelsanden mit unterschiedlich großen Anteilen an Schluff, Grobsand, organischen Bestandteilen und Pflanzen- bzw. Bauschuttresten an. Die Unterkante der Auffüllungen /



des Mutterbodens wurde in Tiefen zwischen rd. 0,2 m (BS 2) und rd. 1,7 m (BS 3) unter Bohransatzpunkt erkundet. Bei den sandigen Auffüllungen ist erfahrungsgemäß und nach den Angaben in den Schichtenverzeichnissen des Bohrunternehmers (Unterlage 2.5) von einer überwiegend lockeren Lagerung auszugehen.

Unmittelbar unterhalb der Auffüllung bzw. des Mutterbodens wurde mit den Kleinbohrungen BS 1 bis BS 4 bindiger Geschiebeboden aus **Geschiebelehm/-mergel** erkundet, der bis zur Endteufe v. g. Bohrungen von rd. 4,0 m unter Bohransatzpunkt nicht durchbohrt wurde. Die restlichen Kleinbohrungen weisen **Sande** aus überwiegend Fein- und Mittelsanden mit unterschiedlich großen Anteilen an Grobsand, Kies und Pflanzenresten auf, deren Basis bis zur Endteufe von rd. 4,0 m größtenteils nicht erkundet wurde (BS 5 bis BS 7, BS 9 und BS 13 bis BS 18) und die insbesondere in den tieferen Bohrungen von bindigem Geschiebeboden aus **Geschiebelehm/-mergel** unterlagert werden (BS 8 und BS 10 bis BS 12).

Für die gewachsenen Sande ist erfahrungsgemäß und nach den Angaben des Bohrunternehmers in den Schichtenverzeichnissen (Unterlage 2.5) überwiegend von einer mindestens mitteldichten Lagerung auszugehen.

Die Konsistenz des Geschiebelehms/-mergels ist nach unserer Beurteilung der vom Bohrunternehmer angelieferten gestörten Bodenproben überwiegend als steif und stellenweise als weich bis steif und steif bis halbfest zu beurteilen.

Entstehungsbedingt ist im Geschiebelehm/-mergel mit der Einlagerung von einzelnen Steinen bis zur Größe von Blöcken (Findlingen) sowie mit wasserführenden Sand- und Kieseinlagerungen zu rechnen. Mit den Bohrungen wurden keine Steinhindernisse angetroffen; die Wahrscheinlichkeit für das Antreffen von Steinhindernissen ist danach verhältnismäßig gering einzuschätzen.

Vereinzelt (BS 10 und BS 12) wurde **Beckenschluff** in verschiedenen Tiefenlagen und einer Mächtigkeit von rd. 0,6 m (BS 10) bzw. 0,4 m (BS 12) angetroffen.



Weitere Details zum Baugrundaufbau sind jeweils den einzelnen Bohrprofilen auf den Anlagen 021037/PFA2/2 und 3 zu entnehmen.

4.3 Wasser im Baugrund

Der im Untersuchungsbereich angetroffene bindige Geschiebeboden aus Geschiebelehm /-mergel stellt eine weitgehend wasserundurchlässige Schicht (Grundwasserhemmer bzw. Grundwassernichtleiter) dar und bildet damit eine Deckschicht über dem Grundwasserleiter aus den darunter anstehenden Sanden. In Abhängigkeit der Tiefenlage der Unterkante dieser Deckschicht ist bereichsweise von gespanntem Grundwasser auszugehen.

Die gemäß den Angaben in den Schichtenverzeichnissen (Unterlage 2.5) während der Bohrarbeiten in den Kleinbohrungen gemessenen Bohrwasserstände sind in den Anlagen 021037/PFA2/2 und 3 jeweils links neben den Bohrprofilen eingetragen.

In den Kleinbohrungen BS 1, BS 2 und BS 16 bis BS 18 wurde kein Wasser angetroffen. In den Kleinbohrungen BS 4 bis BS 8, BS 10 und BS 12 bis BS 15 war aufgrund zusammengefallener Bohrlöcher kein Endwasserstand messbar.

Unabhängig von den beim Bohren angetroffenen Wasserständen ist in den aufgefüllten und gewachsenen Sanden über dem als Stauhorizont wirkenden bindigen Geschiebeboden bzw. in den sandigen Einlagerungen im bindigen Geschiebeboden mit dem Auftreten von Stau- und Schichtenwasser zu rechnen. Allgemein sind das Auftreten und die Intensität dieser Wasser stark jahreszeitlich bedingt und hängen von der Dauer und Stärke vorausgegangener Niederschläge sowie den örtlichen Abflussverhältnissen ab.

Bei starken Niederschlägen kann sich in den aufgefüllten und gewachsenen Sanden oberhalb des gering wasserdurchlässigen bindigen Geschiebebodens örtlich und zeitlich begrenzt ein Anstieg des Stauwassers bis nahe der vorhandenen Geländeoberkante (Bemessungsstauwasserstand) ausbilden, insbesondere dort, wo der bindige Geschiebeboden relativ dicht unter der Geländeoberfläche angetroffen wurde (Kleinbohrungen BS 1 bis BS 4).



4.4 Wasserqualität

Aus der Kleinbohrung BS 9 wurde am 07.07.2015 aus einem temporären Rammpegel eine Stauwasserprobe entnommen und hinsichtlich des Betonangriffsvermögens nach DIN 4030 und der Stahlaggressivität nach DIN 50929 chemisch untersucht.

Die Untersuchungen führte die GBA Gesellschaft für Bioanalytik Hamburg mbH, Pinneberg, aus (s. Unterlage 2.6). Die Analyseergebnisse können der Anlage 021037/PFA2/5, Seite 1 bis 5, entnommen werden.

Die Stauwasserprobe ist hinsichtlich des Betonangriffsvermögens seitens der GBA nach DIN 4030-1:2008-06, Tabelle 4, als nicht Beton angreifend eingestuft worden.

Hinsichtlich der Stahlaggressivität wird für die Stauwasserprobe die Mulden- und Lochkorrosionswahrscheinlichkeit sowie die Flächenkorrosionswahrscheinlichkeit nach DIN 50929-3 als sehr gering bewertet.

5. Bodenkennwerte

5.1 Ergebnisse bodenmechanischer Laborversuche

5.1.1 Wassergehalt

Zur allgemeinen und vergleichenden Bewertung wurde aus dem Geschiebelehm/-mergel und Beckenschluff der natürliche Wassergehalt nach DIN 18121, Teil 1, durch Ofentrocknung bestimmt. Die Einzelwerte der ermittelten Wassergehalte sind in den Anlagen 021037/PFA2/2 und 3 rechts neben den Bohrprofilen, den Probenentnahmetiefen zugeordnet, eingetragen. Es ergeben sich die in Tabelle 1 angegebenen Grenz- und Mittelwerte.

Tabelle 1: Wassergehalte

Bodenart	Versuchsanzahl	Wassergehalt w (%)		
		min.	mittel	max.
Geschiebelehm	5	11,9	13,4	16,7
Geschiebemergel	11	10,1	11,5	14,3
Beckenschluff	3	16,9	24,1	28,9



5.1.2 Glühverlust

An 3 ausgewählten Bodenproben aus dem Mutterboden und Sand mit organischen Anteilen wurde der Glühverlust nach DIN 18128 bestimmt. Die Versuchsergebnisse von $V_{gl,1} = 0,4 \%$ und $V_{gl,2} = 0,6 \%$ (Sand) bzw. $V_{gl,3} = 7,1 \%$ (alter Mutterboden) sind auf den Anlagen 021037/PFA2/2 und 3, der Probeentnahmetiefe zugeordnet, eingetragen.

Danach sind die untersuchten Bodenproben aus den Sanden nach DIN EN ISO 14688-2 als nicht organisch ($V_{gl} \leq 2 \%$) einzustufen. Die untersuchte Bodenprobe aus dem alten Mutterboden ist nach DIN EN ISO 14688-2 als mittel organisch ($6 \% \leq V_{gl} \leq 20 \%$) einzustufen

5.1.3 Korngrößenverteilung

Neben der manuellen und visuellen Beurteilung der Bodenproben wurden an 7 repräsentativen Bodenproben aus dem anstehenden Sand und Geschiebelehm/-mergel die Korngrößenverteilung nach DIN 18123 ermittelt.

Die ermittelten Korngrößenverteilungen sind bei der Benennung der Bodenarten in den Bohrprofilen auf den Anlagen 021037/PFA2/2 und 3 berücksichtigt worden und in Form von Körnungslinien jeweils auf den Anlagen 021037/PFA2/4.1 und 4.2 dargestellt.

5.2 Charakteristische Bodenkennwerte und Bodenklassen

Nach unserer manuellen und visuellen Beurteilung der Bodenproben, den ermittelten Laborversuchsergebnissen gemäß Abschn. 5.1 sowie nach unseren Erfahrungen mit vergleichbaren Böden sind in erdstatischen Berechnungen die in Tabelle 2 angegebenen charakteristischen Bodenkennwerte anzusetzen. In der Tabelle 2 sind ferner die den einzelnen Bodenarten zuzuordnende Bodenklasse nach DIN 18300:2012-09 und die Bodengruppe nach DIN 18196:2011-05 angegeben.

Wir weisen darauf hin, dass die in Tabelle 2 angegebenen Scherfestigkeiten nur einen groben Hinweis auf den erforderlichen Aufwand beim Lösen und Fördern des Bodens geben. Maßgebend ist die Einordnung in die Bodenklassen nach DIN 18300:2012-09.



Tabelle 2: Charakteristische Bodenkennwerte

Bodenart	Wichte γ/γ' (kN/m ³)	Scherfestigkeit		Steife- modul $E_{s,k}$ (MN/m ²)	Frost- empfindlichkeits- klasse nach ZTVE-StB 09	Boden- klasse nach DIN 18300	Boden- gruppe nach DIN 18196
		φ'_k (°)	c'_k (kN/m ²)				
Mutterboden	keine bautechnische Verwendung					1	[OH]
Sandige Auffüllungen mit Bauschuttresten, z.T. humos, locker gelagert	18/10	30	0	≥ 20	F 1, F 2	3/4/5 ¹⁾	[SE, SW, SU, OH]
Sand, mind. mitteldicht gelagert bzw. Austauschsand, auf mind. mitteldichte Lagerung verdichtet	19/11	35	0	≥ 50	F 1	3	SE, SW, SU
Geschiebelehm, mind. steife Konsistenz	21/11	30	5	≥ 30	F 3	4/5 ²⁾	SU, SU*, ST
Geschiebemergel, mind. steife Konsistenz	22/12	30	10	≥ 40	F 3	4/5 ²⁾	SU, SU*, ST
Beckenschluff, mind. steife Konsistenz	20/10	20	10	≥ 15	F 3	4/5	TL, TM, UL, UM

¹⁾ Bei größeren Bauschuttanteilen auch Klassen 6 - 7, örtlich festzulegen

²⁾ Bei fester Konsistenz bzw. größerem Steinanteil auch Bodenklasse 6; bei Blöcken (Findlingen) auch Bodenklasse 7.

6. Empfehlungen zur Erweiterung des Bahnkörpers

6.1 Aufbau des Erdkörpers

Der vorgesehene zweigleisige Ausbau ist dem Neubau durchgehender Hauptgleise entsprechend der DB-Richtlinie für Erdbauwerke RiL 836 zuzuordnen. Danach ist für den Bahnkörper folgender Regelaufbau vorzusehen:

Oberbau:	Gleisschotter	Planum
Erdkörper:	Planumsschutzschicht (PSS)	Erdplanum
	Frostschutzschicht (FSS)	
Untergrund:	(verdichteter oder verbesserter Untergrund)	Erdplanum
 gewachsener Boden	



Unterhalb des Gleisschotters folgt die Planumsschutzschicht (PSS), deren Dicke noch festzulegen ist. Für die OK Planum der PSS ist gemäß RiL 836.4101 ein Verformungsmodul von $E_{v2} \geq 100 \text{ MN/m}^2$ bzw. ein dynamischer Verformungsmodul von $E_{vd} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ einzuhalten. Gemäß RiL 836.4101, ist für die PSS ferner ein Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 1,00$ zu erreichen.

Der Untergrund besteht in Teilbereichen aus bindigem Baugrund aus Geschiebelehm/-mergel. Aus diesem Grund ist eine Schutzschicht mit geringerer Wasserdurchlässigkeit zu empfehlen. Als Planumsschutzschicht empfehlen wir hier den Einbau des Korngemisches KG 1 gemäß DBS 918 062.

Unterhalb der PSS empfehlen wir als Dammbaumaterial bzw. für den bereichsweise erforderlichen Bodenaustausch den Einbau von F1-Mineralgemischen (Kies/Sand, nicht frostempfindlich) der Bodengruppen GW, GI, GE, SW, SI und/oder SE nach DIN 18196. Für das Erdplanum gemäß RiL 836.4101 ist ein Verformungsmodul von $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ bzw. ein dynamischer Verformungsmodul von $E_{vd} \geq 30 \text{ MN/m}^2$ einzuhalten. Gemäß RiL 836.4101 ist für den Erdkörper ferner ein Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 0,97$ (für GW, GI) bzw. $D_{Pr} = 0,95$ (GE, SW, SI, SE) zu erreichen.

Die PSS muss filterstabil gegen den Gleisschotter sein und es müssen die PSS und das F1-Mineralgemisch untereinander filterstabil sein.

Die Eignung der zum Einbau vorgesehenen F1-Mineralgemische ist vor dem Einbau durch Siebanalysen nachzuweisen.

Sofern frostempfindliche F2-Böden bzw. sehr frostempfindliche F3-Böden nach ZTVE-StB 09 unterhalb der PSS anstehen, wird ferner der Einbau einer Frostschutzschicht (FSS) erforderlich. Die v. g. Sande bzw. Kiese sind für den Einbau in der FSS geeignet.

Das o. g. Mineralgemisch ist lagenweise ($d \leq 0,3 \text{ m}$) unter Verdichtung auf eine mindestens mitteldichte Lagerung einzubauen. Der Einbau sollte seitlich bis rd. 1 m über



das Sollprofil hinaus erfolgen. Der über das Sollprofil hinaus eingebaute Boden ist böschungsschonend wieder abzutragen.

Der auf dem Planum bzw. Erdplanum erreichte Verdichtungsgrad ist durch statische Plattendruckversuche nach DIN 18134:2012-04 bzw. durch dynamische Plattendruckversuche mit Hilfe des leichten Fallgewichtsgerätes nach TP BF-StB, Teil B 8.3, nachzuweisen.

Bei Auffüllhöhen von mehr als rd. $d = 0,5$ m empfehlen wir, die Lagerungsdichte mittels Sondierungen mit der leichten Rammsonde DPL-5 nach TP BF-StB Teil B 15.1 zu kontrollieren. Die zum o. g. Verdichtungsgrad von $D_{pr} \geq 95$ % Proctordichte etwa gleichwertige mitteldichte Lagerung ist erreicht, wenn unterhalb einer oberflächigen Störzone von rd. $d = 0,4$ m Dicke Schlagzahlen von i. M. $N_{10} > 7$ (min. $N_{10} \geq 5$) je 10 cm Eindringung der Sonde erreicht werden.

Wir empfehlen die genauen Einbaubedingungen unter Berücksichtigung des eingesetzten Verdichtungsgerätes zu Beginn der Bauausführung durch Probeverdichtungen festzulegen.

Über die v. g. Anforderungen hinaus sind für die Damm- und sonstigen Erdbaumaßnahmen die Angaben der DB-Richtlinie Ril 836.4101 bis 836.4106 für Erdbauwerke zu beachten.

6.2 Gründung des Erdkörpers und Bodenaustausch

Nach den Ergebnissen der Baugrundaufschlüsse (s. Abschn. 4) besteht der im Bereich des geplanten zweigleisigen Ausbaus erkundete Baugrund zunächst aus nicht ausreichend tragfähigen Auffüllungen und Mutterboden sowie darunter aus überwiegend ausreichend tragfähigen Böden. Die Auffüllungen bestehen überwiegend aus Sanden und enthalten z. T. stark organische Beimengungen.

Wir empfehlen im vorliegenden Fall zur Minimierung erforderlicher Bodenaustausch- bzw. Verbaumaßnahmen für die Erweiterung des Bahnkörpers folgendes Gründungskonzept:



- Austausch der obersten organisch verunreinigten Böden (in den Bohrprofilardarstellungen auf den Anlagen 021037/PFA2/2 und 3, mit **h** bzw. **h'** gekennzeichnet).
- Austausch von Mutterboden (mit **Mutterboden** bzw. **Mu** gekennzeichnet).
- Die Bodenaustauschtiefen sind im Detail während der Bauausführung durch Sohlabnahmen festzulegen.
- Sofern die Erweiterung des Bahnkörpers über z. Z. vorhandenen Gräben (z. B. vorhandener Bahnseitengraben) gegründet werden soll, sind die organischen Ablagerungen im Graben zu beseitigen.

Die nach den Ergebnissen der vorliegenden Baugrundaufschlüsse zu erwartenden Bodenaustauschtiefen werden nach dem v. g. Gründungskonzept wie folgt vorläufig abgeschätzt.

Die voraussichtlich erforderlichen Bodenaustauschtiefen liegen zwischen rd. 0,2 m (BS 2) und rd. 1,7 m (BS 3) unter Bohransatzpunkt. Aufgrund der Höhenanordnung der PSS und der bereichsweise ggf. erforderlichen FSS ist bereichsweise planmäßig ein tieferer Bodenaushub erforderlich.

Wir weisen jedoch darauf hin, dass aufgrund möglicher und zu erwartender Abweichungen zwischen den Bohransatzpunkten auch mit einem tieferen Austausch von anstehendem Boden in Abhängigkeit von den Ergebnissen der durchzuführenden Sohlabnahmen während der Bauausführung zu rechnen ist.

Der Anschluss an die bestehenden Dammböschungen ist unter Berücksichtigung des ggf. erforderlichen Bodenaustausches mit Abtreppungen herzustellen (vgl. auch Unterlage 2.4), um eine gegenseitige Verzahnung zwischen dem bestehenden und dem geplanten Erdkörper zu erreichen sowie den Einbau bzw. die Verdichtung des einzubauenden Materials zu erleichtern. Ferner sind die Abtreppungen und das Untergrundplanum nachzuverdichten; bei anstehenden bindigen Böden statisch und bei anstehenden nichtbindigen Böden dynamisch.

Bei der Bauausführung ist zu beachten, dass die bereichsweise anstehenden bindigen Böden (z. B. Geschiebelehm, Geschiebemergel) bei Wasserzutritt und/oder dynamischer



Beanspruchung schnell ihre Konsistenz verändern und in einen weichen bis breiigen Zustand übergehen. Ein Aufweichen muss sicher vermieden werden. Aufgeweichte Bodenschichten sind gegen verdichtet eingebauten Sand auszutauschen. Wir empfehlen deshalb, den Aushub generell in rückschreitender Arbeitsweise mit Geräten, die eine glatte Oberfläche hinterlassen, auszuführen. Es ist darauf zu achten, dass die Gründungssohle nach dem Aushub nicht mehr befahren und möglichst wenig betreten wird. Unmittelbar nach dem Aushub ist die Sohle durch den Austauschboden abzudecken. Ferner ist das Eindringen von Frost bis unterhalb der Aushubsohle zu vermeiden.

Beim Neubau des zweiten Gleises zur Herstellung des Regelaufbaus neben dem bestehenden Gleis kann unter Berücksichtigung der erforderlichen Aushubtiefen und des geringen Abstandes zwischen dem vorhandenen und dem geplanten Gleis zur Stützung des Gleisschotters und des unter dem bestehenden Gleis befindlichen Erdkörpers ein Verbau erforderlich werden. Im Bereich lokal tieferreichender Bodenaustauschmaßnahmen muss der Verbau der örtlichen Aushubtiefe angepasst werden und ist ggf. erdstatisch zu bemessen. Mit einer Beeinflussung durch Stauwasser ist zu rechnen (s. a. Abschn. 4.3). Wasserhaltungsmaßnahmen können erforderlich werden.

6.3 Entwässerung

Der Bahnkörper einschließlich Schutzschichten (PSS und ggf. FSS) ist zu entwässern, so dass in Teilbereichen eine Entwässerung mittels Bahnseitengräben und z. T. mit Sicker- bzw. Mehrzweckrohren erforderlich werden kann.

Für das im Bahnseitengraben anfallende Wasser muss der Anschluss an eine Vorflut vorgesehen werden, sofern das Wasser nicht über die Grabensohle versickern kann.

7. Angaben zur Gründung (Durchlass Viehtrift und EÜ Gronau)

7.1 Generelle Baugrundbeurteilung im Bauflächenbereich

Nach den Ergebnissen der vorliegenden Baugrundaufschlüsse besteht der im Bereich des Durchlasses Viehtrift (BS 8) und der EÜ Gronau (BS 9 und BS 10) erkundete Baugrund zunächst aus nicht ausreichend tragfähigen Auffüllungen und Mutterboden sowie darunter



aus überwiegend ausreichend tragfähigen Böden aus Sand und Geschiebemergel. Die Auffüllungen bestehen überwiegend aus Sanden und enthalten z. T. stark organische Beimengungen.

7.2 Gründungskonzept für den Neubau des Durchlasses Viehtrift

Gemäß den Unterlagen 2.1.2 und 2.1.3 wird der Neubau des Durchlasses Viehtrift als rahmenartiges Tunnelbauwerk aus Stahlbeton flach gegründet.

7.3 Gründungskonzept für die Erweiterung der EÜ Gronau

Gemäß Unterlage 2.2.1 wurde die EÜ Gronau als Brückenkonstruktion mit Widerlagern auf den anstehenden gewachsenen Sanden flach gegründet. Im Zuge des zweigleisigen Ausbaus ist vorgesehen, die Brücke mittels Fangedammkonstruktionen auf Spundwänden mit horizontal angeordneten Zugbändern zu gründen (Unterlagen 2.2.2 und 2.2.4).

8. Bemessung der Stützwandkonstruktionen und der bauzeitlichen Verbaukonstruktionen

8.1 Bemessungsprofile

Für die erdstatische Bemessung der Stützwandkonstruktionen bzw. bauzeitlichen Verbaukonstruktionen sind für die beiden im untersuchten Streckenabschnitt liegenden Bauwerke Durchlass Vietrift und EÜ Gronau die in den nachfolgenden Tabellen 3 und 4 angegebenen Bemessungsprofile zu Grunde zu legen. Für detailliertere Berechnungen können die jeweiligen Bohrprofile gemäß Anlage 021037/PFA2/2, herangezogen werden.



Tabelle 3: Bemessungsprofil Bereich Durchlass Viehtrift (BS 8)

Schichtgrenze von ... bis ... in mNN	Bodenart	Wichte γ/γ' (kN/m ³)	Scherfestigkeit	
			φ'_k	c'_k
OK Bahndamm (Dammkrone \leq ca. NN +22 m) NN +18,5 m	Auffüllung, Sand, locker bis mitteldicht gelagert (vorhandener Bahndamm)	18/10	32,5	2*
NN +18,5 m NN +16,0 m	Sand, mitteldicht gelagert	11	35,0	0
NN +16,0 m (NN +11,0 m)	Geschiebemergel, steife Konsistenz	12	30,0	10

* scheinbare Kohäsion, sofern der Boden erdfeucht, aber nicht wassergesättigt ist.

Bemessungsgrundwasserstand: NN +19,0 m

Tabelle 4: Bemessungsprofil Bereich EÜ Gronau (BS 9 und BS 10)

Schichtgrenze von ... bis ... in mNN	Bodenart	Wichte γ/γ' (kN/m ³)	Scherfestigkeit	
			φ'_k	c'_k
OK Bahndamm (Dammkrone \leq ca. NN +22 m) NN +17,0 m	Auffüllung, Sand, locker bis mitteldicht gelagert (vorhandener Bahndamm)	18/10	32,5	2*
NN +17,0 m NN +14,5 m	Sand, mitteldicht gelagert	11	35,0	0
NN +14,5 m (NN +7,5 m)	Geschiebemergel, steife Konsistenz bzw. Sand, mitteldicht gelagert	12 11	30,0 35,0	10 0

* scheinbare Kohäsion, sofern der Boden erdfeucht, aber nicht wassergesättigt ist.

Bemessungsgrundwasserstand: NN +17,5 m

Im Bereich der Hinterfüllung der neuen Spundwand (Fangedamm) mit Sand ist ein hydrostatischer Wasserdruck aus einer möglichen Wassersättigung der Verfüllung zu berücksichtigen. Wir empfehlen hierbei eine Wasserspiegeldifferenz von $\Delta h_w = 1,5$ m anzusetzen.



Ferner ist aufgrund der vorhandenen Wasserstände bzw. Wasserdruckhöhen (Stauwasser und gespannt anstehendes Grundwasser, s. a. Abschn. 4.3) mit Wasserhaltungsmaßnahmen zu rechnen; z.B. offene Wasserhaltung (Pumpensümpfe, bei Bedarf Baudränagen) innerhalb der Baugrube und geschlossene Wasserhaltung zur Druckentspannung unterhalb der wasserundurchlässigen Schicht (Geschiebelehm /-mergel).

Aufgrund der kleinräumigen Wechselhaftigkeit der Baugrundverhältnisse im Bereich EÜ Gronau empfehlen wir vor Bauausführung einen ergänzenden Baugrundaufschluss bestehend aus 2 weiteren Kleinbohrungen auf der gegenüberliegenden Gewässerseite.

8.2 Erdstatische Ansätze für die Bemessung der Stützwandkonstruktionen

Für die geplanten Stützwandkonstruktionen (Spundwände) sind folgende Erddruckansätze gemäß DIN 4085:2011-05 zu Grunde zu legen, um die horizontalen Verformungen der Wände zu begrenzen.

- erhöhter aktiver Erddruck $e = (e_a + e_o)/2$
(z.B. Fangedamm und bauzeitliche Spundwand neben Bestandsgleis EÜ Gronau, bauzeitliche Spundwand Viehtrift)
- Erdruhedruck $e = e_o$
(z.B. StB-Rahmen Durchlass Viehtrift)
- aktiver Erddruck $e = e_a$
(bauzeitliche Spundwand EÜ Gronau, nicht neben Bestandsgleis)
- Wandreibungswinkel $\delta_a = +2/3 \text{ cal } \varphi'_k$
- passiver Wandreibungswinkel, $\delta_p = -2/3 \text{ cal } \varphi'_k$
sofern nicht die Forderung $\Sigma V = 0$
einen anderen Wert erfordert
- Erdruhedruckbeiwert $k_o = 1 - \sin \varphi'_k$
- Verdichtungserddruck gemäß DIN 4085:2011-05.

Wir empfehlen, bei der Bemessung und der Ermittlung der Lastbilder und Schnittgrößen die Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ der DGGT (EAB, Ausgabe 2012) zu Grunde zu legen, sofern nicht durch die Vorschriften der DB für Erd- bzw. Ingenieurbauwerke (Ril 804 bzw. Ril 836) andere Anforderungen gestellt werden.



8.3 Standsicherheitsnachweise für die Stützwandkonstruktionen

Bei einer Stützwandkonstruktion aus Spundwänden gemäß Abschn. 3 bzw. Abschn. 7.3 ist die äußere Standsicherheit der Fangedämme prinzipiell zu prüfen.

Zur Vermeidung einer Biegebeanspruchung der Zugglieder (GEWI-Stahl) der Fangedämme infolge Setzungen der Verfüllung ist ein Schutzrohr vorgesehen, das konstruktiv nicht an die Spundwand bzw. die Anschlusskonstruktionen der Zugglieder angeschlossen wird und daher keine Lasten aus dem überlagernden Boden überträgt.

8.4 Hinweise zur Bemessung der Spundwände

Die Wahl des Spundwandprofils ist auch nach einbringtechnischen Kriterien zu treffen, wobei aufgrund der bereichsweise möglichen dichten und auch sehr dichten Lagerung der Sande sowie der bereichsweise halbfesten Konsistenz des Geschiebemergels ein erschwertes Einbringen zu berücksichtigen ist.

Mit Rücksicht auf den Bestand empfehlen wir, die Spundwandbohlen erschütterungsarm in den Baugrund einzupressen. Dabei können abhängig von der erforderlichen Einbindelänge sowie bei möglichen Steinhindernissen im Geschiebemergel Einbringhilfen erforderlich werden.

Alternativ können die Spundwandbohlen generell auch einvibriert oder eingerammt werden. Auch dabei können u. U. Einbringhilfen erforderlich werden.

Zur Minimierung des Einflusses der Spundwandeinbringung auf den Bestand muss das jeweilige Einbringverfahren hinsichtlich der auftretenden Schwingungen bzw. Erschütterungen optimiert werden.

Beim Einvibrieren treten in den anstehenden Sanden verfahrensbedingt Kornumlagerungen und Nachverdichtungseffekte mit entsprechenden Sackungen auf. Zur Minimierung dieser Effekte ist der Einsatz eines Hochfrequenzvibrationsbären mit zuschaltbaren resonanzfreiem An- und Ablauf erforderlich. Die Betriebsfrequenz des Vibrationsbären darf auch beim Auftreten von Hindernissen oder erschwertem Einbringen aufgrund



erhöhter Bodenwiderstände keinesfalls reduziert werden. Das Absenken der Betriebsfrequenz führt zu einer erheblichen Verstärkung der v. g. Effekte und somit zu einem wesentlichen Schadensrisiko für den Bestand.

Das Rammen (bzw. ggf. Nachrammen) der Spundwandbohlen geht verfahrensbedingt mit Erschütterungen einher, die ebenfalls zu Kornumlagerungen und Nachverdichtungseffekten führen können. Zur Minimierung der möglichen Auswirkungen auf den Bestand muss daher eine sogenannte schonende Rammung mit einem überschweren Rammhären (Bärgewicht \geq Eigengewicht Rammgut) und mit kleiner Fallhöhe ausgeführt werden. Hierfür sind Hydraulikrammhären mit regelbarer Rammenergie erfahrungsgemäß besonders gut geeignet.

Für den Nachweis der vertikalen Spundwandtragfähigkeit können für die anstehenden mindestens mitteldicht gelagerten Sande die folgenden charakteristischen Werte für die Mantelreibung $q_{s,k}$ und den Spitzenwiderstand $q_{b,k}$ zugrunde gelegt werden:

für mind. mitteldicht gelagerte Sande:

$$q_{s,k} = 50 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{b,k} = 2,5 \text{ MN/m}^2 \text{ bei Einvibrieren oder Einpressen, ohne Nachrammung}$$

$$q_{b,k} = 5 \text{ MN/m}^2 \text{ bei Rammung bzw. Nachrammung mind. auf den letzten 3 Metern}$$

Der Spitzenwiderstand ist bezogen auf den 3-fachen Stahlquerschnitt der Spundwand anzusetzen.

Für die anstehenden locker bis mitteldicht gelagerten Sande kann der folgende charakteristische Wert für die Mantelreibung $q_{s,k}$ angesetzt werden:

für locker - mitteldicht gelagerte Sande:

$$q_{s,k} = 25 \text{ kN/m}^2$$



Für den anstehenden Geschiebemergel mindestens steifer Konsistenz kann der folgende charakteristische Wert für die Mantelreibung $q_{s,k}$ und den Spitzenwiderstand $q_{b,k}$ angesetzt werden:

für steifen Geschiebemergel:

$$q_{s,k} = 30 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{b,k} = 1 \text{ MN/m}^2 \text{ bei Einvibrieren oder Einpressen, ohne Nachrammung}$$

$$q_{b,k} = 2 \text{ MN/m}^2 \text{ bei Rammung bzw. Nachrammung mind. auf den letzten 3 Metern}$$

Der Spitzenwiderstand ist bezogen auf den 3-fachen Stahlquerschnitt der Spundwand anzusetzen.

8.5 Bemessungsangaben für temporäre Rückverankerungen

Für bauzeitliche Rückverankerungen sind Verpressanker gemäß DIN EN 1537:2001-01 (ehem. DIN 4125) herzustellen.

Die Ankerbohrungen sind verrohrt auszuführen. Die freie Stahllänge von Verpressankern empfehlen wir in dem oberhalb des bauzeitlichen Bemessungsgrundwasserstandes anstehenden (allenfalls stauwasserführenden) Baugrund anzuordnen. Die Verfüllung der Ankerbohrlöcher im Bereich der freien Stahllängen ist so vorzunehmen, dass keine Setzungen auftreten können. Im Geschiebelehm/-mergel angeordnete Verpresskörper sind nachzuverpressen.

Die Ankerherstellung sollte so ausgeschrieben werden, dass die Wahl des Ankersystems, des Herstellungsverfahrens und der erforderlichen Länge der Verpressstrecken sowie die Anzahl der erforderlichen Nachverpressungen im Verantwortungsbereich der ausführenden Firma liegt. Die ausführende Firma hat die innere und äußere Tragfähigkeit der Anker gemäß DIN EN 1537:2001-01 und EC 7 nachzuweisen.

Für den Nachweis der äußeren Tragfähigkeit der geeigneten Verpressanker empfehlen wir von folgenden charakteristischen Werten für die Mantelreibung im Grenzzustand der



Tragfähigkeit GEO-2 auszugehen, die in dem gut tragfähigen Baugrund aus Sand und Geschiebemergel angesetzt werden können:

- im Geschiebemergel $q_{s,k} = 100 \text{ kN/m}^2$
- im Sand, mitteldicht gelagert $q_{s,k} = 180 \text{ kN/m}^2$

8.6 Trägerbohlwände und Spundwände als bauzeitliche Verbaumaßnahmen

Für die bauzeitliche Sicherung von Geländesprüngen empfehlen wir Spundwände vorzusehen. Alternativ sind auch Geländesprungsicherungen aus ggf. rückzuverankernden Trägerbohlwänden denkbar. Die Bohlträger sind in erschütterungsfrei gebohrte Bohrlöcher einzubringen.

Der Einsatz von vergleichsweise „weichen“ Trägerbohlwänden neben einem Gleiskörper, auf dem Bahnbetrieb durchgeführt wird, ist nur möglich, wenn die zulässigen horizontalen Wandverformungen eingehalten werden.

Für den Fall, dass z. B. beim Einbau von Spundwänden Hindernisse in Form von Steinen oder Blöcken (Findlinge) angetroffen werden, sind diese durch geeignete Maßnahmen (z. B. Räumungsbohrungen) zu beseitigen.

Die temporär eingebrachten Verbau- bzw. Spundwände sind zurückzubauen. Sofern ein Rückbau nicht möglich ist, sind bei Trägerbohlwänden verrottungssichere Verbauelemente einzubauen.

Die Bemessung des Trägerbohlwand- und Spundwandverbaues ist entsprechend den Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ der DGGT (EAB, Ausgabe 2012) vorzunehmen, sofern nicht durch die Vorschriften der DB für Erd- bzw. Ingenieurbauwerke (Ril 804 bzw. Ril 836) andere Anforderungen gestellt werden.

Zur Begrenzung der horizontalen Wandverformungen insbesondere im Bereich von Bahngleisen ist die Bemessung mit den Erddruckansätzen gemäß Abschn. 8.2 vorzunehmen, wobei auf die Berücksichtigung eines Verdichtungserddruckes für die Verbauwände



verzichtet werden darf. Für die bauzeitliche Geländesprungsicherung im Bereich der Baustraßen ist es ausreichend den aktiven Erddruck anzusetzen.

Für alle wesentlichen Bauzustände ist die äußere Standsicherheit gegenüber Geländebruch nach DIN 4084:2009-01 nachzuweisen.

9. Erdbauwerke im Bereich der Stützwandkonstruktionen sowie der Bahndämme

Im Zuge der Herstellung der Stützwandbauwerke und der Verbreiterung des Durchlasses Viehtrift und der EÜ Gronau wird es erforderlich, bereichsweise die bestehenden Bahndämme z. B. durch Verbreiterung, durch Aufhöhungen bzw. durch lokalen Abtrag anzupassen, Stützwandkonstruktionen zu hinterfüllen und Stützböschungen herzustellen.

Für die Planung und Ausführung der erforderlichen Erdarbeiten im hier untersuchten Trassenbereich sind die nachfolgend aufgeführten Randbedingungen zu berücksichtigen:

- Im Bereich der bestehenden Bahndämme ist davon auszugehen, dass unterhalb des Gleisoberbaues bzw. im Böschungsbereich unterhalb der durchwurzelten Oberbodenschichten die Bahndammauffüllungen aus Sanden anstehen. Diese Sande erfüllen allerdings nicht die Anforderungen an Planumsschutzschichten gemäß der DB-Richtlinie Ril 836.4101 für Erdbauwerke bzw. gemäß DBS 918 062 (Korngemisch KG 2).
- Die im Baufeld anstehenden Böden sind nach ZTVE-StB 09 hinsichtlich ihrer Frostempfindlichkeit wie folgt einzuschätzen (s. a. Abschn. 5.2):

Auffüllungen aus Sand (alter Bahndammkörper) mit wenig Geschiebelehm- /-mergeleinlagerungen (Schluffanteil ≤ 15 Gew.-%)	F 1 bzw. F 2
Sand, gewachsen	F 1
Geschiebelehm/-mergel, gewachsen oder aufgefüllt	F 3.
- Hinsichtlich der Wasserdurchlässigkeit sind die o. g. vorwiegend sandigen Auffüllungen der bestehenden Bahndammkörper als generell ausreichend wasserdurchlässiger Baugrund zu beurteilen, in dem anfallendes Niederschlagswasser nach kurzer Zeit versickert. Mit



Ausnahme eines örtlichen, niederschlagsabhängigen Sicker- und Stauwasseranfalles ist bauzeitlich für die Erdbaumaßnahmen kein Wasser im Baugrund zu berücksichtigen.

- Der erforderliche Verdichtungsgrad auf dem Erdplanum (s. u.) wird im Bereich des bestehenden Bahndammes ohne Nachverdichtung wahrscheinlich nicht nachweisbar sein. Wir empfehlen deshalb, den Aushub zunächst planmäßig bis zur UK der mit rd. $d = 0,3$ m Dicke zu wählenden Planumsschutzschicht (PSS) vorzunehmen. Im Zuge des Abtrages von Deckschichten ist vom geotechnischen Sachverständigen durch Gründungssohlabnahmen und Schürfe zu überprüfen, ob die als Unterbau anstehenden Dammbaustoffe wie oben erläutert hinsichtlich der Frostsicherheit, Wasserdurchlässigkeit und Verdichtungsfähigkeit bis mindestens rd. 0,5 m Tiefe unter OK Erdplanum geeignet sind.
- Dort, wo der Einbau von Sand als Ver- bzw. Hinterfüllung von Stützwänden geplant bzw. ggf. als Dammschüttung vorgesehen ist, ist ein Bodenabtrag der vorhandenen oberflächennahen durchwurzelten nicht tragfähigen Deckschichten (Oberboden, humose Sande) sowie ggf. von Teilen des bisherigen Gleisoberbaus durchzuführen. In gleicher Weise ist ggf. vorhandener bindiger Boden, der aufgeweicht ist oder in weicher Konsistenz ansteht, bis auf die sandigen Auffüllungsböden abzutragen. Der erforderliche Umfang der Bodenaustauschmaßnahmen ist aushubbegleitend durch den Baugrundsachverständigen vor Ort festzulegen. Im Bereich von Flachgründungen ist ein ggf. erforderlicher Bodenaustausch unter Berücksichtigung einer seitlichen Druckausstrahlung unter 45° durchzuführen.
- Für die Verfüllung zwischen bzw. die Hinterfüllung von Stützwänden sowie als Bodenersatz für ausgebaute nichttragfähige Bahndammauffüllungen sind ausreichend verdichtungsfähige, frostsichere und wasserdurchlässige Sande der Bodengruppen SE, SI, SW bzw. ggf. Sand-Kies-Gemische der Bodengruppen GW oder GI nach DIN 18196:2011-05 mit einem Ungleichförmigkeitsgrad $U \geq 5$ zu verwenden. Beim Aushub anfallende sandige Auffüllungen (Frostempfindlichkeitsklasse F 1) können vorbehaltlich der Separierung von humosen Bestandteilen und vorbehaltlich der (Wieder-) Einbaueinschränkungen zufolge einer Schadstoffbelastung ebenfalls für die Stützwandhinterfüllungen im Böschungsbereich oder als Dammschüttmaterial verwendet werden.



- Für Planumsschutzschichten (PSS), die eine Mindestdicke von mindestens rd. $d = 0,3$ m aufweisen sollten, sind im Hinblick auf eine gute Wasserdurchlässigkeit Korngemische KG 2 gemäß den Technischen Lieferbedingungen DBS 918 062 (Korngemische für Tragschichten) der DB AG bzw. vergleichbare Kies- oder Schottertragschichten nach ZTVT-StB 09 zu verwenden, die ausreichend frostbeständig, wasserdurchlässig, verdichtungsfähig und filterstabil gegen den Untergrund und den Gleisschotter sein müssen.
- Für Frostschutzschichten (FSS) ist ein ausreichend frostsicheres und wasserdurchlässiges Mineralgemisch aus den o. g. Sanden bzw. aus Sand-Kies-Gemischen der Bodengruppen SI oder SW bzw. GW oder GI nach DIN 18196:2011-05 einzubauen.
- Die Eignung der zum Einbau vorgesehenen Mineralgemische ist vor dem Einbau durch Siebanalysen nachzuweisen.
- Der Bodenersatz aus Sanden bzw. Planumsschutz- bzw. Frostschutzschichten sind lagenweise (Lagendicke rd. $d = 0,3$ m) verdichtet einzubauen (Verdichtungsanforderungen und -nachweise s. u.).
- Im Hinblick darauf, dass für die Herstellung der Dammbaumaßnahmen die in Norddeutschland üblicherweise zur Verfügung stehenden Sande der Bodengruppen SE, SI oder SW nach DIN 18196 zum Einbau kommen werden, sind alle neu anzulegenden Böschungen mit Böschungsneigungen von $1 : n = 1 : 1,75$ oder flacher anzulegen (bei Bodengruppe SE gilt Ungleichförmigkeitsgrad $U > 2$). Es ist davon auszugehen, dass für derartige Dammschüttungen bei den vorgesehenen bzw. bestehenden Dammhöhen ohne Nachweis eine ausreichende Böschungsbruchsicherheit gegeben ist. Im Anfangszustand sind jedoch flache Schalenrutschungen nicht völlig ausgeschlossen. Sofern die Böschungen während der Bauzeit längere Zeit unbepflanzt bleiben, halten wir es für sinnvoll, Böschungen zum Schutz vor Erosion z. B. mittels Folie abzudecken. Für steilere Böschungen sind Stabilisierungen der Böschungskörper mittels Geotextilien vorzusehen. Hierfür sind gesonderte Planungen erforderlich. Bauzeitliche Böschungen sind in Sanden unter max. $\beta = 45^\circ$ und im Geschiebelehm/-mergel unter max. $\beta = 60^\circ$ anzulegen.



- Sofern der alte Bahndammkörper angeschnitten wird, ist es zur Gewährleistung einer ausreichenden Verzahnung von vorhandenem und neuem Dammbaumaterial erforderlich, die anstehenden Dammböschungen in sinnvoll gewählten Stufen von etwa 0,6 m Höhe abzutreten. Der lagenweise verdichtete Einbau der Dammschüttungen sollte bis ca. 1 m über das Sollprofil erfolgen. Der über das Sollprofil hinaus eingebaute Boden ist böschungsschonend wiederabzutragen.
- Hinsichtlich der Verdichtung für das Erdplanum gemäß Ril 836.4101 A01 bei der hier für den gesamten Streckenabschnitt anzuwendenden Streckenkategorie R120 gelten die Angaben in Abschn. 6.1.

Der auf dem Planum bzw. Erdplanum erreichte Verdichtungsgrad ist durch Plattendruckversuche nach DIN 18134:2012-04 bzw. durch dynamische Plattendruckversuche mit Hilfe des leichten Fallgewichtsgerätes nach TP BF-StB, Teil B 8.3, nachzuweisen.

Bei Auffüllhöhen von mehr als rd. 0,5 m empfehlen wir, die Lagerungsdichte mittels Sondierungen mit der leichten Rammsonde DPL-5 nach TP BF-StB, Teil B 15.1 zu kontrollieren. Die zum o. g. Verdichtungsgrad von $D_{pr} \geq 95$ % Proctordichte etwa gleichwertige mitteldichte Lagerung ist erreicht, wenn unterhalb einer oberflächigen Störzone von rd. $d = 0,4$ m Dicke Schlagzahlen von i. M. $N_{10} > 7$ (min. $N_{10} \geq 5$) je 10 cm Eindringung der Sonde erreicht werden.

Wir empfehlen die genauen Einbaubedingungen unter Berücksichtigung des eingesetzten Verdichtungsgerätes im Vorwege durch Probeverdichtungen festzulegen.

Über die v. g. Randbedingungen und Anforderungen hinaus sind für die Erdbaumaßnahmen die Angaben der DB-Richtlinie Ril 836.4101 bis .4106 für Erdbauwerke zu beachten.

10. Erste generelle Angaben zu Setzungen

Zufolge der geplanten Erdbauwerke im untersuchten Bereich des Baufeldes wird der anstehende Baugrund in unterschiedlichem Umfang zusätzlich belastet. Im Einzelnen ergeben sich dabei Setzungen des neu zu errichtenden Rahmenbauwerks für den Durchlass Viehtrift und des Fangedamms (EÜ Gronau) sowie der Erdbaukörper.



Auf der Grundlage der vorliegenden Planunterlagen lassen sich zum jetzigen Zeitpunkt für das Setzungsverhalten der anstehenden Böden folgende vorläufigen Feststellungen treffen.

Da die Verkehrslasten zufolge des Bahnbetriebs nicht ständig einwirken, resultieren die zu erwartenden Setzungen größtenteils aus den ständig wirksamen Lasten der Bauwerkskonstruktionen und dem Gewicht der eingebauten Bodenkörper. Aufgrund der kurzzeitigen, allerdings regelmäßig einwirkenden, dynamischen Lastanteile vergrößern sich die Setzungen nur in geringem Maße. Insbesondere in Übergangsbereichen von unterschiedlichen Gründungsarten (z. B. von Gleiskörpern auf Fangedamm zu Gleiskörpern auf Erdbaukörpern) ist mit Setzungsdifferenzen zu rechnen. Wir empfehlen in diesen Bereichen die Höhenlage der Gleise zu beobachten und bei Bedarf Nachstopfarbeiten durchzuführen.

Da die durch zusätzliche Bauwerkslasten beeinflussten Bodenschichten kein ausgeprägt zeitabhängiges Verformungsverhalten aufweisen, werden die wesentlichen Setzungen der eingebauten Bodenkörper und der Stützwandkonstruktion im Zuge des Baufortschritts eintreten und zum Zeitpunkt der Inbetriebnahme der Bahntrasse nahezu vollständig abgeschlossen sein.

Eine quantitative Abschätzung der zu erwartenden Setzungen ist zurzeit noch nicht möglich. Unter Berücksichtigung der im Gründungsbereich zu erwartenden gut tragfähigen Bodenschichten aus mindestens mitteldicht gelagertem Sand oder mindestens steifem Geschiebelehm/-mergel ist vorläufig von möglichen Setzungen in einer Größenordnung von maximal wenigen Zentimetern auszugehen.

11. Zusammenfassung

Im Zuge der Elektrifizierung der AKN Strecke A 1/S 21 ist zwischen Quickborn und Tanneneck der zweigleisige Ausbau der AKN-Strecke geplant. Hierbei werden im Zuge der Erweiterung der Gleiskörper auch die im Streckenabschnitt liegenden Bauwerke Durchlass Viehtrift und EÜ Gronau entsprechend erweitert/erneuert.

Empfehlungen zur Erweiterung des Bahnkörpers sind dem Abschn. 6 zu entnehmen.



Generelle Angaben zur Gründung der beiden Bauwerke Durchlass Viehtrift und EÜ Gronau können Abschn. 7 entnommen werden.

Hinweise und Angaben zur Bemessung der Stützwandkonstruktionen und der bauzeitlichen Verbaukonstruktionen sind in Abschn. 8 und zu den Erdbauwerken im Bereich der Stützwandkonstruktionen sowie der Bahndämme sind in Abschn. 9 angegeben.

Bearbeiter: Dipl.-Ing. Linke

Grundbauingenieure
Steinfeld und Partner GbR

Verteiler:

Sellhorn Ingenieurgesellschaft mbH
Herrn Makurland
Herrn Dr. Pfeiffer

2fach und per E-Mail: Frank.Makurland@sellhorn-hamburg.de
per E-Mail: Uwe.Pfeiffer@sellhorn-hamburg.de