



**GEO - UND UMWELTECHNIK
INGENIEUR-GESELLSCHAFT MBH**

BERATENDE INGENIEURE

2011/196N4 - Ba/Wi – 29.11.2016

**BBI Geo- und Umwelttechnik
Ingenieur-Gesellschaft mbH
Beratende Ingenieure**

Lübecker Str. 1 · 22087 Hamburg
Tel. +49-40-229 468-0 · Fax -40
E-Mail info@b-b-i.de
www.b-b-i.de

**NEUBAU DER A26
AK HH-SÜDERELBE (A7) – AD/AS HH-
STILLHORN (A1)**

**VKE 7051:
AK HH-SÜDERELBE (A7) – AS HH-HAFEN SÜD**

**Geotechnische Fachplanung Strecke
und bauzeitliche Wasserhaltung**

**Gutachten
Beratung
Planung
Bauüberwachung
Baugrunddynamik
Umwelttechnik**

Geschäftsleitung

Dr.-Ing. Franjo Böckmann²
Dr.-Ing. habil. Sascha Henke²
Dr. rer. nat. Götz Hirschberg
Dr.-Ing. Fabian Kirsch¹
Dr.-Ing. Olaf Stahlhut²

Senior-Partner

Dipl.-Ing. Peter Bahnsen²

¹ Anerkannter Prüfsachverständiger für
den Erd- und Grundbau.

² Mitglieder der Hamburgischen
Ingenieurkammer-Bau

Verband Beratender Ingenieure

Zertifiziert gemäß:
SCC (Safety Certificated Contractor)

Auftraggeber:

DEGES
Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH
Zimmerstraße 54
10117 Berlin

Amtsgericht Hamburg
Handelsregister Nr.:
HRB 46 681

Steuer.Nr.: 43/705/00237
UST-ID: DE 118640446

Commerzbank AG
IBAN: DE59 2008 0000 0900 7180 00
BIC: DRESDEFF200



Im Verbund mit der GuD
Geotechnik und Dynamik
Consult GmbH



INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
1. AUFGABENSTELLUNG.....	1
2. UNTERLAGEN	1
2.1 Gutachten.....	1
2.2 Pläne	2
2.3 Normen und Regelwerke.....	2
2.4 Literatur	3
2.5 Berechnungsprogramme.....	3
3. STRECKENVERLAUF UND GRADIENTE.....	4
3.1 Streckenabschnitt 1: Bau-km 0-350.000 bis Bau-km 0+100.000.....	6
3.2 Streckenabschnitt 2: Bau-km 0+100.000 bis Bau-km 0+800.000.....	8
3.3 Streckenabschnitt 3: Bau-km 0+800.000 bis Bau-km 1+650.000.....	8
3.4 Streckenabschnitt 4: Bau-km 1+650.000 bis Bau-km 1+952.842.....	8
4. UNTERGRUNDVERHÄLTNISSE.....	10
5. GRUNDWASSER.....	13
6. BODENKENNWERTE.....	14
7. GRÜNDUNG DER STRECKENABSCHNITTE.....	15
7.1 Gründung in der Marsch.....	16
7.1.1 Überschüttverfahren.....	16
7.1.2 Aufgeständerte Gründungspolster.....	20
7.1.3 Vorzugsvariante	21
7.2 Gründung im Bereich der Entwässerungsfelder Moorburg-Mitte.....	22
8. AUSFÜHRUNG DER BÖSCHUNGEN IM GELÄNDEEINSCHNITT	23
9. VORBEMESSUNG UND STANDSICHERHEITSNACHWEISE	25
9.1 Gründung auf Säulen mit bewehrter Tragschicht.....	25
9.1.1 Geometrie und Belastung des Tragsystems	25
9.1.2 Berechnungsprofile	27
9.1.3 Nachweise der inneren Tragfähigkeit der Betonsäulen	28
9.1.4 Nachweis der äußeren Tragfähigkeit der Betonsäulen.....	28

...



9.1.5	Abschätzung der Setzungen	28
9.1.6	Stand sicherheitsnachweise Damm	29
9.1.7	Sicherheit gegen Herausziehen der Bewehrung.....	29
9.1.8	Bemessung der Lastverteilungsschicht nach EBGEO	30
9.2	Vorbelastung Entwässerungsfelder	31
9.3	Böschungen des Geländeeinschnitts der Entwässerungsfelder	32
10.	ERDBAU.....	33
11.	WASSERHALTUNG WÄHREND DER BAUZEIT	34
11.1	Streckenabschnitt Entwässerungsfelder	34
11.1.1	Wasser aus der Konsolidierung während der Vorbelastung	35
11.1.2	Wasser aus den Tiefendränagen	35
11.1.3	Offene Wasserhaltung	35
11.1.4	Abschätzung der Wassermengen.....	35
11.2	Streckenabschnitt Marsch	37
11.2.1	Vorflutverhältnisse	37
11.2.2	Wassermengen und Fassung	38
11.2.3	Wasserqualität	40
11.2.4	Genehmigungsrechtliche Randbedingungen.....	41
11.2.5	Wasseraufbereitung	42
11.2.6	Aufstellungsort	46
11.2.7	Überwachung des Anlagenbetriebs	47
	ANLAGENVERZEICHNIS	48
	Abb. 1: Übersichtsplan Trasse	5
	Abb. 2: Isolinien Unterkante Weichschichten gemäß geophysikalischer Vermessung.....	11
	Abb. 3: Zeit-Setzungsverlauf Überschüttverfahren	19
	Abb. 4: Spannungsverteilung über die Tiefe unterhalb der Fahrbahnen	26
	Abb. 5: Stauwasserentnahme durch Tiefendränage.....	36
	Tab. 1: Charakteristische Bodenkennwerte	14
	Tab. 2: Streckenabschnitt mit Säulengründung	27
	Tab. 3: Ergebnisse der Bemessung der Geogitter.....	30
	Tab. 4: Zusammenstellung der bauzeitlichen Wassermengen Entwässerungsfelder.....	37



1. AUFGABENSTELLUNG

Die Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und –bau GmbH (DEGES) plant im Auftrag der Freien und Hansestadt Hamburg, Behörde für Wirtschaft, Verkehr und Innovation, den Netzlückenschluss zwischen den Bundesautobahnen A7 im Westen und der A1 im Osten. Mit der Weiterführung der von Stade kommenden A26 im Süden des Hamburger Hafens sollen eine leistungsfähige Ost-West-Straßenverbindung hergestellt und weiträumige Hafenverkehre gebündelt werden. Neben der überregionalen Funktion im Autobahnnetz soll die A26 zudem die Erreichbarkeit des Hamburger Hafens verbessern und innerstädtische Quartiere von Verkehr und damit Lärm- und Schadstoffemissionen entlasten.

Für die geplante Verkehrseinheit (VKE) 7051 vom AK HH-Süderelbe (A7) bis zur AS HH-Hafen Süd wurde die BBI Geo- und Umwelttechnik Ingenieur-Gesellschaft mbH von der DEGES mit der Ausarbeitung einer Geotechnischen Fachplanung sowie eines Konzeptes zur bauzeitlichen Wasserhaltung beauftragt. Grundlagen für die Fachplanung sind die Geotechnischen Berichte [U1] / [U2].

Der vorliegende Bericht dokumentiert die Ergebnisse der Geotechnischen Fachplanung.

Die Planung der Verkehrsmaßnahme sowie der Bauwerke erfolgt durch die Arcadis Deutschland GmbH.

Der Übersichtslageplan auf der Anlage 1 zeigt die generelle Lage der geplanten Strecke und deren Umgebung.

2. UNTERLAGEN

Nachfolgende Gutachten, Pläne, Normen und Regelwerke liegen dem vorliegenden Bericht zugrunde:

2.1 Gutachten

[U1] ARGE A26 BBI.KED, Hamburg: A26, Ost- AK HH-Süderelbe (A7) bis AD/AS HH-Stillhorn (A 1), VKE 7051: AK HH-Süderelbe (A7) – AS HH-Moorburg – Baugrundbeurteilung und Gründungsempfehlung Streckengutachten Vorbericht – Juli 2013



[U2] BBI, Hamburg: A26, Ost- AK HH-Süderelbe (A7) bis AD/AS HH-Stillhorn (A 1), VKE 7051: AK HH-Süderelbe (A7) – AS HH-Moorburg – Bericht 1 Baugrundbeurteilung –12.09.2016

[U3] BWS GmbH, Neubau der A26-Ost, VKE 7051, Untersuchungen zu möglichen vorhabenbezogenen Auswirkungen auf die Grund- und Stauwassersituation, 03.08.2013

2.2 Pläne

[U4] Lagepläne 5/2 bis 5/5, ARGE A 26 Hamburg- Arcadis + Sweco, Berlin, Bearbeitungsstand 08/2016, Maßstab 1:1.000

[U5] Höhenpläne Strecke und Rampen, 6.1/2 bis 6.1/4, 6.2/1 bis 6.2/5, 6.3/1 bis 6.3/4, 6.4/1, ARGE A 26 Hamburg- Arcadis + Sweco, Bearbeitungsstand 08/2016, Maßstab 1:1.000/100

[U6] Querprofile Strecke und Rampen, ARGE A 26 Hamburg- Arcadis + Sweco, Berlin, 30.09.2015, Maßstab 1:100

2.3 Normen und Regelwerke

DIN 1054:2010-12 Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1

DIN EN 1997-1:2009-09 Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009
Hinweis: Die neuere Ausgabe 2014-03 der DIN EN 1997-1 ist zum Zeitpunkt des vorliegenden Berichtes bauaufsichtlich noch nicht eingeführt. Nach deren bauaufsichtlicher Einführung ist die Ausgabe 2014-03 zugrunde zu legen.

DIN EN 1997-1/NA:2010-12 Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln



DIN EN 1997-2:2010-10	Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds; Deutsche Fassung EN 1997-2:2007 + AC:2010
DIN EN 1997-2/NA:2010-12	Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds
DIN EN 1998-1/NA:2011-01	Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbau
DIN 4084:2009-01	Baugrund- und Geländebruchberechnungen, Januar 2009, Normenausschuss Bauwesen im DIN
ZTV E-StB: Ausgabe 2009:	Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau
Merkblatt FGSV	Merkblatt über Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund, Ausgabe 2010
EBGEO	Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnungen von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen – EBGEO, 2. Auflagen 2010

2.4 Literatur

- /1/ Bjerrum, L., Berre, T.: Shear strength of normally consolidated clays, International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 8. Moscow 1973
- /2/ Priebe, Heinz J.: Die Bemessung von Rüttelstopfverdichtung, Ground Engineering, Dezember 1995, Fachaufsatz GT 07-13 D

2.5 Berechnungsprogramme

Für die erdstatischen Berechnungen wurden folgende Programme der GGU Software GmbH, Braunschweig, eingesetzt:

...



1. Stability, Version 11.17, Gelände-, Böschungs- und Grundbruchberechnungen nach DIN 4084 und EC 7,
2. Consolidate, Version 5.08, Berechnung von Konsolidierungsprozessen, Porenwasserdruckverteilungen und Setzungen,
3. Settle, Version 4.01, Berechnung von Fundamentsetzungen nach DIN 4019 mittels Rechteck- oder Dreiecksfundamenten,
4. Axpile, Version 6.04, Berechnung von Bohr- und Rammpfählen nach DIN 4014, DIN 1054, EA-Pfähle und Franke.
5. Slice, Version 6.01, Berechnung der Standsicherheit einer Böschungslamelle nach DIN 4084.

3. STRECKENVERLAUF UND GRADIENTE

Die Trasse der VKE 7051 verläuft in der Marschenniederung des Elburstromtals. Dort liegt die Geländeoberkante mit Ausnahme der anthropogenen Auffüllungen auf Höhen von etwa $\pm 0,0$ m NN. Zu den anthropogen aufgefüllten Bereichen im Trassenabschnitt gehören der Straßendamm der A7 sowie die Entwässerungsfelder Moorburg-Mitte und Moorburg-Ost. In diesen Abschnitten liegen die Geländehöhen etwa zwischen + 5,5 m NN und + 8 m NN. Die nachfolgende Abbildung zeigt eine Übersicht über den Streckenverlauf.

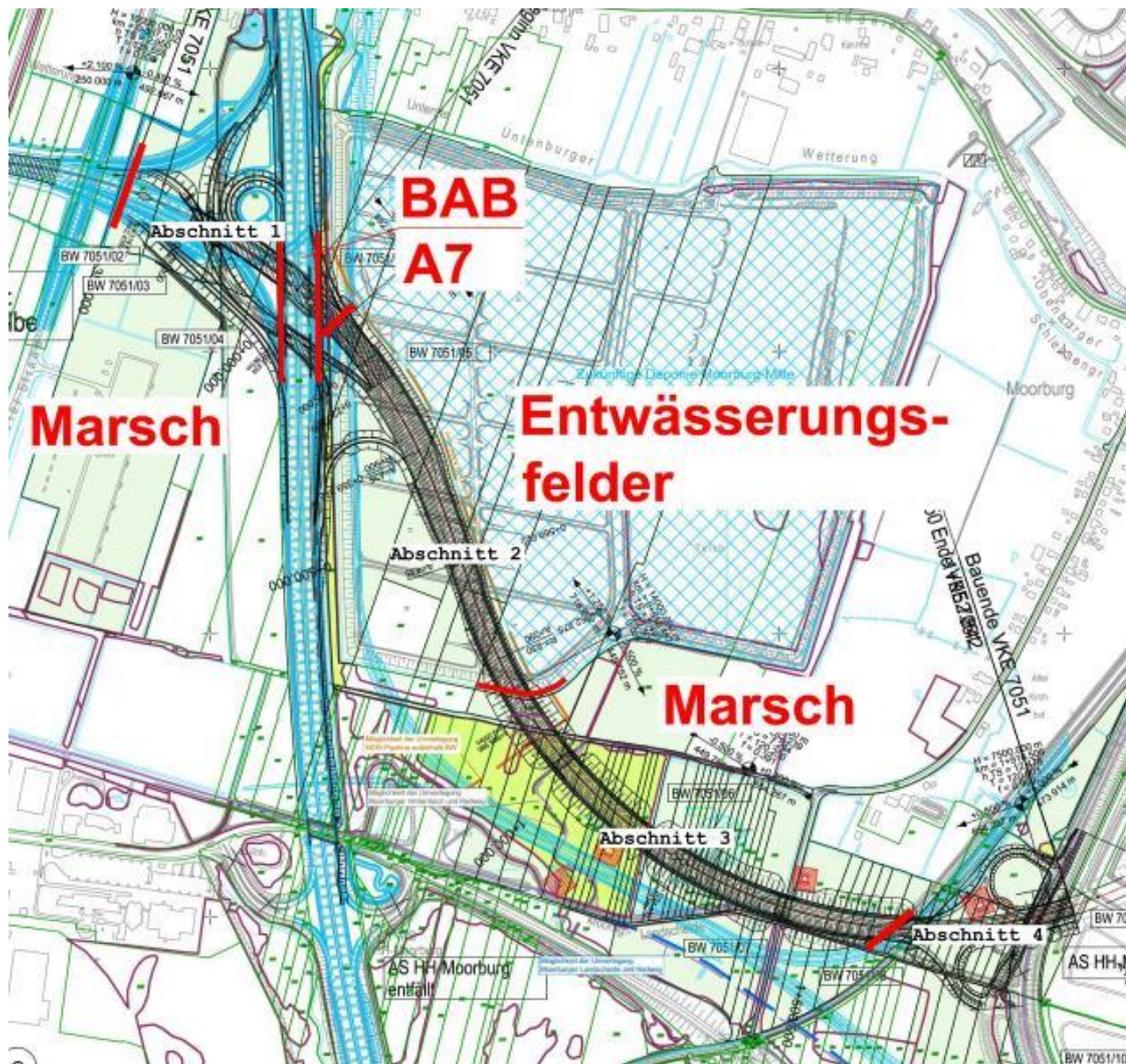


Abb. 1: Übersichtsplan Trasse

Auf der Grundlage der Erkenntnisse aus den durchgeführten Erkundungsprogrammen und der vorliegenden Straßenplanung wird für die geotechnische Fachplanung die Strecke in 4 Abschnitte unterteilt:

- Streckenabschnitt 1: Bau-km 0-350.000 bis Bau-km 0+100.000,
- Streckenabschnitt 2: Bau-km 0+100.000 bis Bau-km 0+800.000,
- Streckenabschnitt 3: Bau-km 0+800.000 bis Bau-km 1+650.000,
- Streckenabschnitt 4: Bau-km 1+650.000 bis Bau-km 1+952.842.



3.1 Streckenabschnitt 1: Bau-km 0-350.000 bis Bau-km 0+100.000

Der Abschnitt 1 beginnt am Bauanfang der Verkehrseinheit VKE 7051 bei Bau-km 0-350.000 und endet am westlichen Randbereich des Entwässerungsfeldes Moorburg-Mitte (ca. Bau-km 0+100.000).

Der Streckenabschnitt führt zunächst über eine Strecke von ca. 190 m durch Wiesen- und Weideflächen mit anschließender Überquerung der obersten Unterburger Wetterung. Westlich der obersten Unterburger Wetterung sind die Überführungsbauwerke BW 7051/02 und BW 7051/03 mit den anschließenden Rampen 2330 und 350 vorgesehen.

Der daran anschließende Trassenbereich erstreckt sich über eine ca. 100 m lange Waldfläche und unterquert dann den Autobahndamm der A7 über etwa 100 m. Die A7 wird durch das geplante Bauwerk BW 7051/01 unterquert. Zwischen Autobahndamm und Begrenzungsdamm des Entwässerungsfeldes folgt ein ca. 55 m langes Geländestück mit Entwässerungsgräben.

Die Geländeoberkante schwankt im vorgenannten Abschnitt zwischen etwa $\pm 0,0$ m NN und ca. + 1,5 m NN. Der Autobahndamm der A7 liegt auf einem Höhenniveau von ca. + 7 m NN. Die Sohlen der Entwässerungsgräben liegen auf etwa - 0,7 m NN. Die geplante Gradienten der Hauptstrecke liegt zwischen + 2,43 m NN und + 1,6 m NN, so dass eine Dammlage mit geringer Höhe gegeben ist.

Im Bereich des Streckenabschnittes 1 liegen weiterhin folgende Rampen des geplanten Autobahnkreuzes, vgl. auch Lageplan der Anlage 2:

- Rampe 330 (Hannover – Stade)

Die Rampe 330 führt von der A7 aus Richtung Hannover auf die A26 in Richtung Stade. Die Rampe verlässt die in Dammlage befindliche A7 in etwa auf Höhe des südlichen Endes des Entwässerungsfeldes Moorburg-Mitte und erstreckt sich zunächst im Bereich des Urgeländes zwischen A7 und Entwässerungsfeld. Im Bereich der A7 gleicht diese sich der Lage der Rampe 350 an und führt mit dieser parallel unter der A7 hindurch über die anschließende Waldfläche. Nach der gemeinsamen Überführung der geplanten A26 verlässt diese die Trasse der Rampe 350 und führt zum Rampenbereich der A26 West.

Die Geländehöhen schwanken im Bereich der geplanten Rampen zwischen $\pm 0,0$ m NN und ca. + 6,5 m NN im Bereich des Autobahndammes der A7. Die größte Höhe der Rampe 330 ist mit + 8,86 m NN im Anschluss an das Bauwerk 2 gegeben. Der Tiefpunkt der Rampe 330 befindet sich östlich der A7 mit einer Höhe von + 1,45 m NN.



- Rampe 350 (HH Nord – HH Ost)

Die geplante Rampe 350 führt von der A7 in Richtung Hannover auf die A26 in Richtung Hamburg. Die Rampe zweigt südlich der Autobahnüberführung über den Moorburger Elbdeich auf Höhe des Straßendamms der A7 ab und führt durch Wald- und Wiesenflächen über das Urgelände und kreuzt nach ca. 600 m die A7. Anschließend führt die Rampe, bis sie sich in die A26 einfädelt, durch das Entwässerungsfeld Moorburg-Mitte. Der Hochpunkt der Gradienten liegt am Bauwerk 3 mit + 8,73 m NN, der Tiefpunkt bei Querung der Entwässerungsgräben östlich des Damms der A7 auf + 1,45 m NN.

- Rampe 360 (Hannover-HH Ost)

Die Rampe 360 führt von der A7 aus Hannover auf die A26 in Richtung Hamburg. Die Rampe beginnt im Bereich der A7, führt über das Urgelände östlich der A7 und verläuft anschließend über das angrenzende Entwässerungsfeld Moorburg-Mitte. Die ca. 230 m lange Rampe fädelt dann etwa bei Bau-km 0+370.000 in die A26 ein.

Die Geländeoberkante schwankt im Bereich der Rampe 360 zwischen ± 0 m NN (Urgelände) und ca. + 5,5 m NN (Entwässerungsfeld Moorburg-Mitte). Die Rampe 360 hat den Hochpunkt beim Bauanfang des Rampenverteilers mit + 3,76 m NN, der Tiefpunkt liegt etwa bei Durchquerung der Randwalles der Entwässerungsfelder auf + 1,48 m NN.

- Rampe 370 (HH Ost-Hannover)

Die Rampe 370 führt von der A26 aus Hamburg auf die A7 in Richtung Hannover. Die Rampe 370 verlässt die A26 nach der gemeinsamen Unterquerung der A7 und führt dann in den Dammbereich der bestehenden A7. Die Rampe ist ca. 270 m lang und führt durch das westlich der A7 liegende Waldstück. Das Gelände liegt in diesem Bereich zwischen ca. + 0,5 m NN und etwa + 8,0 m NN auf dem Autobahndamm der A7. Innerhalb der Verbindungsrampe (Ohr) ist ein Regenrückhaltebecken vorgesehen. Die Gradienten steigt von +1,82 m NN bei der Ausfädelung aus der A26 auf + 8,0 m NN im Anschluss zur A7.

- Rampe 380 (HH Ost – HH Nord)

Die Rampe 380 führt von der A26 aus Hamburg auf die A7 in Richtung Flensburg. Die Rampe ist ca. 480 m lang und verläuft zunächst im Bereich des Entwässerungsfeldes Moorburg-Mitte und anschließend durch das Marschland. Das Gelände liegt in diesem Bereich etwa zwischen + 5,7 m NN (Entwässerungsfeld) und etwa + 0,3 m NN (Marschland). Die Gradienten hat ihren Tiefpunkt im Bereich des



Entwässerungsfeldes mit + 1,72 m NN und steigt dann auf + 7,45 m NN im Anschluss zur A7 an.

3.2 Streckenabschnitt 2: Bau-km 0+100.000 bis Bau-km 0+800.000

Der Streckenabschnitt 2 führt durch das bestehende Entwässerungsfeld Moorburg-Mitte. Er durchschneidet den westlichen Randwall des Entwässerungsfeldes etwa bei Station km 0+100 und endet am südlichen Randwall bei Bau-km 0+800.000. Die derzeitigen Geländeoberkanten des auf dem Ursprungsgelände aufgeschütteten Spülfeldes liegen zwischen etwa + 5,5 m NN (Spülfläche) und + 8,0 m NN (Damm). Im Streckenabschnitt 2 steigt die Gradienten von + 1,6 m NN auf + 8,1 m NN an.

3.3 Streckenabschnitt 3: Bau-km 0+800.000 bis Bau-km 1+650.000

Der Streckenabschnitt 3 führt ab dem südlichen Rand des Spülfeldes Moorburg-Mitte bis zu den Gleisen der Hafenbahn (Bauwerk 7051/08). In diesem Streckenabschnitt befinden sich die Bauwerke 7051/06 und 7051/07. Die Trasse kreuzt u. a. die Brunnenanlagen von Hamburg Wasser. Die Brunnenanlagen beginnen ab Bau-km 1+170.000 und werden im Osten vom Moorburger Kirchdeich (Bauwerk 7051/07) begrenzt. Etwa 200 m östlich des Moorburger Kirchdeiches befindet sich die Hafenbahn (ca. Bau-km 1+650.000).

Das Geländehöhe verläuft in diesem Streckenabschnitt relativ konstant in Höhe des Urgeländes ($\pm 0,0$ m NN). Die Hafenbahn befindet sich in Dammlage (etwa + 2,0 m NN). Innerhalb des Baugeländes liegen diverse Entwässerungsgräben, deren Sohle bis ca. 1,5 m unter das Niveau des Urgeländes reicht. Im Streckenabschnitt 3 steigt die Gradienten von + 8,1 m NN auf + 11,5 m NN an.

3.4 Streckenabschnitt 4: Bau-km 1+650.000 bis Bau-km 1+952.842

Der östliche Streckenabschnitt führt ab den Gleisen der Hafenbahn (Bauwerk 7051/08) über den Moorburger Hauptdeich bis zum Entwässerungsfeld Moorburg-Ost. Die vorhandene Deichkrone liegt bei ca. + 8,2 m NN. Die Straße Moorburger Hauptdeich liegt auf einem Niveau von etwa + 3,5 m NN. Östlich des Moorburger Hauptdeiches schließt sich die nächste Verkehrseinheit (VKE 7052) an. Die Gradienten der Hauptstrecke steigt im Streckenabschnitt 4 von + 11,6 m NN auf + 13,6 m NN an.

Zum Abschnitt 4 gehören weiterhin folgende Rampen der Anschlussstelle HH-Hafen Süd:

...



- Rampen 415 und 421

Die Rampe 415 führt vom Moorburger Hauptdeich auf die A26 in Richtung Stade. Die Einfahrrampe schließt vor der Kreuzung der A26 mit der Hafenbahn (BW 7051/08) an die A26 an. Die Rampe erstreckt sich über eine Länge von ca. 300 m.

Die Rampe 421 führt von der A26 aus Richtung Osten kommend auf den Moorburger Hauptdeich. Die Ausfahrrampe verlässt die A26 unmittelbar hinter der Kreuzung der A26 mit dem Moorburger Hauptdeich (BW 7051/09). Die Rampe erstreckt sich über eine Länge von etwa 270 m.

Nach Verlassen von bzw. bis zum Anschluss an den Moorburger Hauptdeich verlaufen die beiden Rampen zunächst über eine Strecke von ca. 150 m parallel. Die Rampen führen durch eine Waldfläche, in welcher sich eine Wasserfläche befindet. Im Ohr der Ausfahrt ist ein Regenrückhaltebecken vorgesehen.

Die Straße Moorburger Hauptdeich liegt auf einem Niveau von etwa + 3,5 m NN. Die Deichkrone des Hauptdeiches befindet sich derzeit auf eine Höhe von etwa + 8,4 m NN. Der östlich liegende Außendeichweg hat eine Höhenkote von ca. + 6 m NN. Westlich des Moorburger Hauptdeiches, im Bereich der Rampen 415 und 421, liegt das Gelände zwischen ± 0 m NN und ca. + 1,0 m NN.

- Rampen 431 und 441 (Ein- und Ausfahrrampen Süd)

Die Rampe 431 führt vom Moorburger Hauptdeich auf die A26 in Richtung Hamburg. Die Einfahrrampe schließt vor der Kreuzung der A26 mit dem Moorburger Hauptdeich (BW 7051/09) an die A26 an. Die Rampe erstreckt sich über eine Länge von ca. 200 m.

Die Rampe 441 führt von der A26 aus Richtung Westen kommend auf den Moorburger Hauptdeich. Die Ausfahrrampe verlässt die A26 unmittelbar hinter der Kreuzung der A26 mit der Hafenbahn (BW 7051/08). Die Rampe erstreckt sich über eine Länge von etwa 200 m.

Nach Verlassen von bzw. bis zum Anschluss an den Moorburger Hauptdeich verlaufen die beiden Rampen zunächst über eine Strecke von etwa 85 m parallel. Die Rampen führen durch eine Waldfläche sowie eine Wiesenfläche, die von Gräben durchzogen sind.

Die Straße Moorburger Hauptdeich liegt auf einem Niveau von etwa + 3,5 m NN. Die Deichkrone des Hauptdeiches befindet sich derzeit auf einer Höhe von etwa + 8,4 m NN. Der östlich liegende Außendeichweg hat eine Höhenkote von ca.



+ 6 m NN. Westlich des Moorburger Hauptdeiches, im Bereich der Rampen 431 und 441, liegt das Gelände zwischen ± 0 m NN und ca. + 1,0 m NN.

4. UNTERGRUNDVERHÄLTNISSE

Die Untergrundverhältnisse sind ausführlich in [2] beschrieben und lassen sich für die oben erläuterten Streckenabschnitte wie folgt zusammenfassen:

Streckenabschnitt 1:

Ab Geländeoberfläche stehen organische Weichschichten an, wobei es sich überwiegend um Torf handelt. Bereichsweise wird der Torf überlagert von Klei. Die Weichschichten wurden mit **Mächtigkeiten zwischen ca. 2,5 m bis 8,8 m** (Rampe 350, Bohrung KRB 8) angetroffen. Die Unterkante schwankt zwischen **- 2,7 m NN bis - 8,6 m NN**. Die größte Tiefenlage der Weichschicht wird im Bereich der Rampe 350 in der Bohrung KRB 23 angetroffen. Die Kenntnisse über die Tiefenlage der Weichschichten resultieren zum einen aus den Erkundungsbohrungen sowie zum anderen aus geophysikalischen Messungen, die in Form von Isolinien (UK Weichschichten Streckenabschnitt 1, vgl. Abb. 2) ausgewertet wurden.



Unterhalb der Weichschichten folgen Sande, die zunächst aus Fein- und Mittelsanden mit zum Teil organischen Beimengungen bestehen und mit zunehmender Tiefe gröber werden. Die Sande stellen den tragfähigen Baugrund dar.

Zum Bau der A7 wurden die Weichschichten ausgekoffert. Dort stehen unterhalb der Fahrbahnen bis in Tiefen von 11,4 m bzw. 12,5 m sandige aufgefüllte Böden an. Dabei handelt es sich bis in etwa auf Geländehöhe ($\pm 0,0$ m NN) um die Schüttung des Autobahndammes, darunter um einen Bodenaustausch der ursprünglich anstehenden Weichschichten. Unterhalb des Bodenaustausches wurden stellenweise noch geringmächtige organische Weichschichten bis zu 1,0 m erbohrt, die offensichtlich im Zuge des Bodenaustausches nicht vollständig erfasst wurden. Darunter folgt überwiegend Geschiebemergel. Nach den ausgeführten Erkundungsmaßnahmen ist davon auszugehen, dass der Austausch der Weichschichten bis zum Fuß des Dammes ausgeführt wurde.

Streckenabschnitt 2:

Der Streckenabschnitt führt durch das bestehende Entwässerungsfeld Moorburg-Mitte. Dort stehen oberflächennah Dränsande an (Dicke zwischen 0,5 m bis 1,6 m), die von einer Schlickdichtung unterlagert sind. Die Schlickdichtung ist das Dichtungselement für die Entwässerungsfelder. Unter der Schlickdichtung folgt der Altspülfeldkörper, wobei es sich um eine heterogene Wechsellagerung aus Schlick und Sanden handelt. Die Gesamtmächtigkeit des Altspülfeldes wurde zwischen 6 m und 8,1 m erkundet. Die Basis der Spülfelder wird durch eine basale Schlickschicht gebildet. Diese ist zwischen 0,8 m und 2,55 m mächtig, die Unterkante schwankt zwischen $-0,46$ m NN und $-2,61$ m NN.

Gemäß Auskunft der Bodenschutzbehörde der HPA (Hamburg Port Authority) bei dem Fachinformationssystem Altlasten der BUE (Behörde für Umwelt und Energie), ehemals BSU (Behörde für Stadtentwicklung und Umwelt) ist das unter den Entwässerungsfeldern Moorburg-Mitte befindliche Altspülfeld der HPA im Altlastenhinweiskataster der BUE unter der Verdachtsflächennummer 6028/007/00 (Altspülfeld Moorburg-Mitte) eingetragen.

Die natürliche Basis der Spülfelder bilden organische Weichschichten in Form von Torf mit z.T. überlagerndem Klei. Der Klei wurde überwiegend im nördlichen Bereich angetroffen.

Die organischen Weichschichten wurden bis in Tiefen zwischen 8,1 m (B 34) und 12,6 m (B 14) unter Ansatzpunkt erkundet. Insbesondere der Torf ist durch die große und seit längerem erfolgte Auflast des Spülgutes komprimiert. Die Basis schwankt unter Berücksichtigung der Ansatzpunkte zwischen $-2,6$ m NN und $-5,4$ m NN. Unterhalb der organischen Weichschichten folgen Sande.



Streckenabschnitt 3:

Der Streckenabschnitt 3 führt ab dem südlichen Rand des Spülfeldes Moorburg-Mitte durch Marschgebiet mit Geländehöhen von etwa $\pm 0,0$ m NN. Oberflächennah stehen organische Weichschichten ausschließlich in Form von Torf an. Der Torf reicht bis in Tiefen zwischen 1,6 m und 3,6 m unter Gelände. Die Unterkante der Weichschichten schwankt gemäß Ansatzpunkt zwischen $- 1,25$ m NN und $- 3,84$ m NN. Die Weichschichten werden unterlagert von den Grundwasser führenden Sanden.

Streckenabschnitt 4:

Der Streckenabschnitt 4 führt ab den Gleisen der Hafeneisenbahn (Bauwerk 7051/08) über den Moorburger Hauptdeich bis zum Entwässerungsfeld Moorburg-Ost und beinhaltet ebenfalls die Rampen der AS Hafen-Süd (415/421 und 4431/441). Ab Geländeoberfläche stehen Weichschichten in Form von Torf an. Die Unterkante der angebotenen Torfschicht schwankt zwischen $- 1,14$ m NN und $- 2,96$ m NN. Unterhalb der Torfschichten folgen die Sande.

Im Straßenbereich des Moorburger Hauptdeiches steht bis in eine Tiefe von 4,3 m eine sandige Auffüllung an. Darunter lagert bis in Tiefen von 5,25 m bzw. 6,1 m der noch im Untergrund verbliebene Torf, dessen Unterkantenniveau mit den o.g. Aufschlüssen weitestgehend deckungsgleich ist.

Im Kronenbereich des Moorburger Hauptdeiches wurden aufgefüllte Böden bis in 6,6 m bzw. 7,7 m Tiefe erschlossen. Im oberen Bereich handelt es sich dabei vorwiegend um Klei-Sand-Auffüllungen, im Basisbereich wurden überwiegend sandige Auffüllungen erkundet. Der hier noch im Untergrund verbliebene Torf lagert bis in Tiefen von 7,3 m bzw. 8,5 m unter Gelände.

5. GRUNDWASSER

Die unterhalb der Weichschichten anstehenden Sande stellen den obersten Grundwasserleiter dar. Das Grundwasser steht gespannt an. Der Bemessungswasserstand für den Trassenabschnitt der VKE 7051 ist für den Streckenabschnitt westlich des Bauwerkes BW 7051/07 (Bau-km 1+450.000) mit $+ 0,50$ m NN und östlich des Bauwerkes BW 7051/07 mit $+ 1,0$ m NN festgelegt.

Weiter steht im Altspülfeldkörper Stauwasser an. Bei Ausführung der Erkundungsbohrungen wurden stark schwankende Stauwasserstände zwischen $- 0,91$ m NN und $+ 3,23$ m NN gelotet, was auf die heterogene Lagerung von Schlick- und Sandschichten zurückzuführen ist.



6. BODENKENNWERTE

Gemäß des Geotechnischen Gutachtens [2] sind folgenden Baugrundkennwerte als charakteristische Werte gemäß DIN EN 1997-1:2009-09 anzusetzen:

Tab. 1 Charakteristische Bodenkennwerte

Bodenschicht (Bodengruppe)	Wichte γ / γ' [kN/m ³]	Scherfestigkeit		undrainierte Scherfestig- keit $c_{u,k}$ [kN/m ²]	Durchläs- sigkeit (vertikal) $k_{f,v}$ [m/s]	Steifezahl			Konsoli- dierungs- beiwert c_v [m ² /a]
		φ'_k [°]	c'_k [kN/m ²]			E_{sk} [MN/m ²]			
						Belastung [kN/m ²]			
						0 -100	100 -200	> 200	
Oberboden (OH)	17/7	27,5	0	-		-			
Auffüllung									
sandig (A [SE, SU])	19/11	30,0	0	-		20 - 40			
Klei (A [OT, OU])	15/5	17,5	0	-		2			
Geschiebelehm (SU*, ST*, UL, UM, TL, TM)	20/10	27,5	5			20			
Holozäne Weichschichten ohne Vorlast									
Klei (OT, OU)	15/5	17,5	5	15		2			
Torf (HZ, HN)	11/1	15	2	5	$k_{f,v}: 5 \cdot 10^{-7}$ $- 5 \cdot 10^{-9}$ $k_{f,h}: 1 \cdot 10^{-7}$	0,5			$1 \cdot 10^{-8}$ - $5 \cdot 10^{-9}$
Sande, locker z. T. organisch (SE, SU)	18/10	30,0	0	-		15			



Bodenschicht (Bodengruppe)	Wichte γ/γ' [kN/m ³]	Scherfestigkeit		undrainierte Scherfestig- keit $c_{u,k}$ [kN/m ²]	Durchläs- sigkeit (vertikal) $k_{f,v}$ [m/s]	Steifezahl			Konsoli- dierungs- beiwert c_v [m ² /a]
		φ'_k [°]	c'_k [kN/m ²]			Belastung [kN/m ²]			
						0 -100	100 -200	> 200	
Sande, locker – mitteldicht (SE, SU)	19/11	32,5	0	-		30			
Sande, mitteldicht (SE, SU)	19/11	35,0	0	-		50			
Sande, dicht –sehr dicht (SE, SU)	19/11	35,0	0	-		70			
Entwässerungsfeld Moorburg-Mitte									
Dränsandschicht (A [SE, SU])	19/11	32,5	0	-	$5 \cdot 10^{-4}$ – $1 \cdot 10^{-5}$	30			
Schlickdichtung (A [F, OT, OU])	14/4	30	0	25	$5 \cdot 10^{-10}$	1,0	1,5	2,0	
Spülfeldboden (A [SE, SU, F, OT, OU])	16/6	32,5	0	27,5		6,0	7,0	8,0	
Holozäne Weichschichten (HZ, HN, OT, OU)	12/2	27,5	0	25	$1 \cdot 10^{-9}$ - $1 \cdot 10^{-10}$	1,0	1,5	2,0	

7. GRÜNDUNG DER STRECKENABSCHNITTE

Bezüglich der erforderlichen Gründungsmaßnahmen ist bei den oben erläuterten Untergrundverhältnisse zu unterscheiden zwischen den Streckenabschnitten in der Marsch (Streckenabschnitte 1, 3 und 4) und dem Streckenabschnitt 2 im Bereich des Entwässerungsfeldes Moorburg-Mitte.

...



7.1 Gründung in der Marsch

In den Streckenabschnitten 1, 3 und 4 stehen an der Geländeoberfläche organische Weichschichten an, wobei es sich überwiegend um Torf handelt. Der Torf weist hohe Wassergehalte und geringe undränierte Scherfestigkeiten auf und ist ohne vorbereitende Maßnahmen nicht für Baufahrzeuge befahrbar. Weiter ist durch das Aufbringen von Lasten aus Verkehr und Dammbauwerk mit starken Setzungen zu rechnen, die sich über lange Zeiträume erstrecken. Bei diesen Verhältnissen sind im Vorwege Baugrundverbesserungsmaßnahmen erforderlich, wobei im Wesentlichen zwischen folgenden Verfahren unterschieden wird:

- Konsolidierungsverfahren, insbesondere das Überschüttverfahren,
- Bodenaustauschverfahren,
- Verfahren mit aufgeständerten Gründungspolstern,
- Einbau von Leichtbaustoffen.

Das Bodenaustauschverfahren scheidet im vorliegenden Fall aus. Die organischen Weichschichten sind nur gering wasserdurchlässig. Sie wirken als hydraulische Sperrschicht und decken den 1. Grundwasserleiter ab. Weiter stellen die Weichschichten die natürliche geologische Barriere für den geplanten Standort der Baggergutmonodeponie auf dem Entwässerungsfeld Moorburg-Mitte dar. Aus diesen Gründen müssen die Weichschichten im Umfeld des Deponiestandortes erhalten bleiben. Bautechnisch erforderliche Durchörterungen sind wieder zu verschließen.

Eine weitere Möglichkeit, die Belastung des Untergrundes durch das Dammbauwerk zu reduzieren, stellt der Einsatz von Leichtbaustoffen dar. Der Einsatz bietet sich insbesondere bei Umbaumaßnahmen im Bestand an, um die zusätzlichen Lasten und somit die entstehenden Setzungen möglichst gering zu halten. Als Leichtbaustoff kommt beispielsweise Blähton in Betracht, der in Vliesstoffe eingepackt wird. Bei den im vorliegenden Fall großen herzustellenden Dammhöhen ist der Einsatz von Leichtbaustoffen zur Reduzierung der Setzungen unter bautechnischen Gesichtspunkten nicht praktikabel.

Als Varianten zur Baugrundverbesserung wurden das Überschüttverfahren und das Verfahren mit aufgeständerten Gründungspolstern untersucht. Die Ergebnisse werden nachfolgend erläutert.

7.1.1 Überschüttverfahren

Beim Überschüttverfahren wird der Damm höher als geplant hergestellt. Dabei sollten die Lasten des überhöhten Dammes größer sein als die Lasten des Endausbaus bestehend aus dem Gewicht des Dammes, des Straßenoberbaus und der Verkehrsplas-



ten. Unter den Lasten des überhöhten Dammes erfolgt eine Konsolidierung der Weichschichten, so dass die Setzungen des Untergrundes weitgehend vorweggenommen werden. Nach dem Abklingen der Setzungen wird die Überschüttung auf die Planhöhe des Dammes zurückgebaut, anschließend erfolgt der Straßenausbau.

Mit dem Überschüttverfahren können in der Regel die Sofort- und Primärsetzungen weitestgehend vorweggenommen werden sowie in Abhängigkeit von der Liegezeit der Überschüttung ein Anteil der Kriechsetzungen. Die erforderlichen Liegezeiten sind abhängig von der Schichtdicke und der Durchlässigkeit des zu konsolidierenden Bodens. Der Konsolidierungsverlauf kann zeitlich durch den Einbau von Vertikaldräns zur Entwässerung des Bodens beschleunigt werden.

Bei den im vorliegenden Fall herzustellenden Dammhöhen ist die Überschüttung stufenweise aufzubringen. Die dabei in einer Einbauphase möglichen Einbauhöhen sind abhängig von der undrännierten Scherfestigkeit der organischen Weichschichten. Bei zu großer Einbauhöhe und zu schnellem Schüttvorgang besteht die Gefahr von Geländebrüchen. Die nächste Einbaustufe darf erst eingebaut werden, wenn die Weichschichten teilkonsolidiert sind und sich dadurch die undrännierte Scherfestigkeit auf den für die nächste Einbaustufe erforderlichen Wert verbessert hat. Dies ist durch baubegleitend auszuführende Messungen zu kontrollieren.

Zur Überprüfung der Machbarkeit des Überschüttverfahrens zur Herstellung der Dämme in den Streckenabschnitten 1, 3 und 4 wurden erdstatische Berechnungen unter Zugrundelegung der in Abschnitt 6 genannten Bodenkennwerte durchgeführt. Die Berechnungen sind beispielhaft für die Station 1+162 in der Anlage 5.1 dokumentiert. Dort weisen die Weichschichten für den Dammabschnitt südlich des Entwässerungsfeldes mit einer Dicke von ca. 3,5 m die größte Mächtigkeit auf. Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

Die Herstellung des Dammes ist zur Einhaltung der Standsicherheit in 4 Schüttphasen auszuführen. Nach jeder Schüttphase ist die Konsolidierung des Untergrundes abzuwarten, bevor weiteres Dammmaterial eingebaut werden kann. Mit der Konsolidierung unter der aufgebrachten Last nimmt die undrännierte Scherfestigkeit der Weichschichten zu, so dass bei den Standsicherheitsberechnungen von Schüttphase zu Schüttphase der c_u -Wert der Weichschichten erhöht werden kann. Die Zunahme der undrännierten Scherfestigkeit je Schüttphase wurde entsprechend des Ansatzes nach Bjerrum /1/ wie folgt berücksichtigt:



$$\Delta c_u = 0,2 \times \Delta \sigma_v \times U$$

Δc_u : Zunahme der undrained Scherfestigkeit infolge der Auflast [kN/m²]

$\Delta \sigma_v$: Spannungszunahme durch Auflast [kN/m²]

U: Konsolidierungsgrad [%]

Zur Reduzierung der Konsolidierungszeiten ist der Einbau von Vertikaldräns vorzusehen. Auf der Grundlage der Ergebnisse von durchgeführten Standsicherheitsberechnungen ergeben sich unter Einhaltung einer ausreichenden Standsicherheit (Ausnutzungsgrade $\leq 1,0$) folgende Schüttphasen bei Ausbildung der Böschungen mit Neigungen von 1:2. Die Berechnungen können der Anlage 5.1 entnommen werden.

- Herstellung einer Arbeitsebene durch Verlegung einer Kombimatte (Bewehrungsgitter mit Filtervlies) und Bodeneinbau bis + 0,50 m NN (Geländeniveau i. M. bei ca. $\pm 0,0$ m NN, vgl. Anlage 5.1-1). Von der Arbeitsebene werden die Vertikaldräns eingebaut.
- 1. Vorbelastungsstufe bis zur Höhe von + 3,0 m NN. Dabei ist zur Stabilisierung der Böschung der Einbau von Geogittern erforderlich, vgl. Anlage 5.1-2.
- Nach Konsolidierung der 1. Vorbelastungsstufe weitere Dammschüttung bis zur Höhe von + 7,5 m NN (2. Vorbelastungsstufe, vgl. Anlage 5.1-3).
- Nach Konsolidierung der 2. Vorbelastungsstufe weitere Dammschüttung bis zur Höhe + 12 m NN. Diese Höhe entspricht einer Überschüttung von 2,5 m über die Endhöhe des Dammes, vgl. Anlage 5.1-4).

Weiterhin wurde der Endzustand des Dammes nachgewiesen (vgl. Anlage 5.1-5), wobei die dränierten Scherfestigkeiten für den Torf in Ansatz gebracht wurden.

Für die vorgenannten Vorbelastungsstufen wurden die Zeit-Setzungsverläufe berechnet. Die Berechnungen ergaben, dass bei Liegezeiten von ca. 4 Monaten die Primärsetzungen der jeweiligen Laststufen weitgehend abgeklungen sind, vgl. Anlage 5.1-6. Die Primärsetzungen betragen am Ende der Vorbelastung ca. 1,60 m, so dass die Weichschichten von der Ausgangsdicke 3,5 m auf 1,9 m komprimiert werden.

Gegen Ende der Primärsetzungen beginnen die Kriechsetzungen (Sekundärsetzungen). Dabei handelt es sich um Verformungen des Bodens, die über viele Jahre nach Aufbringung der Belastung anhalten können. Die Grundlagen zur Abschätzung des Kriechverhaltens des Bodens bilden die Zeit-Setzungskurven der durchgeführten Kompressionsversuche. Für die im Bereich der Marschflächen anstehenden, nicht vorbelasteten Torfe wurde der Kriechbeiwert C_B mit 0,03 ermittelt (Kriechbeiwert

nach Buismann). Mit diesem Wert wurden in Anlage 5.1-6 die zu erwartenden Kriechsetzungen mit ca. 18 cm abgeschätzt (Berechnungen für Station 1+162 der Haupttrasse). Die Kriechsetzungen halten erfahrungsgemäß über Jahrzehnte an, wobei die Setzungsraten mit der Zeit abnehmen.

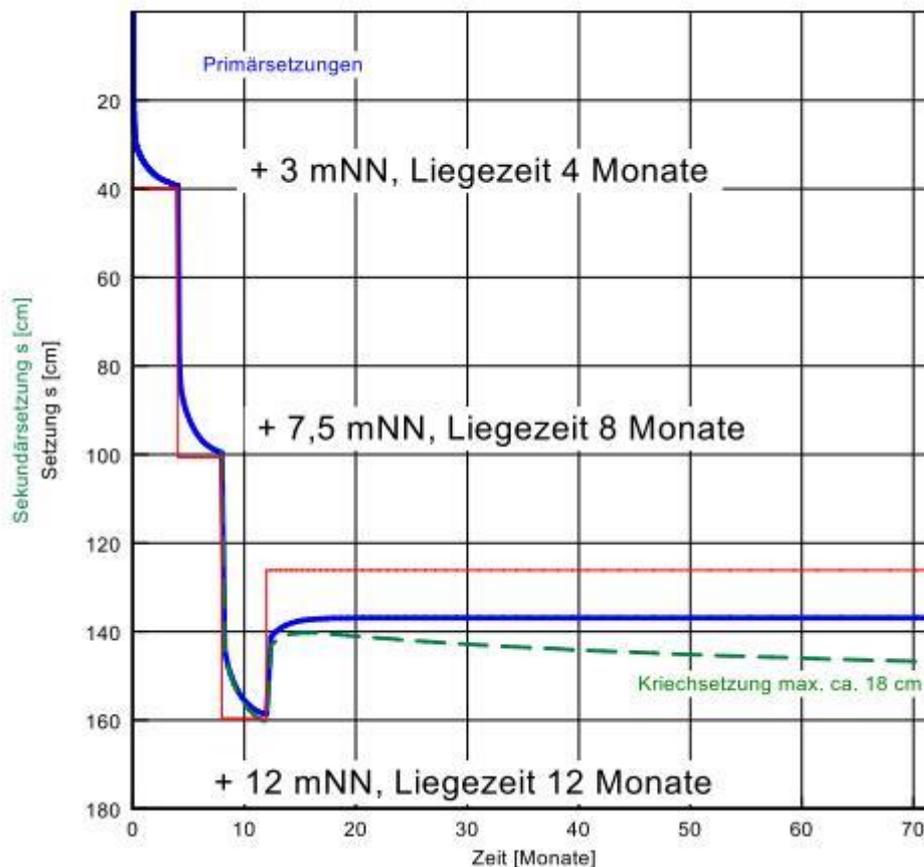


Abb. 3 Zeit-Setzungsverlauf Überschüttverfahren

Die Kriechsetzungen sind nicht lastabhängig, sondern hängen im Wesentlichen ab von den Bodeneigenschaften und der Mächtigkeit der setzungsrelevanten Schichten. So sind beispielsweise die Kriechsetzungen von Torfen deutlich größer als die von Kleiböden. Im Bereich der Gründungsfläche der Dammbauwerke stehen in den Marschflächen in allen Streckenabschnitten überwiegend Torfe an, die vergleichbare bodenmechanische Eigenschaften aufweisen. Somit ist bei Ausführung des Überschüttverfahrens im gesamten Trassenabschnitt innerhalb der Marsch mit Kriechsetzungen in der vorgenannten Größenordnung zu setzen. Eine Ausnahme stellt die Rampe 350 dar. Dort wurden bereichsweise bis zu etwa 8 m mächtige Torfschichten angetroffen, so dass dort mit deutlich größeren Kriechsetzungen zu rechnen ist.

Bei Kriechsetzungen in der Größenordnung von 18 cm können Schäden am Straßenbauwerk nicht ausgeschlossen werden. Aus diesem Grund wird empfohlen, auf das



Überschüttverfahren als Maßnahme zur Baugrundverbesserung im Bereich der Marschflächen zu verzichten.

7.1.2 Aufgeständerte Gründungspolster

Die aufgeständerten Gründungspolster bestehen aus einer horizontalen, lastverteilenden Tragschicht und vertikalen Tragsäulen. Die Tragschicht ist in der Regel bewehrt mit Geogittern und bewirkt die Verteilung der Lasten auf die Säulen. Bei den Säulen ist zu unterscheiden zwischen verformbaren und steifen Tragsystemen. Zu den verformbaren Tragsystemen gehören

- Geokunststoffummantelte Schotter-, Kies- oder Sandsäulen,
- Schottersäulen und
- Schotterstopfsäulen.

Als starre Tragsysteme sind im Wesentlichen zu nennen:

- Fertigpfähle (als Rammpfähle) und
- Betonpfähle (Ortbeton).

Zur Abtragung der Bauwerkslasten müssen die Tragsäulen in den tragfähigen Baugrund einbinden. Den tragfähigen Baugrund stellen die Sande unterhalb der Weichschichten dar. Somit müssen die Weichschichten zur Herstellung der Tragsäulen durchörtert werden.

Die Weichschichten sind nur gering wasserdurchlässig und stellen eine hydraulische Barriere zwischen dem Stau- und dem Grundwasser dar. Diese Barriere stellt ebenfalls eine Schutzschicht für den Grundwasserleiter dar und ist zu erhalten. Des Weiteren stellen die Weichschichten die Geologische Barriere für die in Planung befindliche und an die A26 angrenzende Baggergutmonodeponie Moorburg-Mitte dar. Diese Barriere ist im Umfeld der Deponie ebenfalls zu erhalten. Bei den verformbaren Tragsystemen werden Schotter, Kies- oder Sandsäulen ausgeführt, die gut durchlässig sind, so dass Wegigkeiten im Bereich der Weichschichten entstehen und die Barrierefunktion verloren geht. Aus diesem Grund scheiden im vorliegenden Fall die verformbaren Tragsysteme aus.

Die starren Tragsysteme durchörtern zur Abtragung der Lasten ebenfalls die Weichschichten, jedoch wird der Durchdringungsbereich wieder mit Beton verschlossen. Dabei haben Ortbetonpfähle auf Grund der rauen Oberfläche Vorteile gegenüber Fertigpfählen mit glatten Pfahlschaft. Durch die raue Struktur entsteht eine gute Verzahnung zwischen dem Pfahlschaft und dem Boden, die herstelltechnisch durch einen an

...



den Boden angepassten Überdruck beim Betoniervorgang optimiert werden kann. Tragsysteme mit Ortbetonpfählen wurden bereits in Hamburg in Abstimmung und mit Begleitung durch die Behörde für Umwelt und Energie auf kontaminierten Standorten ausgeführt.

Neben dem technischen Vorteil der guten Verzahnung des Pfahlschaftes mit dem Boden weisen Ortbetonpfähle auch wirtschaftliche Vorteile gegenüber Fertigpfählen auf.

Die horizontale Tragschicht besteht in der Regel aus einem geokunststoffbewehrten Erdkörper. Durch diese Schicht wird durch Ausbildung eines Traggewölbes die Lastumverteilung auf die Betonsäulen sichergestellt. Die Bewehrung überbrückt durch Membranwirkung zwischen den Säulen die wenig tragfähigen Torfschichten, die nahezu vollständig unbelastet bleiben. Die Bewehrung aus Geokunststoffen wird nach statischen Erfordernissen ein- oder mehrlagig ausgeführt. Durch den bewehrten Erdkörper können ebenfalls die bei Dammböschungen auftretenden inneren Spreizkräfte aufgenommen werden.

Die Ortbetonsäulen werden als unbewehrte Verdrängungsbohrpfähle hergestellt. Die Säulen sind in einem Raster angeordnet, wobei sich der Säulenabstand aus der geotechnischen Bemessung ergibt.

7.1.3 Vorzugsvariante

Für die Ausführung einer Baugrundverbesserung mit Betonsäulen und einer geokunststoffbewehrten Tragschicht werden zusammenfassend für den vorliegenden Anwendungsfall folgende Vorteile gesehen:

- Die organischen Weichschichten bleiben als hydraulisch wirksame Schutzschicht für den Grundwasserleiter erhalten. Die bei Ausführung der Säulen entstehenden Löcher in den Weichschichten werden durch die Betonsäulen verschlossen, wobei verfahrensbedingt eine gute Verzahnung zwischen dem Beton und dem Boden erreicht wird.
- Der Straßendamm kann nach Fertigstellung des Tragsystems in einem kontinuierlichen Arbeitsfortschritt geschüttet werden, Arbeitsunterbrechungen zur Konsolidierung der Weichschichten sind nicht erforderlich.
- Auf Grund der großen Steifigkeit der Betonsäulen sind die Restsetzungen des Systems infolge Damm- und Verkehrslasten gering und treten überwiegend schon während der Dammschüttung auf.



Auf Grund dieser Vorteile wird für die Gründung der Straßendämme im Bereich der Marschflächen die Baugrundverbesserung mit Betonsäulen und einer geokunststoffbewehrten Tragschicht empfohlen.

7.2 Gründung im Bereich der Entwässerungsfelder Moorburg-Mitte

Im Abschnitt von Station 0+100 bis etwa 0+800 verläuft die Trasse durch das Entwässerungsfeld Moorburg-Mitte, wobei die Strecke überwiegend im Einschnitt verläuft. Das Straßenplanum liegt im Altspülfeldkörper oberhalb der Weichschichten. Die im Bereich der Entwässerungsfelder anstehenden Weichschichten (überwiegend Torfe) sind im Laufe der Jahrzehnte unter den Lasten des Altspülfeldkörpers und des Betriebs der Entwässerungsfelder konsolidiert und wurden stark komprimiert. So liegt die Oberkante der Weichschichten im Bereich der Entwässerungsfelder ca. 1 m bis 2,5 m tiefer als in den angrenzenden Marschflächen.

Auf Grund dieser Vorbelastung hat der Torf im Bereich der Entwässerungsfelder eine deutlich höhere Scherfestigkeit gegenüber den in der Marsch anstehenden Weichschichten. Dies wird deutlich bei Betrachtung der in Abschnitt 6 genannten Bodenkennwerte. So wurde für den Torf aus der Marsch die dränierte Scherfestigkeit mit φ'_{k}/c'_{k} $15^{\circ}/2$ kN/m² und für den vorbelasteten Torf mit $\varphi'_{k} = 27,5^{\circ}$ (als Wert der Gesamtscherfestigkeit) angegeben. Der Kennwert der undränierten Scherfestigkeit beträgt für den vorbelasteten Torf $c_{u,k} = 25$ kN/m² und für den Torf aus der Marsch $c_{u,k} = 5$ kN/m². Auch die aus den Versuchen ableitbaren Kriechbeiwerte sind bei dem vorbelasteten Torf geringer, so dass das Kriechverhalten günstiger zu bewerten ist gegenüber dem Torf aus der Marsch.

Unter Berücksichtigung der vorgenannten Kennwerte des Torfes im Bereich der Weichschichten werden folgende Gründungsmaßnahmen im Streckenabschnitt der Entwässerungsfelder empfohlen:

- Zur Erzielung eines ausreichend standfesten Planums ist ein Straßenunterbau vorzusehen. Durch den Unterbau wird weiterhin bewirkt, dass die Einwirkungen aus Dynamik und Schwellbelastung des Verkehrs auf den Untergrund weitgehend reduziert werden. Zur Ausführung wird ein ungebundener, sandiger Unterbau empfohlen mit einer Dicke von 1,45 m. Zusammen mit dem geplanten Oberbau ($d = 0,75$ m) ergibt sich eine Dicke von Ober- und Unterbau von 2,2 m. Dies entspricht auch den Empfehlungen der ZTVE, die einen Abstand von der Straßenoberfläche und dem empfindlichen Untergrund von > 2 m nennt.

Neben der Haupttrasse durchschneiden ebenfalls die Rampen 350, 360 und 380 den Randdamm des Entwässerungsfeldes, wobei die Gradienten der Rampen eine vergleichbare Höhe haben wie die Haupttrasse. Der verstärkte Unterbau mit Sand



wird bei den Rampenabschnitten im Bereich des Entwässerungsfeldes genau wie bei der Haupttrasse ausgeführt.

- Etwa bis zur Station 0+346 der Hauptstrecke ist der Geländeeinschnitt so tief, dass die Aushubentlastung der Gründungsebene (= Unterkante Straßenunterbau) größer ist als die Wiederbelastung ermittelt als Summe aus den Lasten aus Straßenober- und -unterbau und Verkehrslasten. Dabei wurde für die Verkehrslasten eine gleichmäßig wirkende Flächenlast von 33 kN/m² in Ansatz gebracht. Bei diesen Lastverhältnissen ist der Untergrund ausreichend konsolidiert, so dass abgesehen von dem o. g. zusätzlichen Straßenunterbau keine weiteren Bodenverbesserungsmaßnahmen erforderlich sind.
- Ab der Station 0+346 wird mit dem Anstieg der Gradiente die Aushubentlasten geringer als die Wiederbelastung. Um für diese Zusatzlasten eine Konsolidierung und Vorwegnahme der Setzungen zu erreichen, ist ab der Station 0+346 bis zum Ende der Entwässerungsfelder eine Vorbelastung des Untergrundes vorgesehen (vgl. hierzu Abschnitt 9.2).

Die im Einzelnen für die Hauptstrecke und die Rampen empfohlenen Gründungsmaßnahmen sind im Lageplan der Anlage 2 dargestellt.

8. AUSFÜHRUNG DER BÖSCHUNGEN IM GELÄNDEEINSCHNITT

Im Altspülfeldkörper steht Stauwasser an. Bei Ausführung der Aufschlussbohrungen zur Trassenerkundung wurden stark schwankende Stauwasserstände zwischen – 0,91 m NN und + 3,23 m NN gelotet. Dabei ist anzumerken, dass es sich bei den geloteten Messwerten nicht um ausgepegelte Wasserstände handelt. Bei diesen Verhältnissen ist davon auszugehen, dass im Tiefbereich der Gradiente vom westlichen Randdamm des Entwässerungsfeldes bis etwa zur Station 0+480 ein seitlicher Zufluss von Stauwasser über die Böschungsflächen erfolgt. Diese Verhältnisse machen temporäre Wasserhaltungsmaßnahmen während der Bauphase (vgl. Abschnitt 11.1) sowie dauerhaft eine Drainage für Stauwasser des Altspülfeldkörpers am Böschungsfuß erforderlich. Auf Grund der geringen Durchlässigkeit des Altspülfeldkörpers sind die dabei anfallenden Wassermengen gering. Gemäß Abschätzung durch BWS [U3] werden die durch die Drainagestränge am Böschungsfuß gefassten Stauwassermengen mit < 1 m³/h erwartet. Das in den Drainagen anfallende Stauwasser fließt entsprechend des Gefälles der Gradiente nach Norden, wird dort zusammengeführt und dann zum Randgraben des Entwässerungsfeldes gepumpt. Das Dränagewasser wird zusammen mit dem übrigen Wasser der Entwässerungsfelder in der SARA gereinigt.

Zur Herstellung der Gründungsebene wird in den Tiefbereichen die Schlickdichtung vollständig oder teilweise ausgehoben, erst ab der Station 0+660 liegt die Grün-



dungsebene oberhalb der Schlickdichtung. Um bei fehlender oder geschwächter Schlickdichtung einen Zutritt von Niederschlagswasser in den Altspülfeldkörper zu vermeiden, werden vom westlichen Randdamm des Entwässerungsfeldes bis zur Station 0+660 die Böschungflächen des Geländeeinschnitts mit einer Kunststoffdichtungsbahn abgedichtet. Dabei wird die Kunststoffdichtungsbahn auf der Ostseite bis zur zukünftigen Anlagengrenze des Entwässerungsfeldes verlegt, die etwa in einem Abstand von 20 m zum Fahrbahnrand verläuft. Dort erfolgt der Anschluss der Kunststoffdichtungsbahn an die mineralische Dichtung des geplanten neuen Randdammes der Entwässerungsfelder.

Auf der Westseite endet die Kunststoffdichtungsbahn an der Böschungsoberkante und schließt dort an die Schlickdichtung an. Das unterhalb der Kunststoffdichtungsbahn anfallende Stauwasser aus dem Altspülfeld wird durch eine Dränmatte gefasst und den o. g. Dränagesträngen am Böschungsfuß zugeführt. Das oberhalb der Kunststoffdichtungsbahn versickernde Niederschlagswasser wird ebenfalls durch eine Dränmatte gefasst und zusammen mit dem Oberflächenabfluss der Böschungen dem randlichen Entwässerungssystem der Autobahn zugeführt. Durch die Kunststoffdichtungsbahn und die separaten Fassungssysteme ist somit eine Trennung zwischen dem Stauwasser des Altspülfeldkörpers und dem Niederschlagswasser gewährleistet.

Die Böschungen im Geländeeinschnitt werden bis zur Station 0+660 mit folgendem Aufbau ausgeführt (von oben nach unten betrachtet):

- Abdeckung aus schluffigem Sand mit Begrünung,
- Geogitter,
- Obere Dränmatte zur Fassung und Ableitung des versickernden Niederschlagswassers,
- Kunststoffdichtungsbahn,
- Untere Dränmatte zur Fassung und Ableitung des aus dem Altspülfeld zufließenden Stauwassers.

Der Gesamtaufbau der Böschungen hat etwa eine Dicke von 1,2 m. Die Dränmatten haben beidseitig Vliese, so dass die Filterstabilität gewährleistet ist. Die Böschungen sind mit einer Neigung von 1:2 geplant. Bei dieser Neigung und dem zusätzlichem Einbau eines Geogitters ist für den Bau- und den Endzustand die Gleitsicherheit sowie die Sicherheit gegen Gelände- und Böschungsbruch gegeben.

Im Bereich der Fahrbahnen wird das Eindringen von Niederschlagswasser durch die bituminöse Deckschicht verhindert. Die Fahrbahnzwischen- und -randflächen sind



ohne Oberflächenversiegelung vorgesehen. Um dort das Versickern von Niederschlagswasser weitestgehend zu unterbinden, werden Sickerrohre (Hucke-Pack-Leitungen) oberhalb der Entwässerungsleitungen für das Autobahnwasser verlegt und an das Entwässerungssystem der Autobahn angeschlossen. Weiter wird unterhalb der Sickerrohre eine Dichtung verlegt.

Bei der oben erläuterten Ausführung ist durch die randliche Kunststoffdichtungsbahn, die Fahrbahnen und die gedichteten Zwischenstreifen eine flächige Abdichtung der Trasse als Ersatz für die rückgebaute oder in der Dicke geschwächte Schlickdichtung gegeben. Folglich kommt es durch das dargestellte Vorhaben zu keiner Erhöhung der Einsickerung von Niederschlagswasser in den Altspülfeldkörper.

Die erläuterte Ausführung im Abschnitt der Entwässerungsfelder kann den Anlagen 3.1 bis 3.3 (Schnitte) entnommen werden.

9. VORBEMESSUNG UND STANDSICHERHEITSNACHWEISE

9.1 Gründung auf Säulen mit bewehrter Tragschicht

9.1.1 Geometrie und Belastung des Tragsystems

Die Geometrie des Straßenkörpers wurde entsprechend der vorliegenden Planungsquerschnitte gewählt. Die Straßendämme sind mit Böschungsneigungen von 1:2 geplant.

Die Wirksamkeit des Tragsystems und damit die Belastung der Weichschichten werden im Wesentlichen bestimmt von dem Abstand der Säulen, dem Säulendurchmesser und der Zugfestigkeit der Bewehrung. Für die im vorliegenden Fall herzustellende Dammhöhen von bis zu etwa 12,1 m (Höhe zwischen OK Arbeitsebene und OK Straße) wurde ein Säulenraster von 1,50 m x 1,50 m bei einem Säulendurchmesser von 0,40 m gewählt, für das die nachfolgend erläuterten Tragfähigkeits- und Standsicherheitsnachweise geführt wurden. In den Dammabschnitten ergibt sich das Säulenraster aus der Begrenzung der Tragfähigkeit der Säulen und im Hinblick auf eine wirtschaftliche Bemessung der Tragschicht. In den Streckenabschnitten mit geringen Dammhöhen ergibt sich ebenfalls aus den Entwurfs- und Konstruktionsempfehlungen der EBGeo ein enges Säulenraster. Demnach ist bei hohen veränderlichen Beanspruchungen das Verhältnis zwischen der Dammhöhe und dem lichten Säulenabstand $\geq 2,0$ auszuführen.

Die angesetzten ständigen Lasten ergeben sich aus der Bodenschichtung oberhalb der Säulen, die aus der Lastverteilungsschicht, der Dammschüttung bis zum Planum der Straße sowie dem Straßenoberbau besteht. Die veränderlichen Lasten ergeben sich aus der Verkehrslast und wurden gem. DIN EN 1991-2:2012-12 mit 52 kN/m^2 auf

...

der Straßenoberfläche in Ansatz gebracht. Die Spannungen unter der Verkehrslast verteilen sich über die Tiefe, so dass insbesondere bei großen Dammhöhen die auf der Lastverteilungsschicht oberhalb der Säulen wirkenden Spannungen aus der Verkehrslast deutlich reduziert sind. Die nachfolgende Abbildung zeigt die Abnahme der Spannungen mit zunehmender Tiefe bei der Verkehrslast von 52 kN/m^2 .

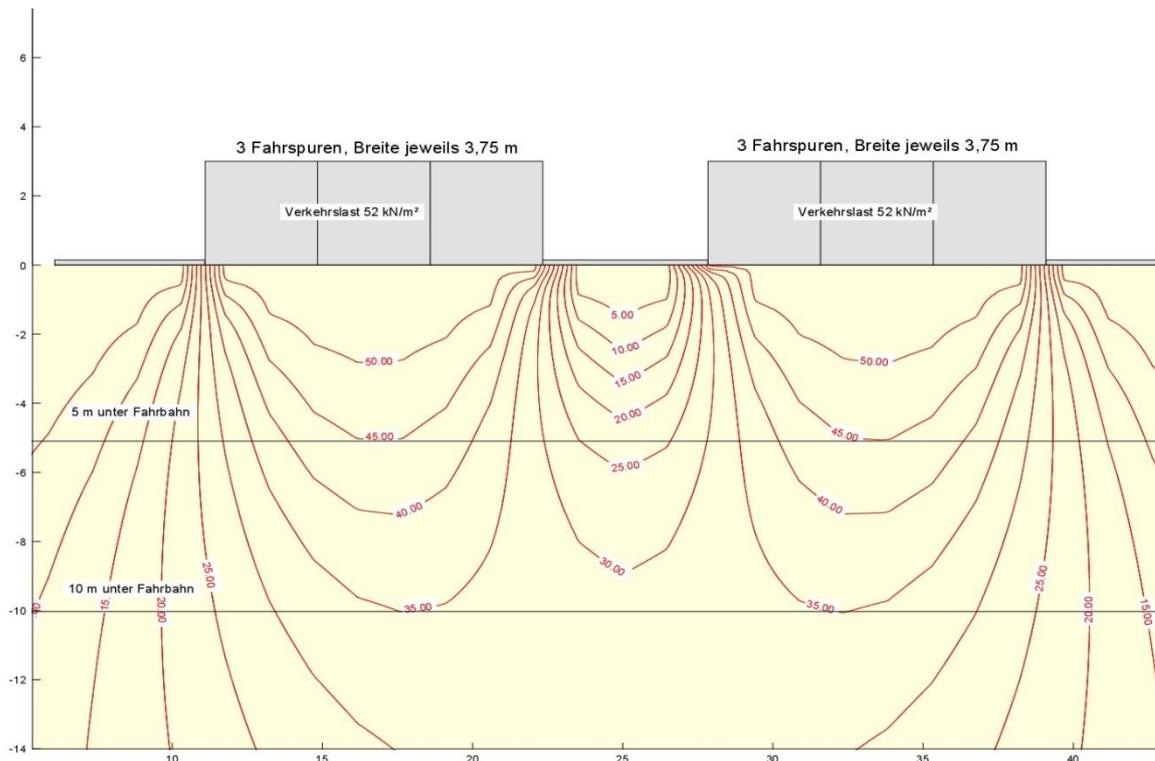


Abb. 4: Spannungsverteilung über die Tiefe unterhalb der Fahrbahnen

Wie aus der Abbildung 4 hervorgeht, nehmen die Spannungen unterhalb der Fahrbahnen mit der Tiefe ab und betragen in 10 m Tiefe noch maximal 35 kN/m^2 .

Bei der Bemessung der Tragschicht wurde nach den Empfehlungen der EBGE0 auf der sicheren Seite liegend keine Verteilung der Verkehrslast über die Tiefe berücksichtigt. So erfolgte die Bemessung der Geogitter mit Ansatz der Verkehrslast von 52 kN/m^2 .

Bei der Ermittlung der auf die Säulen wirkenden Lasten wurde bis zur Dammhöhe von 10 m ebenfalls mit der Verkehrslast von 52 kN/m^2 gerechnet. Ab Dammhöhen von $> 10 \text{ m}$ wurden die auf der Tragschicht wirkenden Verkehrslasten entsprechend der in Abb. 4 dargestellten Spannungsverteilung mit 35 kN/m^2 in Ansatz gebracht. Weiterhin wurde bei der Lastermittlung vorausgesetzt, dass die Lasten (ständige Las-



ten und Verkehrslasten) komplett über die Säulen abgetragen werden und keine Bodenbettung zwischen den Säulen wirksam wird.

9.1.2 Berechnungsprofile

Unter Berücksichtigung der Straßenhöhen und der Untergrundverhältnisse wurden die Streckenabschnitte mit einer Gründung auf Säulen mit bewehrter Tragschicht in insgesamt 7 Berechnungsprofile untergliedert. Die Zuordnung der Streckenabschnitte zu den Berechnungsprofilen kann der nachfolgenden Tabelle 2 entnommen werden, die Lage der Streckenabschnitte geht aus Anlage 2 hervor. Die Hauptstrecke westlich der A7 wird bereits mit der Herstellung des Autobahndreiecks ausgebaut und ist nicht Gegenstand der durchgeführten Berechnungen.

Tab. 2 Streckenabschnitt mit Säulengründung

	Streckenabschnitte Säulengründung	Berechnungs- profil	Gradiente	h_{\max} Damm	UK hWS
			[+ m NN]	[m ü. AE]	[m NN]
Hauptstrecke	westlich A7		2,4	2,2	-5,5
	0+045 bis 0+120	1	1,6	keine Dammsituation	-3,2
	0+793 bis 1+300	2	9,8	8,3	-4
	1+300 bis 1+650	3	11,6	10,1	-3
	1+650 bis 1+952	4	13,6	12,1	-3
R 330	330+325 bis 330+600	7	5,2	4,3	-3,3
	330+600 bis 330+732	1	1,45	keine Dammsituation	-3,3
	330+802 bis 331+150	5	8,8	7,3	-7
R 350	350+597 bis 351+001	5	8,8	7,3	-7
	351+069 bis 351+140	1	1,45	keine Dammsituation	-3
R 360	bis 360+338	7	3,8	2,3	-3,5
R 370	bis 370+600	6	8	6,5	-6
R 380	382+156 bis 382+230	7	4	2,5	-6,6
	382+230 bis 382+332	5	7,2	5,7	-6,6
R 450		4	13	11,5	-3
R 460		3	11,9	10,4	-3
R 470		4	12,6	11,1	-3
R 480		3	11,7	10,2	-3

(Hinweis: Die Hauptstrecke westlich der A7 wird bereits mit Ausbau der A26-West hergestellt)

Nachfolgend werden die durchgeführten Berechnungen erläutert. Die Berechnungsergebnisse können im Einzelnen der Anlage 5.2 entnommen werden.

...



9.1.3 Nachweise der inneren Tragfähigkeit der Betonsäulen

Mit dem Nachweis der inneren Tragfähigkeit der Säulen wird ein Materialversagen ausgeschlossen. Gemäß [U2] können für das anstehende Grundwasser die Expositions-klassen XA 0/XA 1 angenommen werden. Lediglich bei einer Probe (Bereich Bauwerk 7051/09) ist das Grundwasser in die Expositions-klasse XA 2 einzustufen. Bei diesen Verhältnissen wurde für die Nachweise der inneren Tragfähigkeit der Betonsäulen ein Beton der Klasse C25/30 zugrunde gelegt, der für die Expositions-klassen XA 0 und XA 1 ausreichend ist. Bei der Expositions-klasse XA 2 wäre Beton der Klasse C35/45 einzubauen, der eine noch höhere Festigkeit hat.

Mit den gewählten geometrischen Abmessungen (Säulen $\varnothing = 0,40$ m, Raster 1,5 m x 1,5 m) ergab sich ein maximaler Ausnutzungsgrad von $\mu = 0,56 < 1$ (Berechnungsprofil 4, größte Dammhöhe). Die charakteristische Last auf der Betonsäule beträgt dabei 603 kN. Der Nachweis der inneren Tragfähigkeit ist somit erfüllt.

9.1.4 Nachweis der äußeren Tragfähigkeit der Betonsäulen

Die Nachweise der äußeren Tragfähigkeit der Betonsäulen werden im Regelfall durch Probelastungen erbracht. Sofern Probelastungen von vergleichbaren Maßnahmen vorliegen, können diese berücksichtigt werden. Auf Grund von Erfahrungswerten kann davon ausgegangen werden, dass o. g. Betonsäulen bei den im Baufeld vorliegenden Untergrundverhältnissen und einer Einbindelänge von 2 m bis 3 m in die tragfähigen Sande eine ausreichend Tragfähigkeit (charakteristische Last) von mindestens 603 kN erbringen.

Ergänzend erfolgte zum Nachweis äußeren Tragfähigkeit der Säulen eine Berechnung mit dem Programm AXPILE der Firma GGU. Die Berechnungen wurden in Anlehnung an die EA-Pfähle für den Pfahltyp eines Ort betonverdrängungsbohrpfahls vorgenommen. Dabei konnten für die Berechnungsprofile die geforderten Pfahlwiderstände bei Einbindelänge der Säulen in die tragfähigen Sande zwischen 1 m bis 3 m nachgewiesen werden. Die dabei ermittelten Setzungen der Einzelpfähle liegen bei etwa 1 cm.

9.1.5 Abschätzung der Setzungen

Zur Abschätzung der Setzungen des gesamten Tragsystems wurden Setzungsberechnungen durchgeführt. Dabei wurden die Setzungen des Bodens unterhalb der Säulenfüße berechnet. Die Zusammendrückbarkeit der Säulen wurde dabei vernachlässigt. Die Setzungsberechnung dient dazu, die Gesamtsetzung in dem zu verbessernden Baugrund beurteilen zu können. Diese Berechnungen wurden mit dem Programm



SETTLE der Software GGU für einen Baufeldausschnitt mit Säulen im Raster von 1,5 m x 1,5 m durchgeführt. Dabei ergaben sich maximale Setzungen aus den Dammlasten von ca. 4,0 cm. Diese Setzungen treten bereits bei der Schüttung des Dammes ein. Kriechsetzungen aus dem Untergrund sind nicht zu erwarten. Die aus der Verkehrslast resultierenden Setzungen des Untergrundes werden mit < 1 cm abgeschätzt.

9.1.6 Standsicherheitsnachweise Damm

Die Berechnungen zum Nachweis der Standsicherheit gegen Böschungs- bzw. Geländebruch sowie zur Dammspreizung erfolgte mit dem Programm GGU-Stability.

Die Herstellung der Betonsäulen im engen Raster im Verdrängungsbohrverfahren bewirkt eine Komprimierung des Bodens und damit eine Bodenverbesserung im durchörterten Tiefenabschnitt. Die Bodenverbesserung fand in den Berechnungen zum Standsicherheitsnachweis des Dammes Berücksichtigung. Dazu wurden verbesserte Bodenkennwerte ermittelt und in den Berechnungen in Ansatz gebracht, wobei dies näherungsweise nach Priebe /2/ erfolgte. Die verbesserten Bodenkennwerte wurden in den Berechnungen maximal bis zum Böschungsfuß berücksichtigt, unabhängig davon, ob überstehende Säulenreihen zur Ausführung kommen.

Gelände- und Böschungsbruch

Der Nachweis der Gesamtstandsicherheit im Sinne eines Böschungs- und Geländebruchs wurde auf der Grundlage der Versagensmechanismen nach DIN 4084:2009-01 /4/ auf der Grundlage des Ansatzes nach Bishop gewählt.

Dammspreizung

Durch den Nachweis der Spreizsicherheit wird die lokale Sicherheit am Dammfuß überprüft, um ein Versagen entlang der Sohlfuge ausschließen zu können. Es wurden 5 verschiedene Gleitkörper auf der Grundlage des Ansatzes nach Janbu untersucht. Der Winkel der vorgegebenen Gleitfuge im Damm wurde mit der Formel für den Schüttwinkel mit $\theta=45^\circ+\varphi/2$ zu ca. 60° angesetzt. Für alle Berechnungsprofile wurden Ausnutzungsgrade < 1 ermittelt, vgl. Anlage 5.1. Die Nachweise sind somit erfüllt.

9.1.7 Sicherheit gegen Herausziehen der Bewehrung

Der Herausziehewiderstand ist eine Funktion der zwischen den Bewehrungselementen und dem geschütteten Boden mobilisierten Schubspannungen im Grenzzustand. Mit der Software Stability von GGU wird dieser Nachweis bei der Berechnung der Bö-



schungs- und Geländebruchsicherheit bereits geführt und in der Ermittlung des Ausnutzungsgrades berücksichtigt.

9.1.8 Bemessung der Lastverteilungsschicht nach EBGEO

Mit der bewehrten Lastverteilungsschicht wird die Einleitung der Lasten aus dem Dammbauwerk durch Umverteilung in die Säulen sichergestellt. Die Geogitter überbrücken durch Membranwirkung den wenig tragfähigen Boden zwischen den Säulen, wobei es zu einem Durchhang der Geogitter kommt. Die Bemessung der Lastverteilungsschicht wurde nach der EBGEO für alle Bemessungssituationen, ständig (BS-P), veränderlich (BS-T) und außergewöhnlich/bei Erdbeben (BS-A/BS-E), durchgeführt. Bei der Bemessung der Geogitter wurde ohne Ansatz von Bodenbetonung zwischen den Säulen gerechnet.

Auf Grund der Größe der Lasten und der quer zur Dammachse abzutragenden Spreizkräfte ist eine 2-lagige Bewehrung durch 1-axiale Geogitter vorgesehen. Aus diesem Grund wurden die Nachweise zur Abtragung der Zugkräfte sowohl in Längs- als auch in Querachse des Dammes geführt.

Die nach den Berechnungen erforderlichen Zugfestigkeiten der Geogitter sind in der nachfolgenden Tabelle 3 für die Berechnungsprofile zusammengestellt. Dabei sind die Kurzzeitzugfestigkeit und der Bemessungswert der Widerstände angegeben, der sich unter Berücksichtigung der Abminderungsfaktoren für Geokunststoffe ergibt. Weiter enthält die Tabelle Angaben der charakteristischen Vertikallasten auf den Säulen sowie die zur Abtragung der Last erforderlichen Einbindetiefe der Säulen in den tragfähigen Untergrund unterhalb der Weichschichten. Bei den gewählten Geogittern beträgt der Durchhang zwischen den Säulen ca. 15 cm. Die durchgeführten Berechnungen sind in der Anlage 5.2 zusammengestellt.

Tab. 3 Ergebnisse der Bemessung der Geogitter

Berechnungsprofil	Säulen				Geogitter			
	h_{max} Damm	Raster	V_k Säule	Einbindung	Kurzzeitzugfestigkeit		Bemessungswert	
	[m ü. AE]	m	kN	m	längs [kN/m]	quer [kN/m]	$R_{x,B,d}$ [kN/m]	$R_{y,B,d}$ [kN/m]
1	2,2	1,5 x 1,5	218	1	700	700	335	335
2	8,3	1,5 x 1,5	479	1,5	1300	2200	621	1052
3	10,1	1,5 x 1,5	556	2	1400	2800	669	1338
4	12,1	1,5 x 1,5	603	3	1500	3200	717	1530
5	7,3	1,5 x 1,5	436	1	1200	2000	574	956
6	6,5	1,5 x 1,5	402	1	1200	1800	574	860
7	4,3	1,5 x 1,5	308	1	1000	1200	478	574

...



9.2 Vorbelastung Entwässerungsfelder

Für die ab Station 0+346 vorgesehene Vorbelastung wurden die erforderlichen Schütthöhen ermittelt. Die Schütthöhe errechnet sich aus der Differenz zwischen der Aushubentlastung und der Wiederbelastung durch den Straßenbau (Ober- und Unterbau), wobei für das Schüttmaterial eine Wichte von 19 kN/m^3 angesetzt wurde. Die so ermittelte Schütthöhe wurde mit einem Überhöhungsfaktor von 1,5 versehen und zusätzlich um 1,7 m erhöht zur Berücksichtigung der späteren Verkehrslast. Dabei wurde eine setzungsrelevante Verkehrslast in der Gründungsebene der Straße von 33 kN/m^2 zugrunde gelegt. Die mit diesem Ansatz ermittelten Schütthöhen gehen aus Anlage 5.3-1 hervor.

Die auf der Grundlage der Berechnungen zur Ausführung empfohlene Vorbelastung ist im Lageplan der Anlage 4.1 dargestellt. Demnach liegt die Oberkante der Vorbelastung zwischen + 6,8 m NN bis + 10,9 m NN, was bezogen auf ein mittleres Geländeniveau von + 5,5 m NN Schütthöhen von 1,3 m bis 5,4 m entspricht.

Für den Vorbelastungskörper wurden Standsicherheitsberechnungen durchgeführt, vgl. Anlage 5.3-2. Demnach kann der Vorbelastungskörper auf Grund der relativ großen undrännierten Scherfestigkeiten des Spülfeldbodens und der vorbelasteten Torfschichten in einem kontinuierlichen Arbeitsgang geschüttet werden. Dabei sind die Böschungen mit Neigungen flacher als 1:1,7 herzustellen.

Die unter der Vorbelastung zu erwartenden Setzungen liegen in Abhängigkeit von der Überschüttungshöhe zwischen ca. 0,10 m bis 0,50 m. Die Mitnahmesetzungen an der Anlagengrenzen zum Entwässerungsfeld betragen an der Stelle der höchsten Überschüttung ca. 1,5 cm, vgl. Berechnung in Anlage 5.3-3.

Zur Beschleunigung der Konsolidierungsverläufe sowie auf Grund des sehr heterogenen Altspülfeldes werden vor dem Aufbringen der Vorbelastung Vertikaldräns hergestellt in einem Raster von 1,2 m x 1,2 m. Die Vertikaldräns werden von der Oberfläche der Dränsande eingebracht, sie enden 1 m oberhalb der Weichschichten. Durch den Einbau der Vertikaldräns sind die Primärsetzungen nach etwa 4 Monaten abgeschlossen, vgl. Berechnungen zum Konsolidierungsverlauf in Anlage 5.3-4.

Wie oben bereits erläutert, sind die Kriechsetzungen des Torfes auf Grund der Vorbelastung im Bereich der Entwässerungsfelder geringer zu erwarten als beim unvorbelasteten Torf der Marschflächen. Um die Kriechsetzungen vorwegzunehmen, ist eine möglichst lange Vorbelastungsphase anzustreben. Die Schüttung sollte auch nach dem Abklingen der Primärsetzungen noch liegen bleiben. Nach den Ergebnissen der Berechnungen sind nach einer Liegezeit der Vorbelastung von 12 Monaten die nach-

...



träglich über eine lange Zeitspanne noch eintretenden Kriechsetzungen begrenzt auf etwa 3 cm.

9.3 Böschungen des Geländeeinschnitts der Entwässerungsfelder

Für die Böschungen des Geländeeinschnitts im Bereich der Entwässerungsfelder wurden Nachweise der Gesamtstandsicherheit im Sinne eines Böschungs- und Geländebruchs auf der Grundlage der Versagensmechanismen nach DIN 4084:2009-01/4/ und des Ansatzes nach Bishop geführt. In den Berechnungen wurde für den Endzustand (fertiggestellte Böschung mit Schichtaufbau gemäß Abschnitt 8) die Bemessungssituation BS-P (ständige Bemessungssituation) und für den Bauzustand die Bemessungssituation BS-T (vorübergehende Bemessungssituation) zugrunde gelegt. Für die Bemessungssituation BS-P betragen die Teilsicherheitsbeiwerte für die geotechnischen Kenngrößen (Scherparameter) 1,25 und für die Bemessungssituation BS-T (Bauzustand) 1,15. Die Teilsicherheiten für ungünstige veränderliche Einwirkungen (Verkehrslasten) betragen 1,3 für die Bemessungssituation BS-P und 1,2 für BS-T. Für ständige Einwirkungen beträgt wie oben bereits genannt der Teilsicherheitsbeiwert für alle Bemessungssituationen 1,0.

Die Berechnungen ergaben, dass bei Böschungsneigungen von $\leq 1:2$ für alle Zustände bei Ausnutzungsgraden von $\leq 1,0$ eine ausreichende Standsicherheit erreicht wird. In den Berechnungen des Bauzustandes wurde eine abgesenkte Stauwasserlinie zugrunde gelegt, die sich durch den Betrieb der Tiefendränagen (vgl. Abschnitt 11.1) einstellt. Weitere Einzelheiten zu den Berechnungen können der Anlage 5.4 entnommen werden.

Neben der Gesamtstandsicherheit der Böschung wurde ebenfalls das Gleiten des geplanten Schichtsystems untersucht. Der Nachweis einer ausreichenden Gleitsicherheit ist erfüllt, wenn der Bemessungswert des Reibungswiderstandes $R_{t,d}$ größer ist als der Bemessungswert der Einwirkungen E_d . Zu den Einwirkungen zählen die hangparallelen Komponenten der Gewichtskraft oberhalb der kritischen Gleitfuge und der Verkehrslast auf der Böschung sowie Strömungskräfte. Der Reibungswiderstand ergibt sich aus den durch Eigengewicht und Verkehrslast resultierenden Bodenreaktionskräften.

Bei dem Schichtaufbau ist davon auszugehen, dass die kritische Gleitfuge nicht im Boden, sondern zwischen Kunststoffdichtungsbahn und Dränmatte liegt. Der Verbundparameter zwischen Kunststoffdichtungsbahn und Dränmatte ist produktspezifisch. In den durchgeführten Berechnungen wurde auf der Grundlage von Erfahrungswerten ein Verbundparameter in der kritischen Gleitfläche von 28° in Ansatz gebracht. Die Berechnungen ergaben, dass zur Herstellung der Gleitsicherheit ein



Geogitter oberhalb der oberen Dränmatte erforderlich ist, das zwischen der Böschungsoberkante und der Anlagengrenze durch die Bodenauflast zu verankern ist.

Die Bemessung des Geogitters wurde mit dem Programm Slice der GGU geführt, wobei Bauzustände mit Ansatz von Lasten durch leichte Erdbaugeräte und der Endzustand betrachtet wurden. Die Berechnung ist der Anlage 5.4 beigelegt. Demnach ist ein Geogitter mit einer Kurzzeitzugfestigkeit von 150 kN/m erforderlich.

10. ERDBAU

Die in der Marsch an der Oberfläche anstehenden Torfschichten sind für Baugeräte nicht befahrbar. Aus diesem Grund sind im Vorwege Maßnahmen zur Schaffung einer standfesten Arbeitsebene für die Geräte zur Säulenherstellung erforderlich. Auf der Grundlage von durchgeführten Standsicherheitsberechnungen für Baugeräte (Grundbruch unterhalb der Kette) ergaben sich folgende Bauabläufe zur Schaffung der Arbeitsebene:

- Auf der Oberfläche des Baugeländes wird ein Bewehrungsgitter mit Filtervlies (Kombimatte) verlegt. Diese Matte wird mit sandigem Bodenmaterial überschüttet, wobei im Vor-Kopf-Verfahren zu arbeiten ist. Die Schütthöhe beträgt etwa 0,50 m, so dass eine 1. Arbeitsebene auf der Höhe von + 0,50 m NN geschaffen wird. Diese Arbeitsebene kann mit Geräten bis zu einem Gewicht von ca. 35 t (Kettenpressung 50 kN/m² bei einer Breite von 0,70 m) befahren werden, vgl. Berechnungen in Anlage 5.5-1.
- Von der 1. Arbeitsebene werden Vertikaldränagen hergestellt, die 1 m oberhalb der UK der Torfschichten enden. Mit den Geräten zur Herstellung Vertikaldränagen wird die zulässige Kettenpressung von 50 kN/m² nicht überschritten. Die Unterkante der Torfschichten ist durch die Geophysikalische Vermessung ausreichend erkundet. Nach Herstellung der Vertikaldränage erfolgt die nächste Überschüttung bis zur Höhe von + 1,5 m NN (2. Arbeitsebene). Die Konsolidierung der Torfschichten wird abgewartet, wobei die Konsolidierungsdauer durch die Vertikaldränagen auf etwa 3 Monate verkürzt ist.
- Mit der Konsolidierung nimmt die undränierete Scherfestigkeit des Torfes zu, so dass am Ende der Konsolidierungsphase die Arbeitsebene (+ 1,5 m NN) für schwere Baugeräte befahrbar ist und mit der Herstellung der Betonsäulen begonnen werden kann. Das Gewicht der Geräte zur Säulenherstellung liegt etwa bei 70 Tonnen, was bei einer Kettenbreite von 0,75 m etwa eine Kettenpressung von 80 kN/m² verursacht. Für diese Kettenpressung wurde die Standsicherheit der 2. Arbeitsebene nachgewiesen. Die Berechnung dazu ist in Anlage 5.5-2 enthalten.



Nach dem Einbringen der Betonsäulen von der Arbeitsebene + 1,5 m NN wird die bewehrte Lastverteilungsschicht eingebaut. Anschließend erfolgt die Herstellung des Straßendamms. Der Straßendamm kann nach Fertigstellung des Tragsystems in einem kontinuierlichen Arbeitsfortschritt geschüttet werden, Arbeitsunterbrechungen zur Konsolidierung der Weichschichten sind nicht erforderlich.

11. WASSERHALTUNG WÄHREND DER BAUZEIT

11.1 Streckenabschnitt Entwässerungsfelder

Die Haupttrasse der A26 schneidet etwa bei Station 0+110 in den westlichen Randdamm des Entwässerungsfeldes MbM und verläuft dann im Weiteren auf einer Länge von ca. 700 m durch das heutige Entwässerungsfeld. Die Gradientenlinie hat im Einschnitt des westlichen Randdamms eine geplante Höhe von + 1,60 m NN und steigt dann stetig an. Beim Verlassen der Flächen des Entwässerungsfeldes etwa bei Station 0+800 liegt die Gradientenlinie auf ca. + 8,10 m NN.

Im Altspülfeldkörper steht Stauwasser an, das den im Einschnitt liegenden Arbeitsflächen zufließt. Aus diesem Grund sind während der Erdarbeiten zur Herstellung des Einschnitts baubegleitend Wasserhaltungsmaßnahmen auszuführen. Bei den Höhen der Gradientenlinie und unter Berücksichtigung des verstärkten Unterbaus liegt die A26 etwa auf einer Länge von etwa 500 m im Einschnitt des Altspülfeldes unterhalb des Stauwasserspiegels. Des Weiteren fallen Stauwasser (ausgepresstes Porenwasser) bei der Vorbelastung der Trasse sowie Tagwasser an. Nachfolgend werden die geplanten Wasserhaltungsmaßnahmen im Geländeeinschnitt erläutert und eine Abschätzung der anfallenden Wassermengen vorgenommen. Im Endzustand wird das Stauwasser aus dem Altspülfeld durch eine am Böschungsfuß verlegte Drainageleitung gefasst.

Die während der Bauzeit durchzuführenden Wasserhaltungsmaßnahmen umfassen im Einzelnen:

- Fassung des Wassers aus der Konsolidierung des Altspülfeldes während der Vorbelastung, vermischt mit dem anfallenden Tagwasser,
- Fassung des Wassers aus der Absenkung des Stauwasserspiegels im Geländeeinschnitt zur Schaffung eines trockenen Baufeldes. Die Absenkung erfolgt mittels Tiefendränagen.
- Fassung des Wassers aus der offenen Wasserhaltung in den Baufeldern. Bei dem anfallenden Wasser handelt es sich im Wesentlichen um Tagwasser.



11.1.1 Wasser aus der Konsolidierung während der Vorbelastung

Wie in Abschnitt 9.2 beschrieben, erfolgt im Bereich der Entwässerungsfelder eine Konsolidierung durch Vorbelastung, wobei zur zeitlichen Beschleunigung des Setzungsverlaufs im Altspülfeldkörper bis zur OK der Weichschichten Vertikaldränagen hergestellt werden. Durch die Vorbelastung entsteht ein Porenwasserüberdruck, durch den das Porenwasser zu den Vertikaldränagen und dann in den Dränagen zur Geländeoberfläche fließt. Das in den Vertikaldränagen anfallende und aufsteigende Wasser sammelt sich in den Dränsanden und wird in Gräben seitlich der Vorbelastungsschüttung gefasst und abgeleitet, vgl. Anlage 4.1.

11.1.2 Wasser aus den Tiefendränagen

Vor Beginn der Aushubarbeiten im Einschnittbereich ist das im Altspülfeldkörper anstehende Stauwasser zur Schaffung eines trockenen Arbeitsfeldes abzusenken. Dazu werden mittels einer Fräse von der Geländeoberfläche (OK Drän-sande) Tiefendränagen verlegt. Durch die Gerätetechnik ist es möglich, in einem Arbeitsgang einen ca. 30 cm breiten Schlitz aufzureißen, die Dränageleitung zu verlegen und den Schlitz mit Sand / Kies zu verfüllen. Mit dieser Arbeitsmethode sind Verlegetiefen bis 8 m unter Arbeitsebene möglich.

Die Dränagen werden in der Regel ca. 0,80 m unter dem herzustellenden Aushubniveau mit Gefälle verlegt, im Tiefbereich der Gradienten liegen die Dränagen etwa auf Höhe der OK Weichschichten. Die Abstände der Dränstränge liegen zwischen 5 m bis 10 m. Das in den Dränagen anfallende Wasser wird mittels Vakuumpumpen gefördert und abgeleitet. Dabei werden Leitungslängen von etwa 100 m ausgeführt.

11.1.3 Offene Wasserhaltung

Ergänzend zu den Tiefendränagen kann bereichsweise eine offene Wasserhaltung erforderlich werden, durch die insbesondere das im Baufeld anfallende Tagwasser abgeführt wird. Dazu sind Pumpensümpfe und oberflächennahverlegte Dränstränge erforderlich.

11.1.4 Abschätzung der Wassermengen

Zur Ermittlung der in der Tiefendränage anfallenden Wassermengen wurden hydraulische Berechnungen durchgeführt. Die Berechnungen erfolgten für ein vertikal ebene System und eine stationäre Grundwasserströmung nach der Methode der Finiten Elemente. Dabei wurden die Anzahl der Dränstränge und die Entnahmemengen iterativ verändert, bis die Absenklinie vollständig unterhalb der Aushubebene lag. Für den Spülfeldboden wurde in Abstimmung mit der BWS GmbH ein Durchlässigkeitsbeiwert von $k_f = 10^{-6}$ m/s in Ansatz gebracht. Die Ausgangspotentiale wurden mit

- 0,30 m NN unterhalb der Weichschichten (entspricht etwa dem mittleren Druckniveau des Grundwasserleiters) und mit + 3,60 m NN im Altspülfeldkörper berücksichtigt. Das betrachtete Arbeitsfeld hat eine Breite von 60 m zuzüglich Böschungen. Die berechnete Absenklinie und die erforderlichen Fördermengen sind in Abbildung 5 dargestellt.

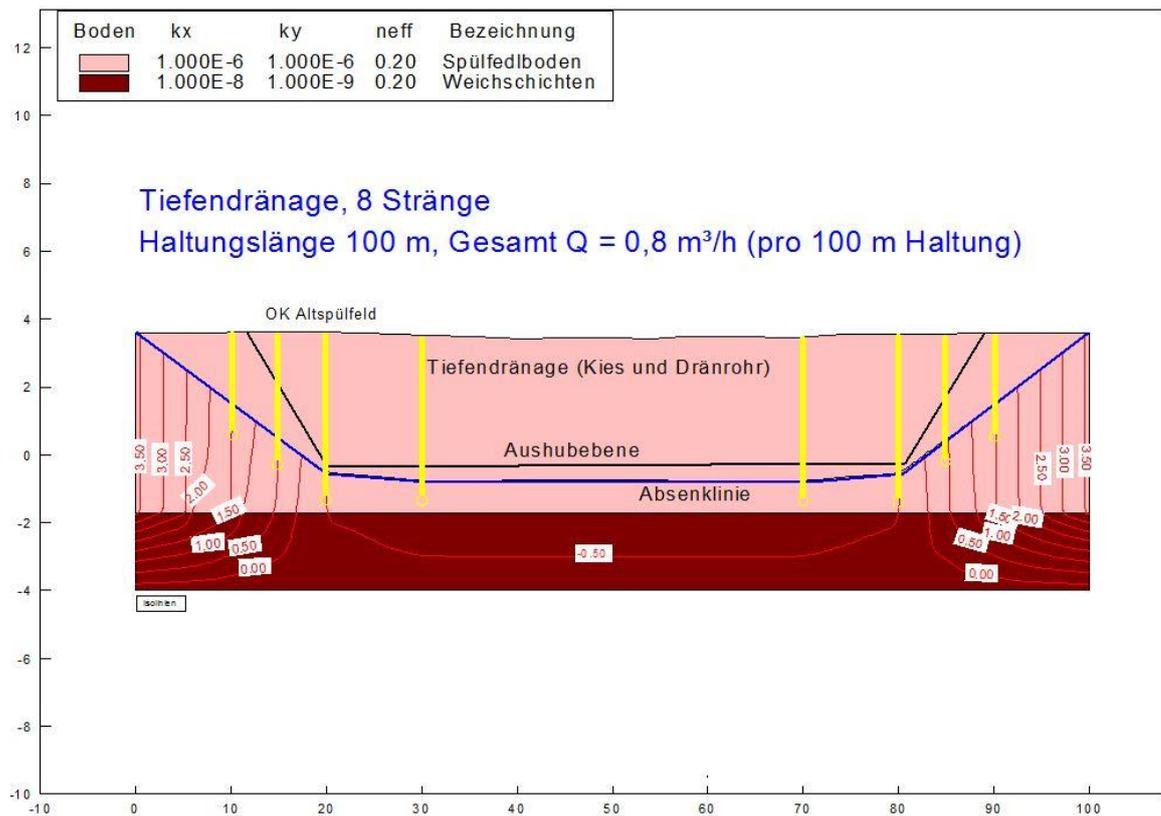


Abb. 5: Stauwasserentnahme durch Tiefendränage

Die Berechnungen ergaben, dass bei 8 Dränsträngen und einer betrachteten Haltungslänge von 100 m eine Fördermenge von 0,8 m³/h erforderlich ist, um das Absenkziel zu erreichen.

Wie oben bereits erwähnt, gilt die o. g. Fördermenge für einen stationären Zustand. Die bis zum Erreichen des stationären Zustands anfallende Fördermenge wurde entsprechend des vorhandenen wassergesättigten Porenvolumens mit ca. 15.000 m³ abgeschätzt. Dabei wurde auf der Grundlage der vorhandenen Bohrprofile angenommen, dass das Verhältnis zwischen wassergesättigten Sanden und Schlick etwa bei 60 % zu 40 % liegt und der Porenanteil im Sand 0,3 beträgt.

Weiter erfolgte eine Abschätzung der bei der Vorbelastung ausgepressten Porenwassermengen auf der Grundlage von durchgeführten Setzungsberechnungen. Die unter der Vorbelastung berechnete Setzungsmulde hat insgesamt ein Volumen von etwa



4.600 m³, so dass mit der gleichen Menge an ausgepresstem Porenwasser zu rechnen ist. Der Setzungsanteil der Weichschichten liegt bei ca. 1.200 m³. Das Porenwasser aus den Weichschichten entwässert etwa zur Hälfte nach oben in Richtung des Altpülfeldkörpers und den dort vorhandenen Vertikaldränagen sowie zur anderen Hälfte nach unten in den Grundwasserleiter. Bei diesen Verhältnissen liegt das über die Vertikaldränagen noch oben geförderte und dort zu fassende Porenwasser bei etwa 4.000 m³.

Für die Ermittlung der anfallenden Niederschlagsmengen wurde von einer jährlichen Niederschlagsmenge von 750 mm ausgegangen und eine gleichmäßige zeitliche Verteilung des Niederschlags zugrunde gelegt.

Insgesamt fallen im Bereich der Entwässerungsfelder folgende bauzeitliche Wassermengen an:

Tab. 4 Zusammenstellung der bauzeitlichen Wassermengen Entwässerungsfelder

Maßnahme	Dauer	Wassermengen
Vorbelastung Entwässerungsfelder und Vertikaldräns, Abstand 1,2 m , Tiefenabschnitt Altpüfkörper, V = 65.000 m ³ Boden,	Dauer 6 Monate bei Liegezeit von 3 Monaten	Porenwasser Vorbelastung: 4.000 m ³ Niederschlagswasser 17.500 m ³ Gesamt 21.500 m³ ~ 5 m³/h = 1,4 l/s
Herstellung Einschnitt: Tiefendränagen: - Absenkung bis zum stationären Zustand	3 Wochen	Stauwassermenge ca. 15.000 m ³ Niederschlagswasser ca. 2.000 m ³ Gesamt 17.000 m³ ~ 34 m³/h = 9,4 l/s
- Betrieb Tiefendränage (alle Haltungen gleichzeitig) und offene Wasserhaltung	6 Monate	Stauwassermenge ca. 17.280 m ³ Niederschlagswasser ca. 17.500 m ³ Gesamt 34.780 m³ ~ 8 m³/h = 2,2 l/s

Wie aus Tabelle 4 hervorgeht, liegen die insgesamt erwarteten bauzeitlichen Wassermengen aus dem Bereich des Baufeldes der A26 im Geländeeinschnitt (Stauwasser aus dem Altpülfeld und Tagwasser) in der Größenordnung von 73.000 m³. Die berechneten mittleren Abflusswerte liegen zwischen 1,4 l/s und 9,4 l/s. Das gefasste Wasser soll dem Entwässerungsfeldrandgraben zugeführt und zusammen mit dem übrigen Wasser aus den Entwässerungsfeldern in der SARA gereinigt werden.

11.2 Streckenabschnitt Marsch

11.2.1 Vorflutverhältnisse

Im Bereich der VKE 7051 erfolgt die Entwässerung des Geländes über ein System aus Wettern und Gräben. Auf der Westseite der A7 führen verschiedene Marschen-

...



gräben in die Oberste und die Unterste Moorburger Wetterung, welche unmittelbar westlich der A 7 in einen parallel zur Autobahn verlaufenden Graben münden. Dieser Graben führt das Wasser nach Norden in den Mahlbusen vor dem Schöpfwerk Moorburg, von wo aus das Wasser in einen weiter parallel zur A 7 nach Norden führenden Graben gehoben wird, der schließlich in die Alte Süderelbe mündet.

Auf der Ostseite der A 7 verläuft gegenwärtig parallel zur Autobahntrasse ein Randgraben, welcher das Wasser in Richtung Norden bis in Höhe des Moorburger Elbdeichs abführt. Von hier fließt das Wasser durch einen Durchlass unterhalb der A7 in den o.a. westlich der Autobahn liegenden Mahlbusen.

Das auf den Entwässerungsfeldern Moorburg-Mitte anfallende Oberflächen- und Sickerwasser wird in Randgräben separat gesammelt und zur Aufbereitung zur SARA transportiert.

Außerhalb der Spülfelder nehmen der südlich und östlich entlang der Spülfelder nach Norden führende Wulfsgraben sowie die südlich außerhalb der Spülfelder von Osten nach Westen führende Moorburger Landscheide das Wasser aus den Marschengräben auf. Der Wulfsgraben mündet nördlich der Spülfelder in die Unterste Moorburger Wetterung, welche weiter nach Westen verläuft und hier über mehrere Düker unterhalb der Spülfeldgräben und weiter über den o.a. Durchlass unterhalb der A 7 in den Mahlbusen vor dem Schöpfwerk Moorburg fließt.

11.2.2 Wassermengen und Fassung

Die Fassung des aus den Vertikaldräns in den Streckenabschnitten 1,3 und 4 an der Geländeoberfläche austretenden Porenwassers erfolgt mit Sandkörpern, der zur Herstellung der 1. Arbeitsebene aufgebracht wurde. Über den Sandkörper wird das Porenwasser zu beiden Seiten der Aufschüttung abgeführt. Hier erfolgt die Fassung und Ableitung des Wassers beidseitig entlang der gedränten Trassenabschnitte in offenen Gräben oder alternativ in Drainagegräben mit Kiesfüllung und innen liegendem Dränrohr. Die Gräben sind dem Baufortschritt folgend abschnittsweise unter Ausbildung eines leichten Gefälles ($I > 0,1 \%$) anzulegen. Es ist davon auszugehen, dass kein zusammenhängendes Grabensystem hergestellt werden kann, sondern dass das gefasste Wasser zwischen verschiedenen Grabenabschnitten über Förderleitungen zu einer zentralen Sammelstelle gepumpt werden muss. Bei der Ausbildung der Sammelgräben dürfen keine hydraulischen Schlüsse zu bestehenden Gewässern entstehen. Bei Bedarf sind entsprechende Abdichtungen der Gräben vorzusehen.

Die Planung sieht gegenwärtig bzgl. der Bodenverbesserungsmaßnahmen eine Ausführung der Baumaßnahme in 2 Phasen vor. In Phase 1 wird in den Dammabschnitten die Arbeitsebene für das Baugerät hergestellt und die Gründung der späteren Straßendämme, bestehend aus Betonsäulen mit oben liegender Lastverteilungsschicht,



hergestellt. Für die Phase 1 wird eine Dauer von 6 Monaten angesetzt. In Phase 1 erfolgt ferner die Aufschüttung der Vorbelastung in Bereich des Entwässerungsfeldes.

In der anschließenden Phase 2 wird das Vorbelastungsmaterial der Phase 1 aus dem Entwässerungsfeld in die herzustellenden Damm umgelagert. Ferner erfolgt der Abtrag in den Einschnitten des Entwässerungsfeldes sowie der weitere Auftrag der Dammschüttung. Für Phase 2 wird eine Dauer von ca. 10 Monaten angesetzt.

Für das aus den Weichschichten anfallende Porenwasser wurden folgende Mengen ermittelt:

Phase 1:

Porenwasser aus den Setzungen der Arbeitsebene: ca. 21.700 m³

Porenwasser aus der Bodenverdrängung durch Betonsäulen: ca. 14.600 m³

Phase 2:

Porenwasser aus Setzungen der Lastverteilungsschicht: ca. 16.200 m³

Summe Porenwasser: ca. 52.500 m³

Neben dem Porenwasser wird über die Dränagen ferner versickerndes bzw. ablaufendes Niederschlagswasser gefasst. Die Gesamtmengen an Niederschlagswasser wurden für die Bauzeit in den relevanten Bereichen auf ca. 55.000 m³ für die Phase 1 und ca. 92.000 m³ für die Phase 2 abgeschätzt.

Die prognostizierten Wassermengen sind in der nachstehenden Tabelle zusammengefasst:

Phase	Dauer	Wassermengen	Volumenströme
Phase 1	6 Monate	36.300 m ³ Porenwasser <u>55.000 m³ Niederschlagswasser</u> 91.300 m ³ gesamt	21,1 m ³ /h 5,9 l/s
Phase 2	10 Monate	16.200 m ³ Porenwasser <u>92.000 m³ Niederschlagswasser</u> 108.200 m ³ gesamt	15,0 m ³ /h 4,2 l/s

Zur Abschätzung der Auswirkungen eines Starkregenereignisses auf das Fassungssystem des Porenwassers wird der Regenabfluss bestimmt. Dieser berechnet sich wie folgt:

$$Q_R = \Psi_s * A_E * r_{D(N)}$$

mit:

...



- Q_R = Regenabfluss [l/s]
- Ψ_s = Spitzenabflussbeiwert
- A_E = Einzugsfläche [ha]
- $r_{D(N)}$ = Bemessungs-Regenspende [l/(s * ha)]

Die Einzugsfläche setzt sich zusammen aus der Oberfläche der Arbeitsebenen bzw. der Lastverteilungsschicht und der Fläche der Entwässerungsgräben. Die Einzugsfläche beträgt insgesamt ca. 150.000 m². Als Abflussbeiwerte werden für den gefüllten Graben $\Psi_s = 1$ und für die verdichteten Schüttungen $\Psi_s = 0,3$ angesetzt.

Als Bemessungsregen wird ein 15 minütiger Dauerregen mit einer Wiederkehrzeit von 2 Jahren angesetzt. Dieser liefert eine Regenspende von 130 l/(s * ha). Damit ermittelt sich der Regenabfluss wie folgt:

$$Q_R = (15 \text{ ha} * 0,3 + 0,5 \text{ ha} * 1) * 130 \text{ l/(s * ha)} = 624 \text{ l/s}$$

Das o.a. Regenereignis liefert auf der Einzugsfläche eine Wassermenge von ca. 560 m³. Bei einer Grabenfläche von 5.000 m², welche die Wassermenge aufzunehmen hätte, würde dies einen Anstieg des Wasserspiegels von ca. 11 cm verursachen.

Dieses Maß kann bei entsprechender Ausbildung der Gräben komplett von diesen aufgenommen werden.

11.2.3 Wasserqualität

Zur Abschätzung der zu erwartenden Qualität des Porenwassers wurden im Frühjahr 2015 aus den Aufschlussbohrungen der Baugrunderkundungen Proben der Weichschichten ausgewählt und dem Labor der Gesellschaft für Bioanalytik zur Durchführung von laboranalytischen Untersuchungen übergeben.

Im Labor wurde das im Probenmaterial enthaltene Porenwasser durch Zentrifugieren vom Feststoff abgetrennt und auf Einleitparameter für Oberflächengewässer untersucht. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in der nachstehenden Tabelle zusammengefasst. Die Laborberichte sind in der Anlage 4.2 enthalten.

		Probe Torfentwässerung					
Parameter		1	2	3	4	5	Mittelwert*
pH-Wert		6,8	6,9	6,2	6,3	6,2	6,48
Absetzbare Stoffe (0,5h)	mg/l	n.n.	n.b.				
Kohlendioxid (kalklösend)	mg/l	20	12	11	11	12	13,2
Magnesium	mg/l	5,1	2,5	14	9,1	7,2	7,58
Sulfat	mg/l	32	1,4	788	258	253	266,48
Ammonium	mg/l	2,9	3,8	0,85	0,17	1,3	1,80

...



Eisen (II)	mg/l	1,2	0,69	< 0,25	< 0,25	< 0,25	0,53
Eisen ges.	mg/l	4,1	0,29	0,035	0,2	0,032	0,93
Kohlenwasserstoffe	mg/l	0,1	<0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1
CSB	mg/l	185	180	72	43	60	108
AOX	mg/l	0,05	0,06	0,06	< 0,05	< 0,05	0,054
Arsen	µg/l	6,1	1	0,58	0,84	1,1	1,9
Cadmium	µg/l	0,35	<0,3	<0,3	<0,3	<0,3	0,31
Chrom ges.	µg/l	11	16	15	11	6,9	12
Blei	µg/l	19	< 1	< 1	< 1	< 1	4,6
Nickel	µg/l	8,1	4,1	< 1	< 1	< 1	3,04
Zink	µg/l	61	10	37	7,6	9,3	25
Kupfer	µg/l	35	5,1	5,2	2,6	1,4	9,9
Quecksilber	µg/l	< 0,2	< 0,2	0,43	< 0,2	< 0,2	0,25

* Für die Mittelwertbildung wurden Messwerte unterhalb der Nachweisgrenzen mit einer Belastung in Höhe der Nachweisgrenze berücksichtigt

Die Untersuchungsergebnisse zeigen, dass die Zentrifugate aus den Torfproben bzw. das Mischwasser (simuliert durch Mittelwertbildung) überwiegend unkritische Belastungen aufweisen. Die Eisen- und Ammoniumgehalte sind als niedrig einzustufen. Das Zentrifugat der Probe 1 weist erhöhte Schwermetallgehalte auf, in den übrigen untersuchten Proben sind die Schwermetallgehalte deutlich geringer bzw. liegen z.T. unterhalb der laborseitigen Nachweisgrenzen. Der Befund für Kohlenwasserstoffe von 0,1 mg/l (= Bestimmungsgrenze!) dürfte vor dem Hintergrund der Nutzungsverhältnisse nicht auf mineralölstämmige Verunreinigungen zurückzuführen sein, sondern methodisch bedingte Fehlbefunde, die durch Huminstoffe im Torf verursacht werden¹. Torfe können ferner organogene Halogenverbindungen aufweisen, bei denen es sich nicht um Schadstoffe handelt. Die geringfügig erhöhten AOX-Gehalte der Torfproben 1 – 3 sind ggf. auf entsprechende Stoffe zurückzuführen.

Auffällig sind die hohen CSB-Werte (chemischer Sauerstoffbedarf für die Oxidation aller Wasserinhaltsstoffe) sowie örtlich erhöhte Sulfatgehalte. Diese werden mit hoher Wahrscheinlichkeit durch die im Torf enthaltenen Huminstoffe und sonstigen organischen Bestandteile verursacht.

11.2.4 Genehmigungsrechtliche Randbedingungen

Die Ableitung der gefassten Porenwässer erfolgt als Direkteinleitung in einen örtlichen Vorfluter. Seitens der Wasserbehörde (Bezirksamt Hamburg Harburg, Fachamt

¹ vgl.: Handbuch Altlasten, Auswertung von Mineralöl-Gaschromatogrammen, Hessisches Landesamt für Umwelt und Geologie, Wiesbaden 2005.



Management des öffentlichen Raumes Tiefbau – Wasserwirtschaft) ist nach telefonischer Rücksprache von einer Ableitung in die Moorburger Landscheide abzusehen, da diese als Fischgewässer eingestuft und nach Wasser-Rahmenrichtlinie berichtspflichtig ist. Favorisiert wird behördlicherseits eine Ableitung in das nach Norden zum Schöpfwerk Moorburg entwässernde Grabensystem. Da der vorhandene östlich zur A7 verlaufende Parallelgraben im Zuge der geplanten Straßenbaumaßnahmen teilweise aufgehoben wird, scheidet dieser als Vorfluter für die Einleitung aus, so dass die Ableitung der gesammelten Porenwässer über den Wulfsgraben erfolgen muss.

Die Wasserbehörde weist darauf hin, dass im gegenwärtigen Zustand die hydraulischen Kapazitäten des im Zuständigkeitsbereich von HPA liegenden Wulfsgrabens begrenzt sind und eine Ableitung zusätzlicher Wassermengen fraglich ist. Allerdings wird seitens der Behörde die Räumung des Wulfsgrabens einschließlich der Düker durch HPA angestrebt. Die Räumung ist innerhalb der kommenden 1 – 2 Jahre avisiert.

Die Einleitung der während der Baumaßnahme anfallenden Wässer ist mit der Wasserbehörde noch detailliert abzustimmen. Für die Direkteinleitung in den Vorfluter werden die bislang bestehenden Einleitgrenzwerte (s.u.) durch die Wasserbehörde im Rahmen des Genehmigungsverfahrens ggf. noch angepasst. Für die Abschätzung des Umfangs einer Wasseraufbereitung der anfallenden Rohwässer werden zunächst die bislang bestehenden und für den Bauabschnitt A 26 West festgelegten Einleitgrenzwerte herangezogen:

Fe ²⁺	1 mg/l
Fe _{ges}	2 mg/l
NH ₄	2mg/l (Sommer) 4 mg/l (Winter)
pH-Wert	7 – 8

11.2.5 Wasseraufbereitung

Erfordernis und Umfang einer Wasseraufbereitung hängen bei Zugrundelegung der Einleitgrenzwerte von der Qualität des anfallenden Rohwassers ab. Das Rohwasser wird – wie oben dargestellt – eine Mischung aus Porenwasser und Niederschlagswasser sein. Bei der Abschätzung der zu erwartenden Rohwasserqualität sind zum einen mögliche Schwankungen der Gehalte der Untersuchungsparameter bei tatsächlich anfallenden Porenwasser zu berücksichtigen. Hierfür wird bei den weiteren Betrachtungen ein Sicherheitszuschlag auf die Mittelwerte von 50 % angesetzt. Da keine Kenntnisse über die Qualität des Niederschlagswassers bestehen, wird vereinfacht eine

...



Verdünnung der Konzentration der Belastungsparameter um ca. 70% angenommen. In niederschlagsreichen Zeiten wird die Verdünnung stärker ausfallen. Eine gewisse Aufkonzentration ist in dem überwiegend offenen System durch Verdunstung zu erwarten. Diese wird mit 5 % angesetzt. Verdünnungsprognosen für den pH-Wert sowie für kalklösende Kohlensäure können auf Grund der komplexeren wasserchemischen Zusammenhänge nicht über die o. a. Methodik vorgenommen werden.

Die Abschätzung der Parameterkonzentrationen des anfallenden Rohwassers C_{RW} wird damit wie folgt vorgenommen und ist in der unten stehenden Tabelle zusammengestellt und den Einleitgrenzwerten gegenübergestellt:

$$C_{RW} = C_M * f_{SZ} * f_V * f_A$$

mit:

C_M = Mischwasserkonzentration (s. Tabelle)

f_{SZ} = Faktor Sicherheitszuschlag = 1,5

f_V = Faktor Verdünnung = 0,7

f_A = Faktor Verdunstung = 1,05

Parameter		C_M	C_{RW}	Richtwert Einleitung
pH-Wert		6,48		7 - 8,5
Absetzbare Stoffe (0,5h)	mg/l			-
Kohlendioxid (kalklösend)	mg/l	13,2		
Magnesium	mg/l	7,58	6,3	-
Sulfat	mg/l	266,48	294	-
Ammonium	mg/l	1,80	2	2 (Sommer) 4 (Winter)
Eisen (II)	mg/l	0,53	0,58	1
Eisen ges.	mg/l	0,93	1,03	2
Kohlenwasserstoffe	mg/l	< 0,1	< 0,1	
CSB	mg/l	108	119	
AOX	mg/l	0,054	0,06	
Arsen	µg/l	1,9	2,1	
Cadmium	µg/l	0,31	0,34	
Chrom ges.	µg/l	12	13,2	
Blei	µg/l	4,6	5,1	
Nickel	µg/l	3,04	3,4	
Zink	µg/l	25	27,6	

...



Kupfer	µg/l	9,9	10,9	
Quecksilber	µg/l	0,25	0,28	

Die Bemessungsgrößen und Rahmenbedingungen für die Wasseraufbereitung sind in der nachstehenden Tabelle zusammengestellt:

Betriebsdauer	ca. 16 Monate		
Wassermengen	ca. 16.000 m ³ Porenwasser ca. 100.000 m ³ Niederschlagswasser		
Volumenströme	ca. 4,2 l/s bis 5,9 l/s		
Einleitung	Wulfsgraben (noch im Detail abzustimmen)		
	abgeschätzte Rohwassergehalte	angenommene Einleitgrenzwerte	
Fe ²⁺	0,58	1	
Fe _{ges}	1,03	2	
NH ₄	2	2 (Sommer) 4 (Winter)	
pH-Wert	6,5	7-8	
CSB	119	-	

Anhand der Gegenüberstellung der abgeschätzten Rohwassergehalte zu den bestehenden Einleitgrenzwerten ergeben sich hinsichtlich der Reduzierung von Eisen- und Ammoniumgehalten vor der Einleitung keine besonderen Anforderungen an die Wasseraufbereitung. Auffällig erhöht ist der Parameter CSB, für den zur Zeit kein Einleitgrenzwert besteht. Der CSB wird vermutlich zu einem hohen Anteil durch Huminstoffe verursacht, die aus den organischen Böden stammen und tendenziell nur geringe Auswirkungen auf das Gewässer haben. Vor diesem Hintergrund wird von der Tolerierung eines Rest-CSB in der Größenordnung von ca. 15 - 20 mg/l ausgegangen, so dass zunächst von aufwändigen Verfahren zur weitgehenden Reduzierung des CSB, z.B. durch UV-Oxidation, katalytische Oxidation oder Verwendung von Oxidationsmitteln abgesehen wird. Eine Reduzierung des CSB durch Aktivkohle scheidet auf Grund des schlechten Wirkungsgrades für Huminstoffe aus.

Für die Wasseraufbereitung wird daher eine vorwiegend mechanisch-physikalische Verfahrenstechnik vorgeschlagen, die im Einzelnen folgende Behandlungsstufen umfasst:

- Vorlage mit Belüftung (z. B. über Druckluftzugabe oder Prallbleche)
- Vorsedimentation

...



- pH – Wert Pufferung,
- Flockung/Fällung,
- Filtration

Ein Verfahrensschema ist in Anlage 4.3 enthalten.

Das in den Gräben gefasste Poren- und Niederschlagswasser wird zunächst in einen Vorlagebehälter geleitet. Um ggf. noch vorhandenes reduziertes Eisen zu oxidieren, erfolgt die Zuleitung zur Belüftung über eine Prallblechkaskade, alternativ kann eine Druckluftbelüftung erfolgen. In der anschließenden Beruhigungszone des Vorlagebehälters setzen sich ggf. entstandener Eisenschlamm und andere partikuläre Wasserinhaltsstoffe ab. Auf diese Weise kann im weiteren Verlauf der Verbrauch an Flockungsmittel möglichst gering gehalten und die Standzeiten der Filtration erhöht werden.

Aus der Vorlage wird das Rohwasser unter Zugabe von Kalkmilch zur pH-Pufferung und Flockungsmitteln (z.B. Polyaluminiumchlorid PAC) in die Kiesfiltration – bestehend aus 2 parallel geschalteten KiesfilterN - gepumpt. Die pH-Pufferung verhindert ein Absinken des pH-Wertes in Folge der Flockungsmittelzugabe, welche den Wirkungsgrad der Flockung herabsetzen würde. Mit Hilfe des anschließend zu dosierten PACs können die Huminstoffe in größere Konglomerate überführt werden und aus dem Wasser abfiltriert werden.

Von den beiden Filterstangen wird jeweils nur einer betrieben. Ist dessen Filterstandzeit erschöpft, wird der Wasserstrom auf den anderen Filter geschaltet und der erste Filter wird durch eine Luft-/Wasserspülung rückgespült. Anschließend geht der Filter in den Stand-By-Zustand. Die Steuerung der Filterspülung erfolgt automatisch über die Messung des Differenzdrucks zwischen Filterzulauf und -ablauf.

Das Reinwasser aus den Filtern wird über einen Vorratsspeicher für Spülwasser in den Vorfluter abgeleitet.

Das Spülwasser aus der Filterspülung wird separat gefasst und einer Schlammeindickung zugeführt. Der abgesetzte Schlamm wird der Entsorgung zugeführt, das Klarwasser wird in den Anlagenzulauf zurückgeführt.

Die gesamte Wasseraufbereitung ist frostsicher auf Winterbetrieb einzurichten. Größere Behälter (Vorlage, Filter, Spülwasservorlage) können im Freien aufgestellt werden. Empfindliche Anlagenkomponenten wie Hilfsmittelvorlagen, MSR-Technik und die nur geringfügig durchströmte Schlammeindickung sollten in Einhausungen (z.B. Containern) untergebracht werden. In Abhängigkeit der vor Ort zur Verfügung ste-



henden Platzverhältnisse kann die Rohwasservorlage ggf. als gedichtetes Erdbecken angelegt werden, wodurch sich Betriebskosten einsparen ließen.

Die Wasseraufbereitungsanlage ist zur dauerhaften Aufrechterhaltung des Betriebs mit einer Notstromversorgung sowie einem automatischen System zur Erfassung und Meldung von Stöorzuständen auszurüsten. Im Störfall muss die Anlage in einen gefahrlosten Zustand übergehen. Ggf. auftretende Störungen sind mittels Fernmeldesystem an einen Bereitschaftsdienst zu übermitteln, der die Stöorzustände kurzfristig beseitigt.

Bei Ausfall der Aufbereitungsanlage ist die Zuführung von Rohwasser aus dem Fassungssystem zu unterbrechen. Das Fassungssystem ist daher für einen entsprechenden Rückstau auszulegen, der bei durchschnittlich zulaufenden Wassermengen von ca. 9 m³ bis 11 m³ über einen Zeitraum von 24 h ein zusätzliches Volumen von ca. 250 m³ erfordert. Dieses Volumen kann bei einer Grabenfläche von ca. 3.000 m² durch eine freie Böschungshöhe von ca. 10 cm gewährleistet werden. Sollte temporär eine hydraulische Überlastung des Fassungssystems durch lang anhaltende Niederschläge eintreten, so kann davon ausgegangen werden, dass durch die starke Verdünnung des Porenwassers eine deutliche Reduzierung des hier relevanten CSB-Gehaltes eintritt, so dass der Austritt des Wassers aus dem Fassungssystem schadlos bleibt.

11.2.6 Aufstellungsort

Der Platzbedarf für die voranstehend beschriebene Aufbereitungstechnik wird auf ca. 400 m³ abgeschätzt (ohne Erdbecken als Rohwasservorlage).

Diese Fläche kann auf dem ca. 7.300 m² großen Geländeabschnitt der Entwässerungsfelder westlich der geplanten Trasse untergebracht werden, der für eine Nutzung während der Durchführung der Baumaßnahme zur Verfügung steht. Dieser Aufstellungsort liegt zwischen den beiden Trassenabschnitten, in denen die Vertikaldräns hergestellt werden und ist daher im Hinblick auf die Fassung und Ableitung des Porenwassers gut geeignet. Von dort kann das Wasser in den südlich der Entwässerungsflächen verlaufenden Wulfsgraben oder alternativ direkt nach Norden in die Unterste Moorburger Wetterung abgeleitet werden. Da die Geländeoberfläche des Entwässerungsfeldes im betreffenden Abschnitt mit ca. + 8,0 m NN um ca. 7 – 8 m oberhalb des umgebenden Geländes liegt, muss das gefasste Wasser um ein entsprechendes Niveau angehoben werden, kann nach der Aufbereitung jedoch im Freigefälle zur Einleitstelle ablaufen.



Im Bereich des beschriebenen Geländeabschnitts böte sich auch die Möglichkeit, ein Erdbecken als Rohwasservorlage an der Geländeoberfläche der Entwässerungsfelder anzulegen.

11.2.7 Überwachung des Anlagenbetriebs

Der Betrieb der Wasseraufbereitung ist durch ein Monitoring zu begleiten. Rohwasser und Reinwasser sind regelmäßig analytisch zu untersuchen, um die ausreichende Leistungsfähigkeit der Aufbereitungstechnik zu überprüfen. Die Intervalle der Untersuchungen werden zu Beginn des Betriebs dichter liegen und können bei ordnungsgemäßigem Betrieb im weiteren Betriebsverlauf vergrößert werden. Der detaillierte Umfang des Monitorings ist mit der Wasserbehörde abzustimmen bzw. wird per wasserrechtlicher Erlaubnis für die Einleitung des Reinwassers in den Vorfluter seitens der Behörde festgelegt. Alle Untersuchungen sind in einem Betriebsbuch zu dokumentieren und der Behörde vorzulegen. Im Fall von Betriebsstörungen oder nicht ausreichender Leistungsfähigkeit der Anlage sind geeignete Maßnahmen zur Einhaltung der Auflagen der wasserrechtlichen Erlaubnis vorzunehmen.

BBI Geo- und Umwelttechnik

Dipl.-Ing. P. Bahnsen

Dr.-Ing. O. Stahlhut

i.A.
Dipl.-Ing. E. Wierzoch



ANLAGENVERZEICHNIS

Anlage 1	Übersichtsplan
Anlage 2	Lageplan Baugrundverbesserung
Anlage 3.1	Querschnitt Station 0+130
Anlage 3.2	Querschnitt Station 0+274
Anlage 3.3	Querschnitt Station 0+423
Anlage 3.4	Querschnitt Station 0+744
Anlage 3.5	Querschnitt Station 1+021
Anlage 3.6	Querschnitt Station 1+411
Anlage 3.7	Querschnitt Station 1+544
Wasserhaltung	
Anlage 4.1	Bauzeitliche Wasserhaltungsmaßnahmen Entwässerungsfeld MbM
Anlage 4.2	Laborberichte Wasseruntersuchungen
Anlage 4.3	Fließschema Wasseraufbereitung
Berechnungen	
Anlage 5.1	Berechnungen zum Überschüttverfahren
Anlage 5.2	Vorbemessung des Tragsystem (Säulen und Lastverteilungsschicht)
Anlage 5.3	Berechnungen zur Vorbelastung Bereich Entwässerungsfelder
Anlage 5.4	Berechnungen zur Standsicherheit der Böschungen im Geländeein-schnitt
Anlage 5.5	Berechnungen Standsicherheit Baugeräte