

Bauvorhaben

Ersatzneubau Brückenbauwerk Gehweg Heideblick

in Dortmund

– 1. Geotechnischer Bericht –

Einarbeitung EBV

Stand 06.10.2025

Auftraggeber:

Landesbetrieb Straßenbau NRW
z. H. Herrn Schieder
Harpener Hellweg 1
44791 Bochum

Sachverständige:

Dr.-Ing. U. Höfer
Dipl.-Ing. T. Bockau

Datum: 6. Oktober 2025
Bearb.-Nr.: 19288-BE-01
Dr. Hö/Bo/kp/na

Verteiler:

Landesbetrieb Straßen NRW,
z. H. Herrn Schieder

Geotechnik-Institut-Dr. Höfer GmbH & Co. KG

Geschäftsführer:

Dr. Ulrich Höfer, Sebastian Höfer, Matthias Höfer
Steuernr.: 315/5806/1402
Sitz: Dortmund
Handelsregister: AG Dortmund HRA 17085

Persönlich haftende Gesellschafterin:

Geotechnik-Institut-Dr. Höfer Verwaltungs GmbH
Sitz: Dortmund
Handelsregister: AG Dortmund HRB 22891

Tel.: 0231-399610-0
Fax: 0231-399610-29

info@gid-hoefer.de
www.gid-hoefer.de

Volksbank Dortmund
BIC GENODEM1DOR
IBAN DE55 4416 0014 3807 2000 00

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. VORBEMERKUNGEN UND AUFGABENSTELLUNG	4
2. GEOTECHNISCHE KATEGORIE	5
3. BAUGRUND	6
3.1 Geologie	6
3.2 Baugrundaufschlüsse	6
3.3 Schichtenfolge / Eindringwiderstände	7
3.4 Homogenbereiche/Bodenmechanische Eigenschaften	9
3.4.1 Auffüllungen	10
3.4.2 Schluff, schwach bis stark tonig, schwach bis stark feinsandig	13
3.4.3 Tonstein, stark verwittert bis verwittert	15
3.5 Zusammenstellung der bodenmechanischen Kennwerte und Bodenklassifizierungen	16
3.6 Einteilung in Homogenbereiche gemäß DIN 18 300, 18 301, 18 303 und 18 304	17
4. GRUNDWASSER	18
5. GRÜNDUNGSTECHNISCHE BERATUNG	19
5.1 Flachgründung in den gewachsenen Schluffen	19
5.2 Gründung mit kunststoffbewehrter Erde	21
5.3 Gründung mittels Rüttelstopfsäulen	22
5.4 Gründung mittels Bohrpfählen	24
6. HINWEISE ZUR BAUAUSFÜHRUNG	27
6.1 Erdarbeiten gemäß ATV DIN 18 300	27
6.2 Bohrarbeiten gemäß ATV DIN 18 301	27
6.3 Verbauarbeiten gemäß DIN 18 303	29
6.3.1 Trägerbohlwandverbau	29
6.3.2 Spundwandverbau	30
6.3.3 Bohrpfehlwandverbau	32
6.4 Rüttelarbeiten gemäß ATV DIN 18 304	34
6.5 Wasserhaltungsarbeiten gemäß ATV DIN 18 305	35

7. VERSICKERUNG VON OBERFLÄCHENWASSER	35
8. CHEMISCHE ANALYSEN	35
8.1 Schwarzdeckenanalyse	35
8.2 Probennahme und Umfang der physikalisch-chemischen Untersuchungen	36
8.3 Beurteilungskriterien und Analyseergebnisse gemäß LAGA-Erlass	37
8.4 Beurteilungskriterien und Analyseergebnisse gemäß Ersatzbaustoffverordnung	39
9. ABBILDUNGSVERZEICHNIS	40
10. TABELLENVERZEICHNIS	40
11. LITERATURVERZEICHNIS/QUELLENANGABEN	41
12. ANLAGENVERZEICHNIS	41

1. VORBEMERKUNGEN UND AUFGABENSTELLUNG

Der Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen, Bochum, plant den Ersatzneubau der Gehwegbrücke „Heideblick“ in Dortmund-Lücklemberg. Das Brückenbauwerk soll vollständig zurückgebaut werden und an selber Stelle neu errichtet werden. Die Gehwegbrücke überspannt die Bundesstraße B 54 von Westen nach Osten. Die Brücke ist als Zweifeldträger ausgebildet worden. Die Gesamtspannweite beträgt ca. 70 m.

Zum besseren Überblick über die Lage der geplanten Baumaßnahme ist nachfolgend ein Auszug aus Openstreet-Maps dargestellt:

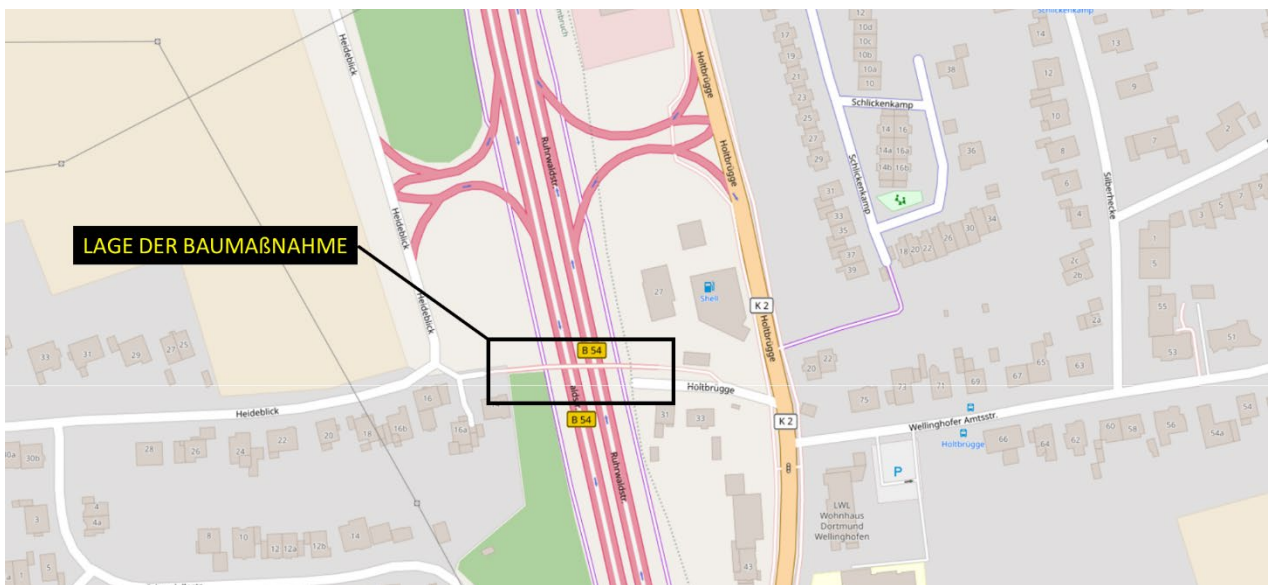


Abbildung 1: Auszug aus Openstreet-Maps

Quelle: [1]

Der Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen, Regionalniederlassung Bochum, erteilte dem Ingenieurbüro Geotechnik-Institut-Dr. Höfer GmbH & Co. KG den Auftrag, für den Neubau des Brückenbauwerkes eine Baugrunduntersuchung und eine baugrundtechnische Beratung durchzuführen. Darüber hinaus sollten die im Zuge der Baumaßnahme u. U. auszuhebenden Böden im Hinblick auf deren Deponier- bzw. Wiederverwertbarkeit überprüft werden.

Für die Bearbeitung wurde dem Ingenieurbüro Geotechnik-Institut-Dr. Höfer GmbH & Co. KG ein Lageübersichtsplan zur Verfügung gestellt.

Des Weiteren stand dem Ingenieurbüro Geotechnik-Institut-Dr. Höfer GmbH & Co. KG die Geologische Karte C 4710, herausgegeben vom Geologischen Dienst NRW, zur Verfügung.

Folgende Normen und Regelwerke wurden im Rahmen des Gutachtens verwendet:

- DIN ISO 22476-2, Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Felduntersuchungen - Teil 2: Rammsondierungen, März 2012,
- DIN 14688-1, Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden - Teil 1: Benennung und Beschreibung, Dezember 2013,
- DIN 1054, Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1, Dezember 2012,
- DIN EN 1610, Verlegung und Prüfung von Abwasserleitungen und –kanälen, Januar 2010,
- DWA-A 139, Einbau und Prüfung von Abwasserleitungen und –kanälen, Januar 2010,
- DIN 18196, Erd- und Grundbau - Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke, Mai 2011,
- DIN 18122-1, Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen) - Teil 1: Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze, Juli 1997,
- DIN 18123, Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Korngrößenverteilung, April 2011,
- DIN 18300, VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen - Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) - Erdarbeiten, September 2016,
- DIN 18301, VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen - Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) - Bohrarbeiten, Stand September 2016,
- DIN 18319, VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen - Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) - Rohrvortriebsarbeiten, Stand September 2016,
- LAGA Mitteilung 20, Anforderungen an die stoffliche Verwertung von mineralischen Reststoffen/Abfällen - Technische Regeln, Stand November 2003,
- VOB Ausgabe 2016,
- Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen, RstO12, Stand 2012.

2. GEOTECHNISCHE KATEGORIE

Angeichts der vorhandenen hydrogeologischen und geologischen Verhältnisse, der vorliegenden Bauwerksbeschreibungen sowie den Einstufungsmerkmalen des Anhangs AA des Normenhandbuches EC 7, Band 1, wurde bei der Planung der geotechnischen Erkundung für das vorgesehene Projekt von der Geotechnischen Kategorie GK 2 (Baumaßnahme mit mittlerem Schwierigkeitsgrad) ausgegangen.

3. BAUGRUND

3.1 Geologie

Nach der Geologischen Karte von Nordrhein-Westfalen, Blatt C 4710, Dortmund, herausgegeben vom Geologischen Landesamt NRW, bestehen die holozänen Deckschichten im Untersuchungsgebiet aus schwach tonigen, sandigen Auenlehmen und schwach schluffigen bis schluffigen Fein- bis Mittelsanden.

Das Grundgebirge im Bereich des Untersuchungsgebiets wird aus den Wittener und den Bochumer Schichten des Westfal A aufgebaut. Es handelt sich um Ton- und Schluffstein in Wechsellagerung mit Sandstein des Oberkarbons. Zwischengelagert sind Kohleflöze und im Liegenden der Flöze konglomeratische Sandsteine.

Das Steinkohlengebirge besteht aus einer Wechsellagerung von Sand- und Tonstein, die durch unterschiedliche Ton- und Quarzgehalte petrografisch ineinander übergehen. In dieser Wechselfolge sind in unregelmäßigen Abständen Steinkohleflöze von unterschiedlicher Mächtigkeit zwischengelagert.

In der oberflächennahen Zone ist der Ton- und Sandstein stark verwittert und steht in stückigem, z. T. brüchigem Zustand mit stellenweise sehr hohem Durchtrennungsgrad an. Mit zunehmender Tiefe geht das Grundgebirge in einen kompakten Zustand mit z. T. sehr hoher Gesteinsfestigkeit über.

Die Grundwasseroberfläche liegt i.d.R. ca. 5,0 m bis 8,0 m tief unter dem Geländeniveau.

3.2 Baugrundaufschlüsse

Zur Erkundung der Schichtenfolge des Baugrundes und zur Gewinnung von Bodenproben für bodenmechanische Laborversuche und chemische Analysen wurden vom Ingenieurbüro Geotechnik-Institut-Dr. Höfer GmbH & Co. KG auftragsgetreu im Bereich der geplanten Brücke insgesamt drei Rammkernsondierungen bis zu einer Tiefe von maximal 7,00 m (Endteufe der Sondierungen) abgeteuft.

Die Überprüfung der Lagerungsdichten sowie der Konsistenzen der anstehenden Böden erfolgte durch drei Sondierungen gemäß DIN ISO 22476-2 mit der mittelschweren und schweren Rammsonde.

Die Lage der Sondieransatzpunkte kann dem Lageplan der Anlage 1/1 entnommen werden. Die Ergebnisse der Baugrundaufschlüsse, dargestellt in Form von Schichtprofilen und Rammdiagrammen, gehen aus der Anlage 1/2 hervor.

Die Höhen der Sondieransatzpunkte wurden vom Ingenieurbüro Geotechnik-Institut-Dr. Höfer GmbH & Co. KG auf zwei im Untersuchungsgebiet gelegene Kanaldeckel mit den Bezugshöhen von Bzp 1: + 127,82 m NHN und Bzp 2: + 126,90 m NHN eingemessen. Die Lage der Bezugspunkte ist ebenfalls im Lageplan der Anlage 1/1 gesondert ausgewiesen.

3.3 Schichtenfolge / Eindringwiderstände

Nach dem Ergebnis des Baugrundaufschlusses wurden im Untersuchungsbereich im Einzelnen folgende Bodenschichten angetroffen:

0 bis 0,04m/0,33 m	Schwarzdecke
bis 0,73 m/1,00 m	Ungebundener Straßen- bzw. Gehwegaufbau
bis 1,30 m/3,20 m	Auffüllungen
bis 4,60 m/4,10 m	Schluff, schwach bis stark tonig, schwach bis stark feinsandig
bis > 5,00 m/> 7,00 m (Endteufen der Sondierungen)	Tonstein, stark verwittert bis verwittert

Zur Überprüfung der Festigkeiten der anstehenden Böden bzw. des Fels wurden Sondierungen mit der mittelschweren und schweren Rammsonde (Fallgewicht 30/50 kg, Fallhöhe 50 cm, Spitzenquerschnitt 15 cm²) ausgeführt.

Mit der Rammsonde wird die Anzahl der Schläge pro 10 cm Eindringtiefe (n_{10}) gemessen, so dass anhand der festgestellten Eindringwiderstände Aussagen über die Festigkeitszustände der Böden getroffen werden können.

Im oberflächennahen Bereich wurde im Untersuchungsgebiet eine 0,04 m bis 0,33 m mächtige Schwarzdecke festgestellt.

Diese wird von umgebundenen Gehweg- bzw. Straßenaufbau unterlagert, welcher bis in Tiefen von 0,73 und 1,00 m unter der Geländeoberkante zu konstatieren ist. Im Bereich des Gehweges besteht der ungebundene Aufbau aus Konglomeraten an Mineralstoffgemischen, Berge-/Haldenmaterial und Schlacke. Demgegenüber ist im Bereich der B 54 ein ungebundener Straßenaufbau aus hydraulisch verfestigten Schlacken festgestellt worden. Die Schichtmächtigkeiten variieren insgesamt zwischen 0,40 m und 0,96 m.

Mit zunehmender Tiefe sind sowohl grobkörnige als auch bindige Auffüllungen durchbohrt worden. Die Auffüllungen stehen bis in Tiefen von 1,30 m und 3,20 m unter der Geländeoberkante an. Bei den bindigen Auffüllungen handelt es sich um umgelagerte Schluffe mit zum Teil Einlagerungen an gebrochenen Sandsteinstücken. Andererseits weisen die grobkörnigen Auffüllungen Gemische an Halden-/Bergematerialien, Schlacke und Bauschutt auf.

Der gewachsene Boden steht im Untersuchungsgebiet in Form von schwach bis stark tonigen und schwach bis stark feinsandigen Schluffen an. Die Schluffe reichen bis in Tiefen von 4,10 m und 4,60 m unter die Geländeoberkante.

Unterhalb der Schluffe wurde stark verwitterter bis verwitterter Tonstein erbohrt. Verfahrensbedingt konnte der angewitterte bis kompakte Felshorizont mit Hilfe der Rammkernsondierung nicht durchteuft werden, da die Felsfestigkeiten zu hoch sind. Der Tonstein reicht über die Endteufen der Sondierungen von > 5,00 m und > 7,00 m hinaus.

Beim Durchteufen des ungebundenen Gehweg- und Straßenaufbaus wurden Eindringwiderstände von $n_{10} = 10$ bis 58 Schlägen erzielt. Demnach besitzt der ungebundene Straßen- und Wegeaufbau eine mitteldichte bis dichte Lagerung. Die im Bereich der B 54 festgestellte Schlacke weist zusätzlich einen hydraulisch verfestigten Zustand auf.

In den weiteren Auffüllungen sind Schlagzahlen von $n_{10} = 2$ bis 38 Schlägen festgestellt worden. Demnach besitzen die bindigen und grobkörnigen Auffüllungen eine weiche bis steife Konsistenz bzw. lockere bis dichte Lagerung.

Des Weiteren sind in den Schluffen Eindringwiderstände von $n_{10} = 3$ bis 36 Schlägen zu konstatieren. Daraus abgeleitet kann den Schluffen zu Schichtbeginn eine weiche, mit zunehmender Tiefe eine steife bis halbfeste Konsistenz attestiert werden.

Im Tonstein sind mit der mittelschweren und schweren Rammsonde (DPM/DPH) Schlagzahlen von $n_{10} = 7$ bis 30 Schlägen erzielt worden. Somit weist der Tonstein zu Schichtbeginn einen stark verwitterten bis verwitterten Zustand auf.

3.4 Homogenbereiche/Bodenmechanische Eigenschaften

Für die Einteilung der Homogenbereiche bezieht sich die GID GmbH & Co. KG auf bürointern aufgestellte Schichteinheiten, vgl. nachfolgende Tabelle 1:

Tabelle 1: Übersicht Schichteinheiten der GID GmbH & Co. KG

Schichteinheit	Bezeichnung	Im Gutachten enthalten
O/1	Oberboden	nein
A/1	Auffüllungen, grobkörnig	ja
A/2	Auffüllungen, bindig und sandige	ja
A/3	Auffüllungen, Schlacke	ja
S/1	Sand	nein
S/2	Sand, schluffig	nein
S/3	Sand, organisch	nein
U/1	Schluff	ja
U/2	Schluff, organisch	nein
G/1	Kies	nein
Tst/1	Tonstein, stark verwittert bis verwittert	ja
Tst/2	Tonstein, angewittert bis kompakt	ja

Eine Einteilung der Schichteinheiten in Homogenbereiche gemäß der Vorgaben der VOB/C, Stand 2016, kann der Anlage 1/3 entnommen werden.

3.4.1 Auffüllungen

**Schichteinheiten für die Einteilung
in Homogenbereiche gemäß VOB 09/2016**

Schichteinheit A/1:

Grobkörnige Auffüllungen

Schichteinheit A/2:

Bindige und sandige Auffüllungen

Schichteinheit A/3:

Schlacke

Im Untersuchungsgebiet wurden schlackenhaltige, bindige und grobkörnige Auffüllungen festgestellt. Die Auffüllungshorizonte reichen bis in eine Tiefe von 1,30 m und 3,20 m u. GOK.

Oberflächennah wurde zunächst im Gehweg- und Straßenberiech eine 0,04 m bis 0,33 m mächtige Schwarzdecke festgestellt. Diese wird von umgebundenen Gehweg- bzw. Straßenaufbau unterlagert, welcher bis in Tiefen von 0,73 und 1,00 m unter der Geländeoberkante zu konstatieren ist. Die Schichtmächtigkeiten variieren insgesamt zwischen 0,40 m und 0,96 m.

Im Bereich des Gehweges besteht der ungebundene Aufbau aus Konglomeraten an Mineralstoffgemischen, Berge-/Haldenmaterial und Schlacke. Demgegenüber ist im Bereich der B 54 ein ungebundener Straßenaufbau aus hydraulisch verfestigten Schlacken festgestellt worden.

Zur Übersicht gehen die Schichtstärken des gebundenen und ungebundenen Straßenaufbaus aus nachfolgender Tabelle 2 hervor:

Tabelle 2: Übersicht Mächtigkeit des gebundenen und ungebundenen Straßenaufbaus

Sondierung	Gebundener Straßenaufbau Schwarzdecke/ Pflaster (m)	Ungebundener Straßenaufbau (m)	Bodenart
RKS 1	0,09	0,97	Berge-/Haldenmaterial, Schlacke
RKS 2	0,33	0,40	Hydraulisch verfestigte Schlacke
RKS 3	0,04	0,96	Mineralstoffgemisch, Haldenmaterial, Schlacke

Zur Bestimmung der Korngrößenverteilung der grobkörnigen Auffüllungen der Schichteinheit A/1 des ungebundenen Straßenaufbaus wurde exemplarisch eine Körnungslinie erstellt, siehe Anlage 1/4.

Demnach besitzt die untersuchte Bodenprobe einen Kieskornanteil von 80 Gew.-%. Der Sandgehalt ist mit 15 Gew.-% zu verifizieren. Der Schluffkornanteil kann mit 3 Gew.-% ausgewiesen werden. Zusätzlich ist ein Steinanteil von 2 Gew.-% ermittelt worden.

Der Wassergehalt der untersuchten Probe beträgt $w = 5,88 \%$.

Mit zunehmender Tiefe sind weitere grobkörnige Gemische sowie bindige Auffüllungen durchteuft worden. Bei den bindigen Auffüllungen handelt es sich um umgelagerte schwach tonige bis tonige, (fein-)sandige, schwach kiesige und z. T. organische Schluffe mit zum Teil Einlagerungen an gebrochenen Sandsteinstücken.

Andererseits weisen die grobkörnigen Auffüllungen Gemische an Halden-/Bergematerialien, Schlacke und Bauschutt auf.

Für die bindigen Auffüllungen der Schichteinheit A/3 wurde gemäß der Vorgaben der DIN 18 123 ebenfalls eine Körnungslinie ermittelt, siehe Anlage 1/5.

Nach den Ergebnissen weist die untersuchte Bodenprobe einen Kieskornanteil von 26 Gew.-% auf. Die Sandkornfraktion ist mit 34 Gew.-% zu beziffern. Darüber hinaus ist ein Schlämmerkorngehalt von 40 Gew.-% zu verifizieren, wobei der Feinstkornanteil mit 1 Gew.-% ausgewiesen werden kann.

Der natürliche Wassergehalt der beträgt $w = 17,75 \%$.

Die aufgefüllten Schluffe sind des Weiteren auf organische Einlagerungen hin untersucht worden.

Organische bis stark organische Böden sind i. d. R. durch sehr hohe Wassergehalte und geringe bis z. T. sehr geringe Scherfestigkeiten sowie durch eine hohe Zusammendrückbarkeit gekennzeichnet. Zur qualifizierten Beurteilung der organischen Böden sind im Labor des Ingenieurbüros Geotechnik-Institut-Dr. Höfer GmbH & Co. KG Glühverluste V_{gl} und Wassergehalte w bestimmt worden.

Der Glühverlust V_{gl} eines Bodens ist der auf die Trockenmasse m_d bezogene Massenverlust, den der Boden beim Glühen erfährt. Die Einteilung von schwach bis stark humos bzw. organisch erfolgt gemäß DIN 4022 nach folgenden Kriterien:

Schluff:	2 % bis 5 %	schwach humos (organisch)
	5 % bis 10 %	humos (organisch)
	> 10 %	stark humos (organisch)

In den untersuchten Böden wurden organische Bestandteile von 6,03 % gemessen. Demnach sind diese als nicht humos bzw. organisch einzustufen. Die Ergebnisse sind in der Anlage 1/6 zusammenfassend dargestellt.

Gemäß der Sondierung mit der mittelschweren Rammsonde besitzen die Auffüllungen eine lockere bis dichte Lagerung bzw. weiche bis steife Konsistenz.

Erfahrungsgemäß und nach den Richtlinien der DIN 18 196 können die Auffüllungen den Boden-
gruppen GE, GW, GI, SU* OU bzw. UL zugewiesen und als intermittierend bzw. eng- bis weitge-
stufte Kiese, Sand-Schluff-Gemische sowie organische und leicht plastische Schluffe benannt wer-
den.

Die charakteristischen bodenmechanischen Kennwerte können wie folgt angegeben werden:

Auffüllungen, nicht bindig, grobkörning:

Steifemodul	E_s	= 10 – 30 MN/m ²
Wichte des feuchten Bodens	γ_k	= 20 kN/m ³
Wichte des Bodens unter Auftrieb	γ'_k	= 10 kN/m ³
Reibungswinkel des dränierten Bodens	φ'_k	= 32,5°
Kohäsion des dränierten Bodens	c'_k	= 0 kN/m ²

Auffüllungen, bindig:

Steifemodul	E_s	= 5 – 15 MN/m ²
Wichte des feuchten Bodens	γ_k	= 19 kN/m ³
Wichte des Bodens unter Auftrieb	γ'_k	= 9 kN/m ³
Reibungswinkel des dränierten Bodens	φ'_k	= 27,5°
Kohäsion des dränierten Bodens	c'_k	= 0 kN/m ²

Auffüllungen, bindig und organisch:

Steifemodul	E_s	= 1 – 5 MN/m ²
Wichte des feuchten Bodens	γ_k	= 18 kN/m ³
Wichte des Bodens unter Auftrieb	γ'_k	= 8 kN/m ³
Reibungswinkel des dränierten Bodens	φ'_k	= 25,0°
Kohäsion des dränierten Bodens	c'_k	= 0 kN/m ²

Auffüllungen, Schlacke:

Steifemodul	E_s	= 20 – 60 MN/m ²
Wichte des feuchten Bodens	γ_k	= 20 kN/m ³
Wichte des Bodens unter Auftrieb	γ'_k	= 10 kN/m ³
Reibungswinkel des dränierten Bodens	φ'_k	= 35,0°
Kohäsion des dränierten Bodens	c'_k	= 0 kN/m ²

3.4.2 Schluff, schwach bis stark tonig, schwach bis stark feinsandig

**Schichteinheit für die Einteilung
in Homogenbereiche gemäß VOB 09/2016**

**Schichteinheit U/1:
Schluff**

Der gewachsene Boden steht im Untersuchungsabschnitt in Form von schwach bis stark tonigen und schwach bis stark feinsandigen Schluffen an. Die Schluffe reichen bis in Tiefen von 4,10 m und 4,60 m unter die Geländeoberkante.

Zur Bestimmung der Korngrößenverteilung der Schluffe der Schichteinheit S/1 wurden insgesamt drei Körnungslinien ermittelt, siehe Anlage 1/7.

Demnach besitzen die untersuchten Bodenproben keinen Kieskornanteil. Die Sandgehalte sind mit 8 Gew.-% bis 23 Gew.-% zu verifizieren. Des Weiteren können Schluffkornanteile von 77 Gew.-% bis 92 Gew.-% ausgewiesen werden. Die Feinstkornanteile sind mit 10 Gew.-% bis 29 Gew.-% zu beziffern.

Die Wassergehalte der untersuchten Proben betragen $w = 15,83 \%$ bis $w = 20,30 \%$.

Gemäß der Ergebnisse aus den Rammsondierungen mit der mittelschweren Rammsonde besitzen die Schluffe eine überwiegend weiche bis halbfeste Konsistenz.

Des Weiteren sind die Schluffe bezüglich der Konsistenzen untersucht worden, siehe Anlagen 1/8 bis 1/10. Die gemessenen Konsistenzen I_c und die Plastizitätszahlen I_p sind der nachfolgenden Tabelle 3 zu entnehmen:

Tabelle 3: Konsistenzen I_c und die Plastizitätszahlen I_p

Sondierung Nr.	Tiefe (m)	Konsistenzzahl I_c	Plastizitätszahl I_p (%)	Boden- gruppe
RKS 1	2,90 - 4,30	1,23	6,5	Zwischenbereich ST und SU
RKS 2	2,90 - 4,10	0,90	22,9	TM
RKS 3	3,20 - 4,60	1,14	7,0	ST

Die ermittelten Konsistenzzahlen I_c aus den oben genannten Tiefen betragen $I_c = 0,90$ und $I_c = 1,23$. Somit entsprechen die untersuchten Schluffe der Sondierungen RKS 1 bis RKS 3 einer steifen und halbfesten Konsistenz.

Die Plastizitäten liegen in einer Größenordnung von $I_p = 6,5 \%$ und $I_p = 22,9 \%$, so dass die Schluffe den Bodengruppen ST, TM und dem Zwischenbereich zwischen ST und SU zugeordnet werden. Somit sind die untersuchten Schluffe gemäß DIN 18 196 als Sand-Ton-Gemische, Sand-Schluff-Gemische und mittelplastische Tone zu bezeichnen.

Die charakteristischen bodenmechanischen Kennwerte lassen sich wie folgt angeben:

Schluff:

Steifemodul	$E_s = 10 - 20 \text{ MN/m}^2$
Wichte des feuchten Bodens	$\gamma_k = 20 \text{ kN/m}^3$
Wichte des Bodens unter Auftrieb	$\gamma_k' = 10 \text{ kN/m}^3$
Reibungswinkel des dränierten Bodens	$\varphi_k' = 27,5^\circ$
Kohäsion des dränierten Bodens	$c_k' = 5 \text{ kN/m}^2$
Durchlässigkeitskoeffizient	$k_f = 1 \times 10^{-7} - 1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$
Undrainierte Scherfestigkeit	$c_{u,k} = 20 \text{ kN/m}^2$

3.4.3 Tonstein, stark verwittert bis verwittert

**Schichteinheiten für die Einteilung
in Homogenbereiche gemäß VOB 09/2016**

Schichteinheit Tst/1:

Tonstein, stark verwittert bis verwittert

Schichteinheit Tst/2:

Tonstein, angewittert bis kompakt

Unter den gewachsenen Schluffen steht der stark bis vollständig verwitterte bis verwitterte Fels-horizont aus Tonstein an. Im Zuge der Baugrunderkundungsarbeiten konnte verfahrensbedingt der angewitterte bis kompakte Felshorizont nicht erkundet werden. Der Tonstein reicht über die Endteufen der Sondierungen (> 5,00 m und > 7,00 m) hinaus.

Der vollständig verwitterte Tonstein entspricht einem Lockergesteinscharakter und einem Schluff mit Einlagerungen von Gesteinsstücken. Im Gegensatz dazu ist der angewitterte Tonstein als Fels mit hohem Durchtrennungsgrad einzustufen, wobei der Tonstein stellenweise im oberflächennahen Bereich noch stark brüchig ist und die Eigenschaften eines weichen Gesteins aufweist.

Mit zunehmender Tiefe geht der Tonstein in einen kompakten Zustand über, wobei in der Übergangszone stark verwitterte, klüftige Partien zwischengelagert sein können.

Die einaxialen Druckfestigkeiten der Gesteinsarten liegen etwa im Bereich zwischen $q_u = 50 \text{ MN/m}^2$ bis $q_u = 120 \text{ MN/m}^2$.

In der Verwitterungszone des Tonsteins weist der mit einem hohen Durchtrennungsgrad anstehende Fels eine relativ große Wasserwegsamkeit auf.

Die charakteristischen bodenmechanischen Kennwerte können für den vollständig verwitterten bis kompakten Tonstein bezogen auf das Trennflächengefüge wie folgt angegeben werden:

Tonstein, stark verwittert bis verwittert:

Steifemodul:	E_s	= 20 – 60 MN/m^2
Wichte des feuchten Bodens:	γ_k	= 20 kN/m^3
Wichte des Bodens unter Auftrieb:	γ_k'	= 10 kN/m^3
Reibungswinkel des drainierten Bodens:	φ_k'	= 32,5°
Kohäsion des drainierten Bodens:	c_k'	= 5 kN/m^2
Durchlässigkeitskoeffizient:	k_f	= 1×10^{-5} – $1 \times 10^{-7} \text{ m/s}$

Tonstein, angewittert:

Steifemodul:	E_s	= 60 – 100 MN/m ²
Wichte des feuchten Bodens:	γ_k	= 21 kN/m ³
Wichte des Bodens unter Auftrieb:	γ_k'	= 11 kN/m ³
Reibungswinkel des drainierten Bodens:	φ_k'	= 35°
Kohäsion des drainierten Bodens:	c_k'	= 10 kN/m ²
Durchlässigkeitskoeffizient:	k_f	= 1x10 ⁻⁶ – 5x10 ⁻⁸ m/s

Tonstein, kompakt:

Steifemodul:	E_s	= 100 – 120 MN/m ²
Wichte des feuchten Bodens:	γ_k	= 22 kN/m ³
Wichte des Bodens unter Auftrieb:	γ_k'	= 12 kN/m ³
Reibungswinkel des drainierten Bodens:	φ_k'	= 37,5°
Kohäsion des drainierten Bodens:	c_k'	= 15 kN/m ²
Durchlässigkeitskoeffizient:	k_f	= 1x10 ⁻⁶ – 5x10 ⁻⁸ m/s

3.5 Zusammenstellung der bodenmechanischen Kennwerte und Bodenklassifizierungen

Die Bodenkennwerte und die Klassifizierungen nach VOB/C und DIN 18 196 lassen sich tabellarisch wie folgt zusammenfassen, siehe nachfolgende Tabelle 4:

Tabelle 4: Bodenkennwerte und die Klassifizierungen nach VOB/C und DIN 18 196

Boden- und Felsarten	E_s (MN/m ²)	γ_k (kN/m ³)	γ'_k (kN/m ³)	φ'_k (°)	c'_k (kN/m ²)	Schichteinheit	Boden- gruppe DIN 18 196
Auffüllungen, nicht bindig, grobkörnig	10-30	20	10	32,5	0	A/1	A [GE,GW,GI]
Auffüllungen, bindig	5-15	19	9	27,5	0	A/2	A[SU*,UL]
Auffüllungen, bindig, organisch	1-5	18	8	25,0	0	A/2	A[OU]
Auffüllungen, Schlacke	20-60	20	10	35,0	0	A/3	A [GE,GW,GI]
Schluff	10-20	20	10	27,5	5	U/1	SU,TM,ST
Tonstein, stark verwittert bis verwittert	20-60	20	10	32,5	5	Tst/1	---
Tonstein, angewittert	60-100	21	11	35,0	10	Tst/2	---
Tonstein, kompakt	100-120	22	12	37,5	15	Tst/2	---

Die angegebene Schichtenfolge des Baugrundes bezieht sich auf die durchgeführten punktuellen Aufschlüsse. Abweichungen können nicht völlig ausgeschlossen werden. Grundsätzlich sind die Baugrundverhältnisse im Zuge der Bauausführung entsprechend der DIN EN 1997-2/2.5.2 abschließend zu überprüfen.

3.6 Einteilung in Homogenbereiche gemäß DIN 18 300, 18 301, 18 303 und 18 304

Nach den Vorgaben der DIN 18 300 empfiehlt die GID GmbH & Co. KG, für die Erdarbeiten die Homogenbereiche **LÖS-I** und **LÖS-II** zu bilden. Der Homogenbereich **LÖS-I** setzt sich aus den Schichteinheiten **A/1, A/2, U/1 und Tst/1** zusammen. Für den angewitterten bis kompakten Tonstein der Schichteinheit **Tst/2** sowie für die Schlacken der Schichteinheit **A/3** ist der Homogenbereich **LÖS-II** aufzustellen, siehe auch Tabelle 5.

Tabelle 5: Einteilung der Homogenbereiche gemäß DIN 18 300 - Erdarbeiten

Homogenbereich gemäß DIN 18 300	Schichteinheiten
LÖS – I	A/1, A/2, U/1, Tst/1
LÖS – II	A/3, Tst/2

Bei den Bohrarbeiten sind gemäß DIN 18 301 die Homogenbereiche **BOHR-I** und **BOHR-II** zu definieren, siehe Tabelle 6:

Tabelle 6: Einteilung der Homogenbereiche gemäß DIN 18 301 - Bohrarbeiten

Homogenbereich gemäß DIN 18 301	Schichteinheiten
BOHR – I	A/1, A/2, U/1, Tst/1
BOHR – II	A/3, Tst/2

Für die Verbauarbeiten gemäß DIN 18 303 sind die Homogenbereiche **VER-I** und **VER-II** analog zu den Homogenbereichen der DIN 18 300 aufzustellen, siehe Tabelle 7.

Tabelle 7: Einteilung der Homogenbereiche gemäß DIN 18 303 - Verbauarbeiten

Homogenbereich gemäß DIN 18 303	Schichteinheiten
VER – I	A/1, A/2, U/1, Tst/1
VER – II	A/3, Tst/2

Bei der Ausführung von Rüttelstopfsäulen und Spundwänden werden Ramm- bzw. Rüttelarbeiten gemäß ATV DIN 18 304 erforderlich. Hierfür gelten folgende Homogenbereiche:

Tabelle 8: Einteilung der Homogenbereiche gemäß DIN 18 303 - Verbauarbeiten

Homogenbereich gemäß DIN 18 303	Schichteinheiten
RAMM – I	A/1, A/2, U/1, Tst/1
RAMM – II	A/3, Tst/2

4. GRUNDWASSER

Im Zuge der ausgeführten Rammkernsondierungen wurden keine vernässten Bodenbereiche angetroffen, welche auf Schichten- und/oder Grundwasserzutritt hindeuten könnten.

Im Zuge der geplanten Arbeiten ist nicht mit Grundwasserzutritten zu rechnen.

Nichtsdestotrotz empfiehlt die GID GmbH & Co. KG eine offene Grundwasserabsenkung für die Förderung von anfallenden Oberflächen- und Schichtenwasser im Zuge der Bauausführung auf der Baustelle vorzuhalten. Details können dem Kapitel 6.3 entnommen werden.

5. GRÜNDUNGSTECHNISCHE BERATUNG

Der Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen, Bochum, plant den Ersatzneubau der Gehwegbrücke „Heideblick“ in Dortmund-Lücklemberg. Das Brückenbauwerk soll vollständig zurückgebaut werden und an selber Stelle neu errichtet werden. Die Gehwegbrücke überspannt die Bundesstraße B 54 von Westen nach Osten. Die Brücke ist als Zweifeldträger ausgebildet worden. Die Gesamtspannweite beträgt ca. 70 m.

5.1 Flachgründung in den gewachsenen Schluffen

Für die Gehwegbrücke kann eine Flachgründung in den festgestellten Schluffen erfolgen. Hierbei sind je Achse folgende konstruktiven Gründungsebenen einzuhalten:

Widerlager West:	< + 126,50 m NHN
Mittelpfeiler:	< + 123,50 m NHN
Widerlager Ost:	< + 125,40 m NHN

Unterhalb der Bodenplatte der geplanten Widerlager und des Stützenfundamentes ist eine mindestens 0,50 m mächtige Bettungsschicht anzusetzen. Dies ist bei den Erdarbeiten entsprechend zu berücksichtigen.

Die Bettungsschicht kann vorzugsweise aus Mineralstoffgemischen der Körnung 0/45 mm bzw. 0/56 mm hergestellt werden. Das Bodenersatzmaterial muss auf Verdichtungsgrade von $D_{pr} \geq 100 \%$ verdichtet werden.

Bei der oben beschriebenen Gründungsausführung – Gründung der Bodenplatte in den Schluffen sowie nach Herstellung einer Bettungsschicht aus Mineralstoffgemischen – kann bei etwa gleichmäßig verteilten Lasten für die statische Bemessung ein Bettungsmodul von:

$k_s = 10 \text{ MN/m}^3$ (Bettungsmodul)

$E_s = 40 \text{ MN/m}^2$ (Steifemodul)

zugrunde gelegt werden.

Da der Bettungsmodul eine von der Geometrie der Gründung abhängige Größe ist, muss dieser nach Vorlage der Gründungsplanung überprüft und ggf. angepasst werden.

Im Randbereich kann der k_s -Wert verdoppelt angesetzt werden. Die maximale Kantenpressung kann um 15 % des aufnehmbaren Sohldrucks erhöht werden.

Bei einer Gründung innerhalb der Schluffe kann ein Bemessungswert des Sohlwiderstands von **$\sigma_{R,d} = 360 \text{ kN/m}^2$** angesetzt werden.

Das Ingenieurbüro Geotechnik-Institut-Dr. Höfer GmbH & Co. KG empfiehlt, für die Bestimmung der zu erwartenden Setzungen des Bauwerkes eine Setzungsberechnung gemäß DIN 4019 durchzuführen. Hierzu sind der GID GmbH & Co. KG die entsprechenden Belastungen zu übermitteln, so dass entsprechende Angaben zu rechnerischen Setzungen bzw. Setzungsdifferenzen getätigt werden können.

Durch die Tragschicht wird die Tragfähigkeit erhöht und die kapillarbrechende Funktion gemäß DIN 4095 - Dränung zum Schutz baulicher Anlagen, Planung, Bemessung und Ausführung, Ausgabe 1990, gegen aufsteigende Bodenfeuchte sichergestellt.

Für die Hinterfüllung der geplanten Brückenwiderlager empfiehlt die GID GmbH & Co. KG Mineralstoffgemische der Körnung 0/45 mm oder 0/56 mm zu verwenden. Die Mineralstoffgemische sind lagenweise in maximal 0,30 m mächtigen Schüttlagen einzubauen und zu verdichten. Für die statischen Berechnungen können die im Kapitel 3.5 angegebenen Bodenkennwerte der grobkörnigen Auffüllungen angesetzt werden. I. d. R. weisen die Mineralstoffgemische Durchlässigkeitsbeiwerte von $k_f = 1,0 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ bis $k_f = 1,0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ auf.

Für die Bemessung der Widerlager ist aufgrund der durchzuführenden Rückverfüllung der Verdichtungserddruck e_{vh} mit $e_{vh} = 25 \text{ kN/m}^2$ (unnachgiebiges Bauteil, $B \geq 2,50 \text{ m}$) anzusetzen.

Generell ist mit dem erhöhten aktiven Erddruck ($E'_{ah} = 0,50 \times E_{ah} + 0,50 \times E_{oh}$) für unnachgiebige Bauteile gemäß DIN 4085:2011 zu rechnen.

5.2 Gründung mit kunststoffbewehrter Erde

Eine Alternative für die Gründung des Ersatzneubaus ist die Gründung der Widerlagerkonstruktion mit Hilfe von einer kunststoffbewehrten Erdkonstruktion (kurz KBE).

Unter Berücksichtigung von ausreichend zugfesten Geogittern können die auftretenden Lasten aus der neuen Widerlagerkonstruktion in den anstehenden Baugrund übertragen werden.

Der Vorteil der Gründung mittels kunststoffbewehrter Erde sind deutlich geringere Abmessungen der Widerlagerkonstruktion. Auf eine großformatige Widerlagerwand kann größtenteils verzichtet werden. Ebenso kann das vorhandene Fundament wiederverwendet werden.

Zum besseren Verständnis dient die folgende Abbildung:

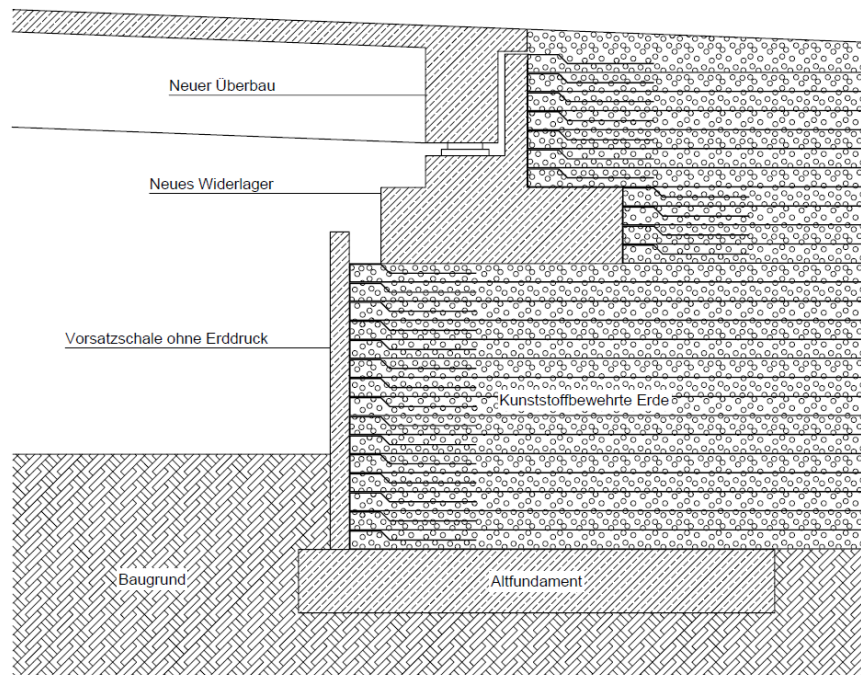


Abbildung 2: Prinzipskizze, Gründung mit kunststoffbewehrter Erde

Die Geogitterkonstruktion ist für die maximal zu erwartende Sohlpressung der neuen Widerlagerkonstruktion zu bemessen. Für die Dimensionierung der Konstruktion ist der aktive Erddruck anzusetzen.

Des Weiteren sind die Vorgaben des Eurocodes EC 7 sowie die Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen – EBGeo vollumfänglich zu berücksichtigen. Für die Dimensionierung ist der Grundbruch, das Kippen, das Gleiten sowie die Gesamtstandsicherheit der kunststoffbewehrten Erdkonstruktion nachzuweisen.

Die GID GmbH & Co. KG weist darauf hin, dass eine Setzungsberechnung nach DIN 1054 für die kunststoffbewehrte Erdkonstruktion unter Berücksichtigung der neuen Baukonstruktion durchzuführen ist. Dabei ist zu berücksichtigen, dass im Bereich des alten Widerlagers bereits eine Konsolidierung des Baugrundes stattgefunden hat.

Für die Bemessung der kunststoffbewehrten Erde sind die Bodenkennwerte des Kapitels 3.5 anzusetzen. Für den erforderlichen Schüttkörper der KBE können die folgenden Bodenkennwerte gewählt werden:

Schüttkörper der kunststoffbewehrten Erde, nicht bindig:

Steifemodul	E_s	= 60 MN/m ²
Wichte des feuchten Bodens	γ_k	= 20 kN/m ³
Wichte des Bodens unter Auftrieb	γ'_k	= 10 kN/m ³
Reibungswinkel des dränierten Bodens	φ'_k	= 32,5°
Kohäsion des dränierten Bodens	c'_k	= 0 kN/m ²

Schüttkörper der kunststoffbewehrten Erde, bindig und bindemittelstabilisiert:

Steifemodul	E_s	= 50 MN/m ²
Wichte des feuchten Bodens	γ_k	= 20 kN/m ³
Wichte des Bodens unter Auftrieb	γ'_k	= 10 kN/m ³
Reibungswinkel des dränierten Bodens	φ'_k	= 27,5°
Kohäsion des dränierten Bodens	c'_k	= 20 kN/m ²

Die GID GmbH & Co. KG empfiehlt, die statische Bemessung der kunststoffbewehrten Gründungskonstruktion im Vorfeld durch ein geotechnisches Büro durchführen zu lassen. Sollten diese Leistungen erwünscht sein, so bitten wir um Benachrichtigung.

5.3 Gründung mittels Rüttelstopfsäulen

Als weitere Alternative kann eine Gründung durch eine Baugrundverbesserung in Form von Rüttelstopfsäulen erfolgen. Bei der Herstellung der Rüttelstopfsäulen ist eine lastverteilende Bettungsschicht unterhalb der Bodenplatte vorzusehen. Diese sollte ein Maß von mindestens 0,60 m besitzen.

Die Rüttelstopfverdichtung ist als eine Baugrundverbesserungsmaßnahme zur Erhöhung der Tragfähigkeit des Baugrunds zu verstehen. Dabei werden in den feinkörnigen, nicht ausreichend tragfähigen Auffüllungen, schluffigen Sanden sowie Schluffen Rüttelstopfsäulen zur Abtragung der aus dem Bauwerk resultierenden Lasten abgesetzt. Dies geschieht, indem ein Rüttelgerät – Schleusenrüttler – in alternierenden Schritten säulenförmig die anstehenden Böden bis zum tragfähigen Boden seitlich verdrängt und den so entstandenen Hohlraum beim Herausziehen mit geeignetem Zugabematerial (Kies oder Schotter) verdichtend auffüllt. Die so entstehenden Stopfsäulen tragen im Verbund mit den anstehenden Böden die Lasten ab.

Die Verbesserung des Baugrunds resultiert unter Berücksichtigung der anstehenden feinkörnigen Böden im Wesentlichen aus den höheren Steifigkeiten und Scherwiderständen der Rüttelstopfsäulen.

Weiterhin kann mit Hilfe der lastverteilenden Tragschicht ein optimaler Lastabtrag auf die Rüttelstopfsäulen gewährleistet werden.

Seitens des Ingenieurbüros Geotechnik-Institut-Dr. Höfer GmbH & Co. KG wird empfohlen, eine lastverteilende Schicht, ein sogenanntes Stopfplanum, aus Mineralstoffgemischen der Körnung 0/45 mm oder 0/56 mm, in einer Stärke von $\geq 0,60$ m auszuführen. Das Stopfplanum kann später für die Bettungsschicht des Baukörpers nach einer entsprechenden Aufbereitung herangezogen werden.

Ausgehend vom Stopfplanum – lastverteilende Tragschicht – sind die Rüttelstopfsäulen mit einem Rasterabstand von ca. 1,5 m bis 2,5 m herzustellen, wobei von einer mittleren Stopflänge von ca. 5,00 m bis 10,00 m auszugehen ist.

Sämtliche Arbeiten sind gänzlich gutachterlich zu begleiten, so dass ein lückenloser Nachweis über die erreichte Verdichtung gewährleistet ist.

Unter der Voraussetzung der Herstellung der Rüttelstopfsäulen kann unter Berücksichtigung der DIN 1054, Ausgabe 2005, Anhang A eine zulässige Bodenpressung in Abhängigkeit von dem gewählten Rasterabstand von bis zu $\sigma_{zul} = 320 \text{ kN/m}^2$ in Ansatz gebracht werden.

In Anlehnung an EC 7-1 / DIN 1054-2010 kann ein **Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands** bei einer Gründung mit Rüttelstopfsäulen von $\sigma_{R,d} = 450 \text{ kN/m}^2$ berücksichtigt werden.

Die zu erwartenden Setzungen werden einen Wert von 3,0 cm nicht überschreiten, wobei es sich dabei hauptsächlich um Rohbausetzungen handelt.

5.4 Gründung mittels Bohrpfählen

Der Neubau des Brückenbauwerkes „Heideblick“ kann durch eine Bohrpfahlgründung gemäß DIN EN 1536 im Ton- und Sandstein erfolgen.

Eine Bohrpfahlgründung mit Bohrpfählen bietet den Vorteil, dass die Pfähle passgenau unter die Fundamente der Widerlagerkonstruktion bis zur planmäßigen Abstandsebene hergestellt werden können. Auf einen großvolumigen Erdaushub kann somit verzichtet werden.

Bei der Herstellung der Bohrpfähle sind die Vorgaben der DIN EN 1536 – Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten: Bohrpfähle – zu beachten.

Die Bohrpfahlgründung ermöglicht es, die Bauwerkslasten über die Pfahlmantelreibung und den Pfahlspitzendruck in den anstehenden Baugrund zu übertragen.

Der Ansatz der rechnerischen Pfahlmantelreibung $q_{s1,k}$ kann anhand der Bohr- und Sondierergebnisse und von Erfahrungswerten in Abhängigkeit der Bodenzustandsformen ermittelt werden (s. hierzu Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, EA-Pfähle, Tabellen 5.16 sowie 5.20 bis 5.23).

Für die Vordimensionierung der Pfahllängen können die Pfahlmantelwiderstände gemäß der Tabellen 5.16 und 5.20 bis 5.23 (EA-Pfähle, 2012) zugrunde gelegt werden, wobei in Abhängigkeit von der Tiefe folgende charakteristischen Werte des Pfahlspitzenwiderstands und der Pfahlmantelreibung in Ansatz gebracht werden können:

Tabelle 9: Charakteristische Werte für die Vordimensionierung der Bohrpfahlgründung

Bodenart	Grenzmantelreibung [$q_{s1,k}$] [MN/m²]	Grenzspreizendruck [$q_{b1,k}$] [MN/m²]
Auffüllung	---	---
Schluff	0,050	0,350
Tonstein, verwittert bis 120,00 m NHN	0,080	---
Tonstein, angewittert bis 116,00 m NHN*	0,150	1,750
Tonstein, kompakt ab 112,00 m NHN*	0,500	5,000

*** Die Feststellung der Zustandsform ist durch Großerkundungsbohrungen zu verifizieren.**

Im Bereich der Auffüllungen kann keine Pfahlmantelreibung $q_{s1,k}$ angesetzt werden.

Bei Ansatz der o. g. Kennwerte und unter Einhaltung der vorgegebenen Pfahlaufstandsebene werden die Setzungen im Vergleich zur Flachgründung erheblich reduziert und sind in einer Größenordnung von bis zu $s = 10$ mm zu erwarten. Eine abschließende Aussage bezüglich der zu erwartenden Setzungen kann nach Kenntnis der Pfahllasten getroffen werden. Diese sind zum jetzigen Zeitpunkt noch nicht bekannt.

Zur Sicherstellung einer fachtechnisch ordnungsgemäßen Ausführung wird empfohlen, unabhängig vom gewählten Pfahltyp eine baubegleitende Überwachung der Gründungsarbeiten vorzusehen und die Pfahlaufstandsebenen in geotechnischer Hinsicht fachgutachterlich abnehmen zu lassen.

Zur Berechnung der horizontal belasteten Pfähle ist ausgehend von einem Pfahldurchmesser in der Größenordnung von 100 cm in den Auffüllungen ein linear ansteigender charakteristischer Bettungsmodulverlauf in Ansatz zu bringen.

Zum besseren Verständnis dient die folgende Tabelle 10:

Tabelle 10: Übersicht Bettungsmodul

Boden-/Felsart	Bettungsmodul $k_{s,k}$ [MN/m ³]	E-Modul E_s [MN/m ²]	Pfahldurchmesser D_s [m]
Auffüllung	10,00	10,00	1,00
Schluff	20,00	20,00	1,00
Tonstein, verwittert	40,00	40,00	1,00
Tonstein, angewittert	80,00	80,00	1,00
Tonstein, kompakt	120,00	120,00	1,00

Für einen von 1,00 m abweichenden Pfahldurchmesser können die Bettungsmoduli näherungsweise nach folgender Gleichung abgeschätzt werden:

$$k_{s,k} = E_{s,k} / D_s$$

Ausgehend von einem Pfahldurchmesser in der Größenordnung von 100 cm ist ab der konstruktiven Gründungsebene in den Auffüllungen ein linear ansteigender Bettungsmodulverlauf von $k_{s,k} = 0 \text{ MN/m}^3$ bis auf $k_{s,k} = 10 \text{ MN/m}^3$ anzusetzen. In dem Schluff ist ein linearer Verlauf von $k_{s,k} = 10 \text{ MN/m}^3$ bis auf $k_{s,k} = 20 \text{ MN/m}^3$ zu wählen. Innerhalb des Fels können konstante Verläufe von $k_{s,k} = 40 \text{ MN/m}^3$, $k_{s,k} = 80 \text{ MN/m}^3$ sowie $k_{s,k} = 120 \text{ MN/m}^3$ unter Berücksichtigung der Zustandsform angesetzt werden.

Auf der Grundlage der in der Tabelle 9 angegebenen Pfahlmantelreibungen und den Pfahlspitzenwiderständen sowie Bettungsmodulverläufen kann die Pfahlgründung – Pfahllängen – nach Kenntnis der aus dem Bauwerk resultierenden Lasten dimensioniert werden.

Eine Gruppenwirkung durch vertikale Belastungen der Bohrpfähle ist unter Berücksichtigung der Achsabstände nach den Vorgaben der EA-Pfähle ggfs. zu berücksichtigen.

Für eine horizontale Belastung ist eine Abminderung gemäß EA-Pfähle, Kapitel 8.2.3 durchzuführen. Hierbei sind die v. g. Bettungsmodule zu berücksichtigen.

6. HINWEISE ZUR BAUAUSFÜHRUNG

6.1 Erdarbeiten gemäß ATV DIN 18 300

Für die Herstellung der Baugruben ist ein Hydraulikbagger mit Glattschneide einzusetzen.

Die Erdarbeiten haben innerhalb der bindigen Böden rückschreitend zu erfolgen. Eine dynamische Beanspruchung der bindigen Bodenformation ist zu vermeiden, da sonst Gefügestörungen entstehen.

Falls bei Herstellung der Baugruben für die Widerlager Böschungen ausführbar sind, so sind diese gemäß DIN 4124 unter einem Winkel von $\leq 60^\circ$ herzustellen. Die Baugrubenböschungen sind im Anschluss mit Planen auszulegen, so dass die Baugruben dauerhaft witterungsbeständig und stand-sicher sind.

Das eingebrachte Bettungsmaterial unter den Fundamentierungen ist in Schüttlagen von $\leq 0,30$ m lagenweise einzubauen und zu verdichten. Der Verdichtungsgrad nach der erfolgten Verdichtung muss einen Wert von $D_{pr} \geq 100 \%$ einhalten. Die Überprüfung des Verdichtungsgrades der Bettungsschicht sollte mit Hilfe von statischen und dynamischen Lastplattendruckversuchen durchgeführt werden.

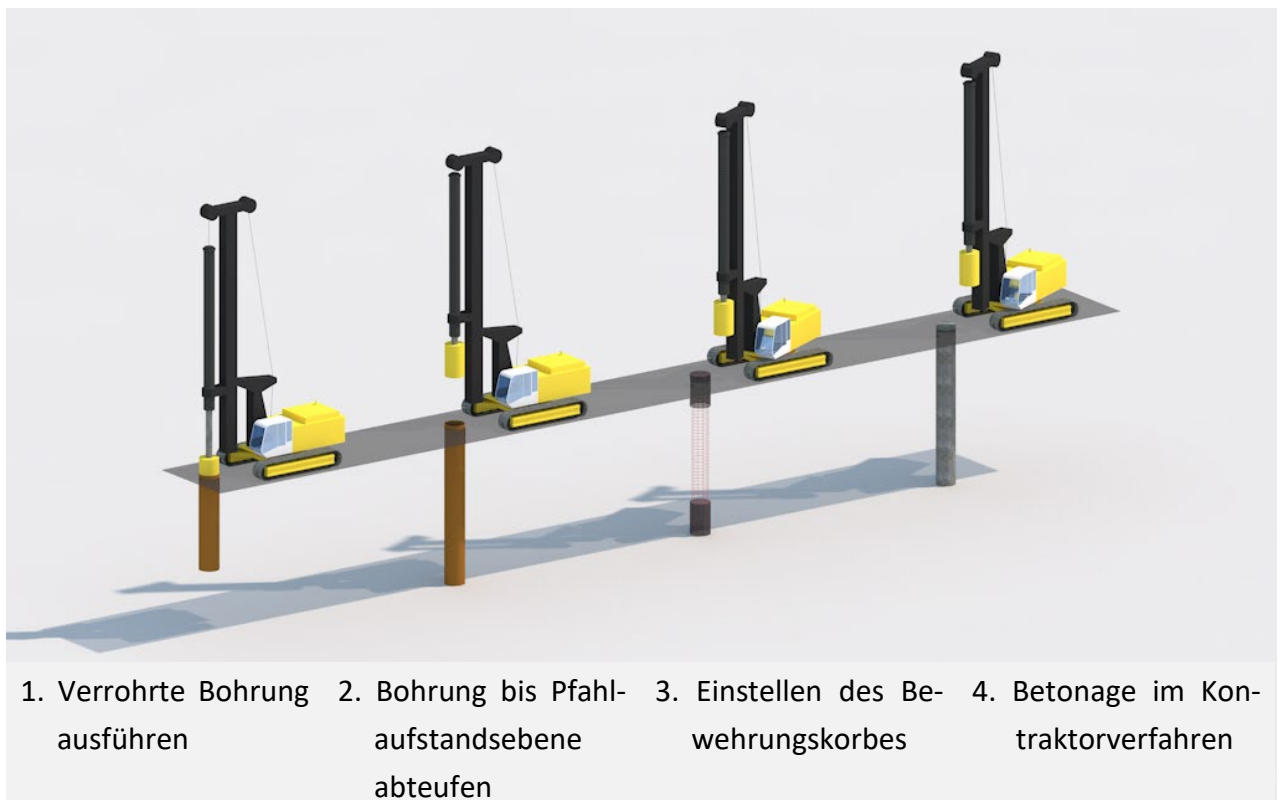
6.2 Bohrarbeiten gemäß ATV DIN 18 301

Die Bohrpfähle sind unter Beachtung der Hinweise und Auflagen der DIN EN 1536 herzustellen. Beim Abteufen der Bohrlöcher ist in jedem Fall ein Eindringen von Bodenfeinstanteilen in das Bohrloch zu verhindern. Aus diesem Grund muss im Bohrrohr ständig ein hydrostatischer Wasserüberdruck von $p_{\bar{u}} = 30$ kPa (3 m Wassersäule) gegenüber dem anstehenden Grundwasser vorhanden sein. Dadurch wird während des Bohrvorgangs ein hydraulischer Grundbruch in Verbindung mit Sogerscheinungen verhindert, welcher zu schädlichen Bodenauftrieben führen würde.

Für die Herstellung der Bohrpfähle ist eine Verrohrung zwingend erforderlich, welche der Kernräumung vorauszuweichen hat. Ist die Solltiefe der Bohrung erreicht, muss der Boden bis zur Unterkante der Verrohrung ausgeräumt werden, um Auflockerungen unter dem Pfahlfuss zu verhindern. Es wird insbesondere darauf hingewiesen, dass aus der Pfahlaufstandsebene sämtliche aufgelockerten und aufgeweichten Bodenbereiche sowie Bohrschmant entfernt werden müssen. Dazu sind geeignete Geräte, wie z. B. ein Bohreimer, auf der Baustelle vorzuhalten und einzusetzen.

Der Betoniervorgang ist im Kontraktorverfahren unmittelbar nach der Fertigstellung des Bohrloches durchzuführen. Im Hinblick auf die Konsistenz des verwendeten Betons sind die Vorgaben der DIN EN 1536 zu beachten. Der Beton ist so einzubringen, dass ein Entmischen vollständig vermieden wird. Dazu ist das Kontraktorrohr unmittelbar zu Beginn der Betonierarbeiten bis zum Bohrlochtiefsten hinunter zu führen. Anschließend muss das Rohr während des Betonierens mindestens 1,5 m in den frischen Beton einbinden.

Zum besseren Verständnis über den Herstellungsprozess eines Bohrpfahls dient die nachfolgende Abbildung.



Um sicherzustellen, dass die Gründung der Pfähle jeweils in ausreichend tragfähigen Schichten mit der erforderlichen Einbindetiefe erfolgt, sind Abnahmen der Pfahlaufstandsebenen erforderlich. Hierzu bitten wir zu gegebener Zeit um Benachrichtigung.

Für die Bohrarbeiten ist im Vorfeld der Bauausführung die Kampfmittelfreiheit zu überprüfen.

6.3 Verbauarbeiten gemäß DIN 18 303

6.3.1 Trägerbohlwandverbau

Zur Sicherung der Baugruben empfiehlt das Ingenieurbüro Geotechnik-Institut-Dr. Höfer GmbH & Co. KG einen Trägerbohlwandverbau zu erstellen.

Bis zu einer Baugrubentiefe von ca. 3,50 m unter Geländeoberkante kann der Verbau i. d. R. ohne eine Rückverankerung bzw. Aussteifung erstellt werden. Sollten jedoch größere Einbindetiefen erforderlich werden, ist eine Rückverankerung/Aussteifung der Trägerbohlwand erforderlich.

Für die Herstellung von Baugruben gilt die bauaufsichtlich eingeführte DIN 4124 - Baugruben und Gräben – Böschungen, Arbeitsraumbreiten, Verbau.

Der Trägerbohlwandverbau ist als eingespannter, unter Umständen in Abhängigkeit von der Baugrubentiefe rückverankerter oder ausgesteifter Baugrubenverbau zu dimensionieren. Für die Dimensionierung kann der erhöhte aktive Erddruck ($E'_{ah} = 0,50 \times E_{ah} + 0,50 \times E_{oh}$) in Ansatz gebracht werden.

Die Verbauträger werden in vorgebohrte Bohrlöcher (Durchmesser 600 mm) eingebracht und im Fußbereich mit einem Sand/Zement-Gemisch ausbetoniert. Die Festigkeit ist so einzustellen, dass die Träger wieder gezogen werden können.

Das Einbringen der Ausfachung – Holzbohlen – erfolgt fortschreitend mit den Aushubarbeiten. Dabei ist ein Nachlauf von $\leq 0,50$ m, bezogen auf die Aushubarbeiten, einzuhalten.

Die Bemessung des Baugrubenverbaus kann unter Berücksichtigung der unter Kapitel 3.5 angegebenen Bodenkennwerte erfolgen, wobei der Nachweis „Summe der Vertikalkräfte“ einzuhalten ist.

Eventuelle Rückverankerungen sind so zu neigen, dass die jeweiligen Verpressstrecken innerhalb des Tonsteinhorizontes liegen.

Für die u. U. erforderliche Dimensionierung der Rückverankerung kann in dem verwitterten Tonstein ein Grenzwert der Mantelreibung τ_M (mit Nachverpressung) von **$\tau_M = 200,00 \text{ kN/m}^2$** angesetzt werden. Im angewitterten Tonstein kann dieser Grenzwert der Mantelreibung auf **$\tau_M = 220,00 \text{ kN/m}^2$** erhöht werden.

Die Verpreßkörperlänge muss ein Maß von $\geq 6,0$ m besitzen.

Des Weiteren kann für den Nachweis der Vertikalkräfte ein Ersatz-Spitzendruck am Fußpunkt des einbetonierten Bohlträgers von $q_{b,k} = 1,5 \text{ MN/m}^2$ angesetzt werden.

Hinsichtlich Planung, Ausführung und Prüfung von Injektionszugankern ist das Normen-Handbuch EC 7 - Band 1 und die DIN EN 1537-201-01 zu beachten. Für die Herstellung sind nur bauaufsichtlich zugelassene Ankersysteme zu wählen.

Die nachfolgende Abbildung dient zum besseren Verständnis über den Vorschlag des Verbaus:

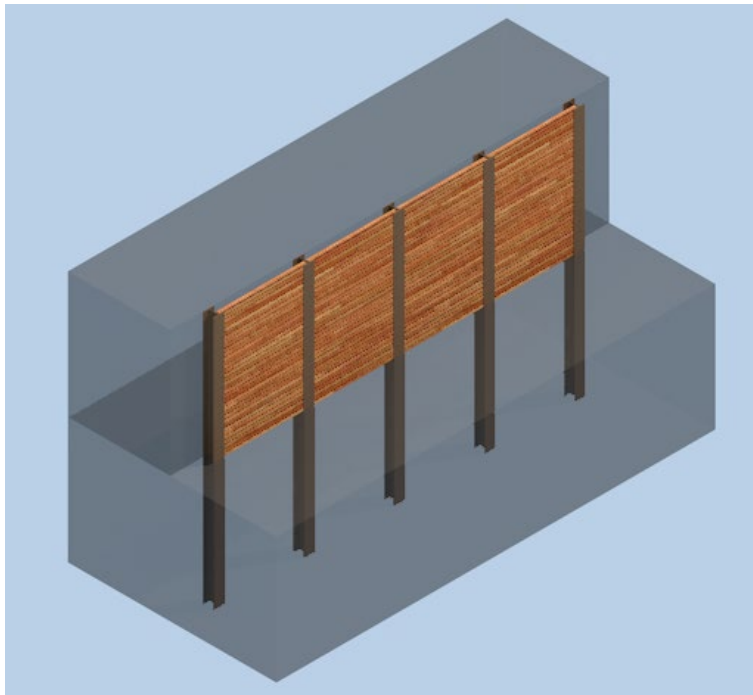


Abbildung 3: Ansicht Verbauvorschlag

6.3.2 Spundwandverbau

Alternativ besteht die Möglichkeit, den Baugrubenverbau als Spundwandumschließung - Einsatz von rammsteifen Spundwandprofilen - auszuführen. Unter Berücksichtigung der Verkehrslasten infolge der Baugeräte sowie des Straßenverkehrs ist der Spundwandverbau mindestens einmal auszusteifen.

Ebenso weist die GID GmbH & Co. KG darauf hin, dass eine Einbindung der Spundwand in den Tonstein nur möglich ist, wenn Auflockerungsbohrungen und/oder Austauschbohrungen vor dem Einbringen der Spundbohlen ausgeführt werden.

Die Spundbohlen müssen ausreichend tief in den Baugrund einbinden und im Schloss gerammt werden. Seitens des Ingenieurbüros Geotechnik-Institut-Dr. Höfer GmbH & Co. KG wird in diesem Zusammenhang darauf hingewiesen, ausreichend rammsteife Spundbohlen zu verwenden. Die Festlegung des Spundwandprofils sowie des Einbringverfahrens ist auf der Grundlage der statisch erforderlichen Rammtiefe festzulegen.

Als Einbringverfahren empfiehlt das IB GID GmbH & Co. KG das Einvibrieren der Spundwände mit variablem Moment. Diese Verfahrenstechnik ist zu empfehlen, da dadurch Setzungseinflüsse auf die benachbarten Bereiche reduziert werden können.

Die Bemessung des Baugrubenverbaus kann unter Berücksichtigung der unter Kapitel 3.5 angegebenen Bodenkennwerte erfolgen, wobei der Nachweis „Summe der Vertikalkräfte“ einzuhalten ist.

Die Verbauwand ist für den aktiven Erddruck zu bemessen, da bei den Spundwänden so große Verformungen eintreten, dass die Voraussetzungen für das Entstehen des aktiv-plastischen Grenz-zustandes erfüllt sind.

Zum besseren Verständnis über die mögliche Verbauvariante dient die nachfolgende Abbildung.

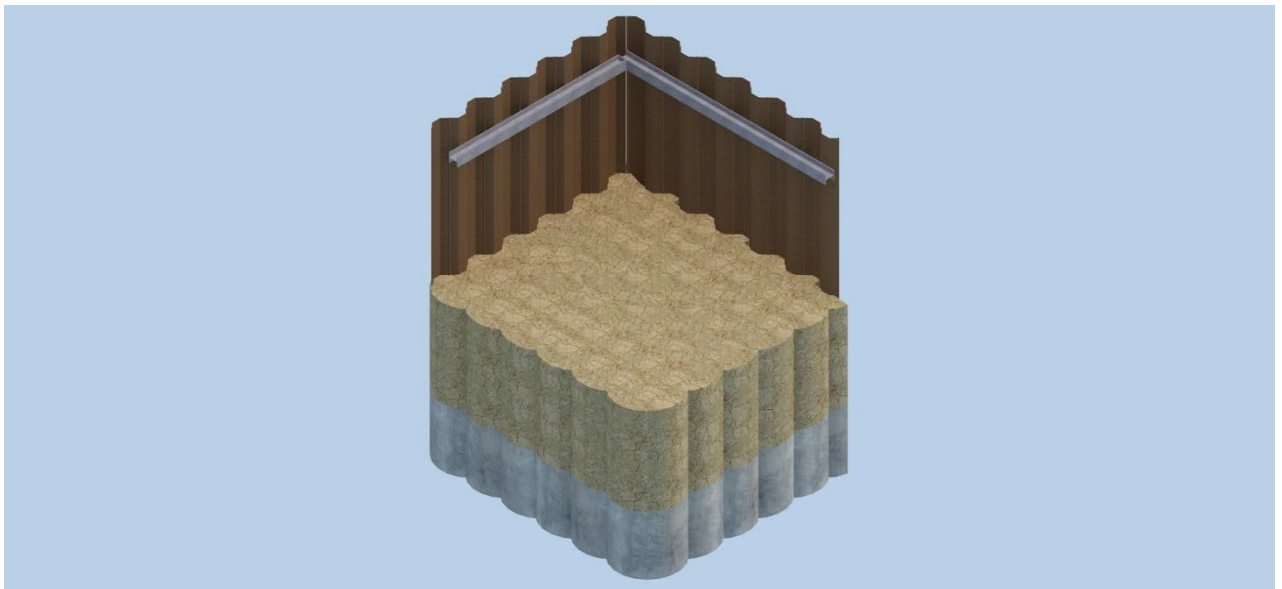


Abbildung 4: Ansicht ausgesteifter Spundwandkasten

Für den Fall, dass eine Aussteifung nicht umsetzbar ist und somit eine Rückverankerung ausgeführt werden muss, gelten für die Dimensionierung der Rückverankerung die Kennwerte des Kapitels 6.3.1.

6.3.3 Bohrpfahlwandverbau

Ebenso könnte der Verbau an den Widerlagern und dem Mittelpfeiler in Form einer überschnittenen Bohrpfahlwand erstellt werden.

Die überschnittene Bohrpfahlwand wird nach dem sogenannten Pilgerschrittverfahren hergestellt.

Bei dieser Ausführung ist der Achsabstand der Pfähle kleiner als der Pfahldurchmesser.

Zunächst werden die so genannten Primärpfähle (jeder zweite Pfahl) gebohrt und unbewehrt betoniert. Um die gleichmäßigen Bohrpfahlabstände einhalten zu können, erfolgt die Pfahlherstellung mit Hilfe einer Bohrschablone. Diese dient auch als Führung für die herzustellenden Pfähle. Nach dem Abbinden des Betons werden die dazwischen liegenden Sekundärpfähle gebohrt, wobei die Sekundär- in die Primärpfähle einschneiden. Der Beton der Primärpfähle darf zu diesem Zeitpunkt noch nicht die volle Betonfestigkeit erreicht haben, damit er noch überbohrt werden kann. Die Sekundärpfähle werden bewehrt ausgeführt.

Die überschnittene Bohrpfahlwand ist nahezu undurchlässig gegen Grundwasser und entsprechend bei tiefen Baugruben im Grundwasser zu empfehlen.

Für die Dimensionierung der kreisrunden Bohrpfahlwand sind ebenso die Bodenkennwerte des Kapitels 3.5 zu berücksichtigen.

Gleichfalls ist das Bauwerk gegen den erhöhten aktiven Erddruck zu berechnen ($E'_{ah} = 0,25 \times E_{ah} + 0,75 \times E_{oh}$).

Eine Übersicht über eine Bohrpfahlwand gibt die folgende Abbildung 5:

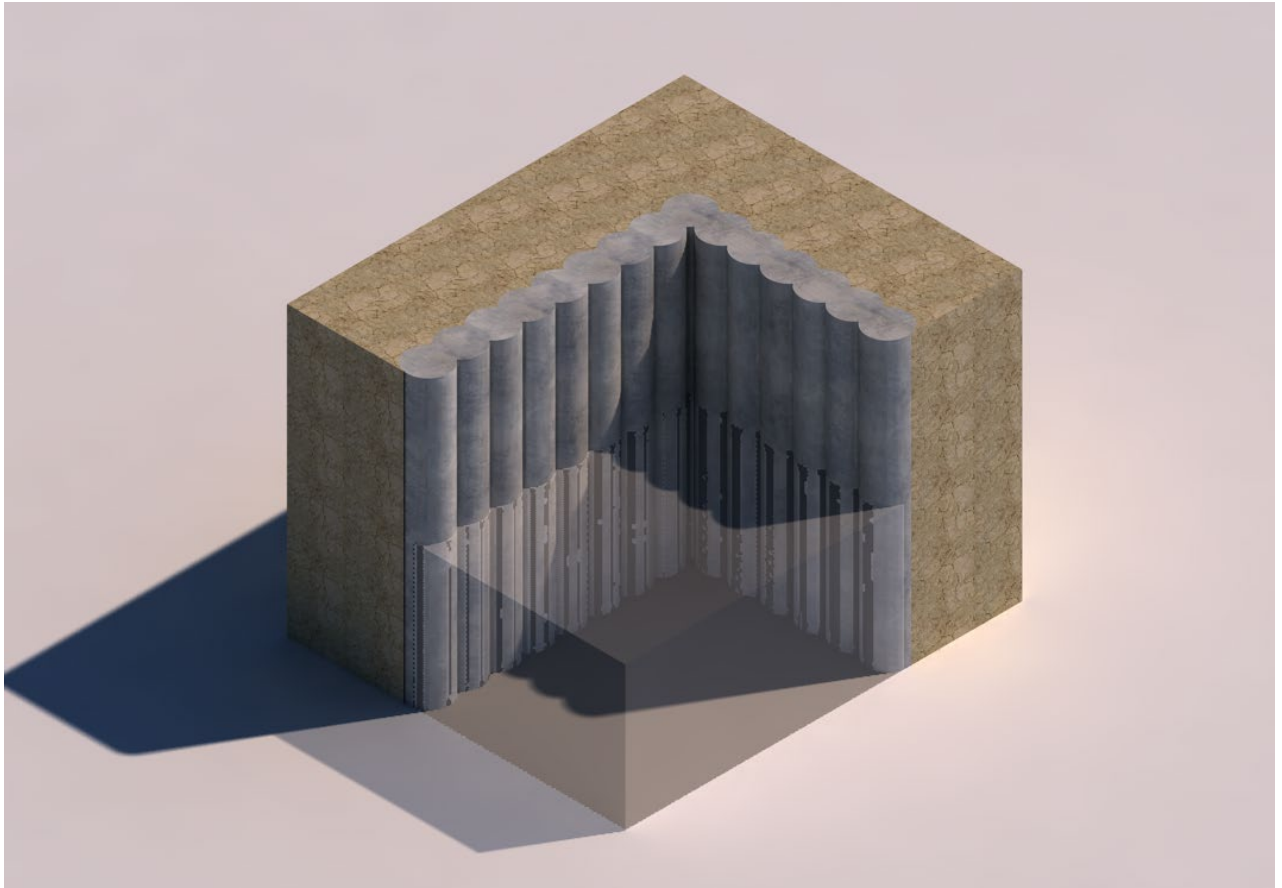


Abbildung 5: Ansicht überschnittene Bohrpfahlwand

Sollte eine Rückverankerung aufgrund der Verformungen des Verbaus infolge der Belastungssituationen erforderlich werden, gelten für die Dimensionierung der Rückverankerung die Kennwerte des Kapitels 6.3.1.

Für den vertikalen Nachweis des Verbaus kann ein Ersatzspitzendruck von $q_{b,k} = 1,75 \text{ MN/m}^2$ gewählt werden.

6.4 Rüttelarbeiten gemäß ATV DIN 18 304

Für die Herstellung der Rüttelstopfsäulen sind im Vorfeld umfangreiche Kampfmitteluntersuchungen an den jeweiligen Stopfansatzpunkten durchzuführen.

Generell sind die Arbeiten nach den Vorgaben der ATV DIN 18 304 auszuführen.

Für das Stopfmaterial eignen sich kornabgestufte und güteüberwachte Mineralstoffgemische der Körnung 8/16 mm. Alternativ können güteüberwachte und kornabgestufte Kiese derselben Körnung herangezogen werden.

Die Herstellung der Rüttelstopfsäulen hat mit einem sogenannten Schleusenrüttler mit Druckluftunterstützung zu erfolgen. Hierbei wird das v. g. Stopfmaterial in den Schleusenrüttler mit Hilfe eines Radladers eingebracht. Unter Berücksichtigung der Schwerkraft, der Vibration sowie der Druckluft tritt das Stopfmaterial an der Rüttlerspitze im Baugrund aus und kann somit durch entsprechende Zieh- und Drückvorgänge des Schleusenrüttlers verdichtet werden.

Zum besseren Verständnis bzgl. der Herstellung von Rüttelstopfsäulen dient die nachfolgende Abbildung:

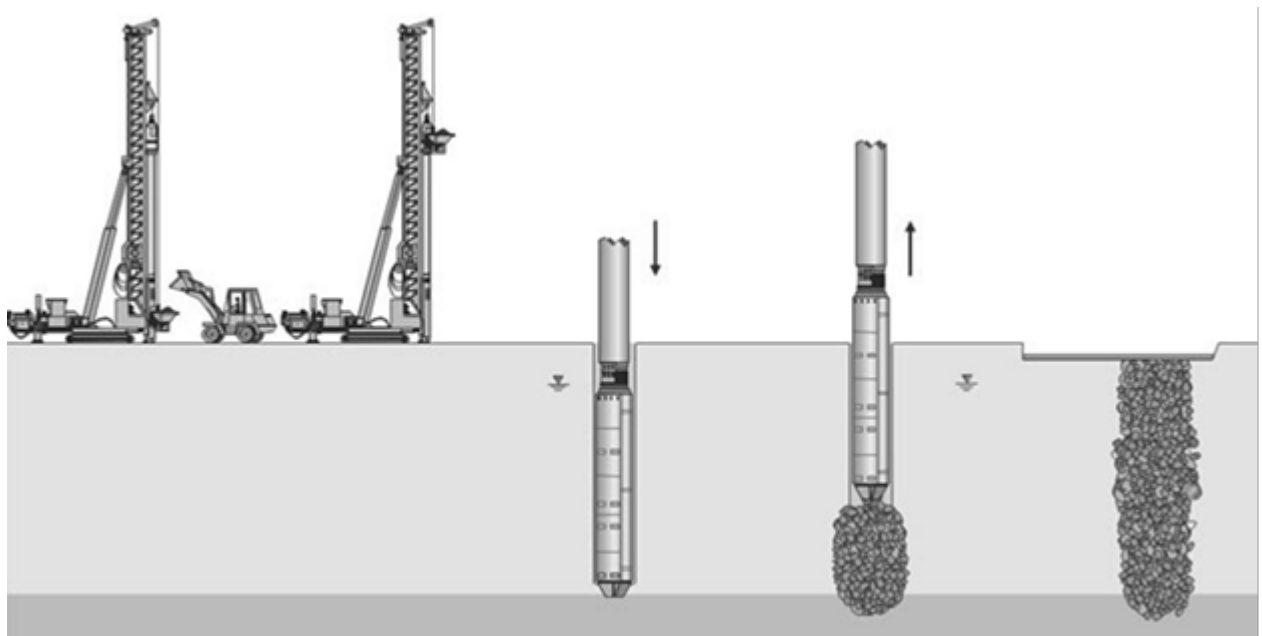


Abbildung 6: Prinzipskizze des Herstellungsprozess von Rüttelstopfsäulen

6.5 Wasserhaltungsarbeiten gemäß ATV DIN 18 305

Sofern Grundwasser in Höhe von etwa $\leq 1,0$ m oberhalb der Baugrubensohle ansteht, kann aus Sicht der GID GmbH & Co. KG eine Grundwasserabsenkung über eine offene Wasserhaltung (Pumpensümpfe und Tauchpumpen in Verbindung mit einem Filterpaket innerhalb des Pumpensumpfs) erfolgen.

Das Ingenieurbüro Geotechnik-Institut-Dr. Höfer GmbH & Co. KG empfiehlt, eine offene Wasserhaltung im Bereich der geplanten Brückenwiderlager zu betreiben.

Diese Leistungen (u. a. auch Herstellung von Pumpensümpfen) sind im Leistungsverzeichnis zu berücksichtigen. Die Förderleistung der Pumpen sollte ein Maß von $Q = 1,0 \text{ m}^3/\text{h}$ nicht unterschreiten.

7. VERSICKERUNG VON OBERFLÄCHENWASSER

Aufgrund der geringen Durchlässigkeiten der anstehenden gewachsenen Böden ist eine Versickerung von Oberflächenwasser auf dem Gelände nicht möglich. Wir empfehlen daher einen Antrag auf Einleitung in das öffentliche Kanalnetz zu stellen.

8. CHEMISCHE ANALYSEN

8.1 Schwarzdeckenanalyse

Im Untersuchungsbereich wurde eine 0,04 m bis 0,33 m mächtige Schwarzdecke festgestellt.

Die durch einen Laboranten des Ingenieurbüros Geotechnik-Institut-Dr. Höfer GmbH & Co. KG entnommenen Kernproben des gebundenen Straßenaufbaus sind zur Eurofins Umwelt West GmbH weitergeleitet worden. Dort sind die Proben auf den Summenparameter PAK untersucht worden.

Die zur Bestimmung des PAK-Gehaltes der Schwarzdecke entnommenen Proben werden in der Tabelle 11 gesondert ausgewiesen.

Tabelle 11: Bestimmung der PAK-Gehalte

Mischproben Nr.	Sondierung Nr.	Entnahmetiefe (m)	Bodenart	Untersuchungsprogramm
EP 1	RKS 1	0,00 – 0,09	Schwarzdecke	ΣPAK
EP 2	RKS 2	0,00 – 0,33	Schwarzdecke	ΣPAK
EP 3	RKS 3	0,00 – 0,04	Schwarzdecke	ΣPAK

Das Ergebnis der Analyse geht zur besseren Übersicht in tabellarischer Form aus der Anlage 1/11 sowie der nachfolgenden Tabelle 12 hervor.

Tabelle 12: Analyseergebnis (Schwarzdecke)

Probe Nr.	Entnahmestelle	Entnahmetiefe (m)	Parameter/ Konzentration (mg/kg)	Einstufung gemäß RuVA-StB 01
EP 1	RKS 1	0,00 – 0,09	Σ PAK: < 0,50 mg/kg Benzo(a)pyren: < 0,50 mg/kg	A/A1
EP 2	RKS 2	0,00 – 0,33	Σ PAK: < 0,50 mg/kg Benzo(a)pyren: < 0,50 mg/kg	A/A1
EP 3	RKS 3	0,00 – 0,04	Σ PAK: < 0,50 mg/kg Benzo(a)pyren: 0,70 mg/kg	A/A1

Zur Einstufung des gebundenen Straßenaufbaus wird die RuVA-StB 01 "Richtlinie für die umweltverträgliche Verwertung von Ausbaustoffen mit teer-/pechtypischen Bestandteilen sowie für die Verwertung von Ausbauasphalt im Straßenbau", Ausgabe 2001, zugrunde gelegt. Die Bewertung wird gemäß Tabelle 1 vorgenommen.

Anhand der Einzelparameteruntersuchung wird ersichtlich, dass sämtliche Schwarzdecken im Bereich der vorhandenen Brücke als bitumenstämmig zu deklarieren ist. Eine Verwertung kann über die Abfallschlüsselnummer **17 03 02** erfolgen.

8.2 Probennahme und Umfang der physikalisch-chemischen Untersuchungen

Der Auftrag an das Geotechnik-Institut-Dr. Höfer GmbH & Co. KG umfasste die Durchführung der LAGA-Klassifizierung der anfallenden Aushubböden.

Die Probennahme wurde von einem Laboranten des IBs GID GmbH & Co. KG durchgeführt.

Die Einzelproben sind luftdicht in Glasbehältern verschlossen und zur Eurofins Umwelt West GmbH zur physikalisch-chemischen Untersuchung weitergeleitet worden.

Dort wurden in Absprache mit dem Ingenieurbüro Geotechnik-Institut-Dr. Höfer GmbH & Co. KG aufgrund der Schichtenfolge und der organoleptischen Ansprache die Mischproben wie folgt zusammengestellt, siehe nachfolgende Tabelle 13:

Tabelle 13: Mischproben & Untersuchungsprogramm

Mischproben Nr.	Sondierung Nr.	Entnahmetiefe (m)	Bodenart	Untersuchungsprogramm
MP 1	RKS 1	0,09 - 1,30	Auffüllungen: Grobkörnige und bindige Materialien	LAGA-Erlass Tab. II. 1.2-2/II. 1.2-3
	RKS 2	0,33 - 2,70		
	RKS 3	0,04 - 3,20		
MP 2	RKS 1	1,30 - 4,90	Gew. Boden: Schluff	LAGA-Erlass Tab. II. 1.2-2/II. 1.2-3
	RKS 2	2,70 - 4,10		
	RKS 3	3,20 - 4,60		
MP 3	RKS 1	4,90 - 7,00	Fels: Tonstein	LAGA-Erlass Tab. II. 1.2-2/II. 1.2-3
	RKS 2	4,10 - 5,00		
	RKS 3	4,60 - 6,40		

8.3 Beurteilungskriterien und Analyseergebnisse gemäß LAGA-Erlass

Ein Kriterium für die Beurteilung der Böden ist der LAGA-Erlass "Länderarbeitsgemeinschaft Abfall, Anforderungen an die stoffliche Verwertung von Mineralstoffen/Abfällen" - Technische Regeln, Stand 2003.

Die Beurteilung wird gemäß den Zuordnungswerten für Böden entsprechend den Tabellen II.1.2-2 (Feststoff) und II.1.2-3 (Eluat) vorgenommen.

Die Ergebnisse der Bodenanalysen gehen in tabellarischer Form ebenso aus der Anlage 1/11 hervor.

Die Einstufung in die LAGA-Zuordnungsklassen zur Bodenverwertung gemäß LAGA-Merkblatt Nr. 20 ist der nachfolgenden Tabelle 14 zu entnehmen:

Tabelle 14: Einstufung in die Verwertungsklassen gemäß LAGA-Boden

Mischprobe Nr.	Proben Nr.	Entnahmetiefe (m)	Parameter/ Konzentration	Zuordnung gemäß LAGA-Boden	Zuordnung gemäß LAGA-RCL
MP 1	RKS 1 RKS 2 RKS 3	0,09 - 1,30 0,33 - 2,70 0,04 - 3,20	Chlorid: 50,00 mg/l	---	Z 2
MP 2	RKS 1 RKS 2 RKS 3	1,30 - 4,90 2,70 - 4,10 3,20 - 4,60	Keine Überschreitungen der Richtwertkonzentrationen gemäß LAGA-Merkblatt feststellbar	Z 0	---
MP 3	RKS 1 RKS 2 RKS 3	4,90 - 7,00 4,10 - 5,00 4,60 - 6,40	Cyanide: 37,00 µg/l	Z 1.2	---

Die Auffüllungen der Mischprobe MP 1 weisen eine Anreicherung an Chlorid im Eluat auf, so dass die Mischprobe MP 1 in die Zuordnungsklasse Z 2 einzustufen ist.

Bei den gewachsenen Böden der Mischprobe MP 2 wurden keine Überschreitungen der Richtwertkonzentrationen gemäß LAGA-Merkblatt festgestellt. Dementsprechend ist die Mischprobe MP 2 der LAGA-Klasse Z 0 zuzuweisen.

Des Weiteren ist bei der chemischen Analyse des Tonsteins ein geringer Gehalt an Cyaniden im Eluat feststellbar. Die Mischprobe MP 3 ist somit in die LAGA-Klasse Z 1.2 einzustufen.

Anhand der durchgeführten chemischen Analysen können die untersuchten Böden über die Abfallschlüsselnummer **17 05 04** entsorgt werden.

8.4 Beurteilungskriterien und Analyseergebnisse gemäß Ersatzbaustoffverordnung

Zusätzlich wurde für die durchgeführte chemische Analyse gemäß LAGA-Merkblatt eine Voreinstufung entsprechend der ab dem 01.08.2023 gültigen Ersatzbaustoffverordnung durchgeführt.

Die GID GmbH & Co. KG weist explizit darauf hin, dass es sich bei der Einstufung lediglich um eine Voreinstufung handelt. Aufgrund der unterschiedlichen Mischverhältnisse der Eluatproben können die tatsächlichen Ergebnisse stark von der vorläufigen Einstufung abweichen.

Das Ergebnis ist der nachfolgenden Tabelle zusammenfassend dargestellt:

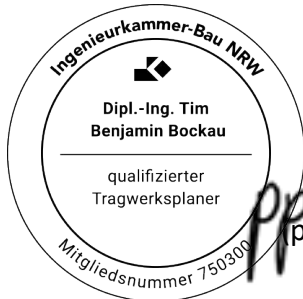
Tabelle 15: Einstufung in die Verwertungsklasse gemäß Ersatzbaustoffverordnung

Mischprobe Nr.	Proben Nr.	Entnahmetiefe (m)	Parameter/ Konzentration	Zuordnung gemäß EBV
MP 1	RKS 1	0,09 - 1,30	Blei: 211,00 mg/kg pH-Wert: 11,40 Leitfähigkeit: 1.450,00 µS/cm	BM-F3
	RKS 2	0,33 - 2,70		
	RKS 3	0,04 - 3,20		
MP 2	RKS 1	1,30 - 4,90	Keine Überschreitungen der Richtwertkonzentrationen gemäß EBV feststellbar	BM-0
	RKS 2	2,70 - 4,10		
	RKS 3	3,20 - 4,60		
MP 3	RKS 1	4,90 - 7,00	Keine Überschreitungen der Richtwertkonzentrationen gemäß EBV feststellbar	BM-0
	RKS 2	4,10 - 5,00		
	RKS 3	4,60 - 6,40		

Unter Berücksichtigung der Untersuchungsergebnisse ergibt sich eine Voreinstufung der Mischprobe MP 1 (Auffüllungen) in die Zuordnungs-kategorie BM-F3. Ausschlaggebend dafür sind erhöhte Gehalte an Blei, dem pH-Wert und der elektrischen Leitfähigkeit.

Bei den gewachsenen Böden sowie dem anstehenden Tonstein der Mischproben MP 2 und MP 3 sind keine Überschreitungen der Richtwertkonzentrationen gemäß Ersatzbaustoffverordnung gegeben, so dass die Mischproben in die Zuordnungs-kategorie BM-0 einzuordnen ist.

Sollten weitere Fragen in baugrundtechnischer Hinsicht auftreten, bitten wir um Benachrichtigung.



**Geotechnik-Institut-Dr. Höfer
GmbH & Co. KG**

ppa. 
 (ppa. Dipl.-Ing. T. Bockau)


 (Dr.-Ing. Höfer)

9. ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1:	Auszug aus Openstreet-Maps	4
Abbildung 2:	Prinzipskizze, Gründung mit kunststoffbewehrter Erde	21
Abbildung 2:	Ansicht Verbauvorschlag	30
Abbildung 4:	Ansicht ausgesteifter Spundwandkasten	31
Abbildung 5:	Ansicht überschnittene Bohrpfahlwand	33
Abbildung 6:	Prinzipskizze des Herstellungsprozess von Rüttelstopfsäulen	34

10. TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1:	Übersicht Schichteinheiten der GID GmbH & Co. KG	9
Tabelle 2:	Übersicht Mächtigkeit des gebundenen und ungebundenen Straßenaufbaus	10
Tabelle 3:	Konsistenzen Ic und die Plastizitätszahlen Ip	14
Tabelle 4:	Bodenkennwerte und die Klassifizierungen nach VOB/C und DIN 18 196	17
Tabelle 5:	Einteilung der Homogenbereiche gemäß DIN 18 300 - Erdarbeiten	18
Tabelle 6:	Einteilung der Homogenbereiche gemäß DIN 18 301 - Bohrarbeiten	18
Tabelle 7:	Einteilung der Homogenbereiche gemäß DIN 18 303 - Verbauarbeiten	18
Tabelle 8:	Einteilung der Homogenbereiche gemäß DIN 18 303 - Verbauarbeiten	18
Tabelle 9:	Charakteristische Werte für die Vordimensionierung der Bohrpfahlgründung	25
Tabelle 10:	Übersicht Bettungsmodul	26
Tabelle 11:	Bestimmung der PAK-Gehalte	36
Tabelle 12:	Analyseergebnis (Schwarzdecke)	36
Tabelle 13:	Mischproben & Untersuchungsprogramm	37
Tabelle 14:	Einstufung in die Verwertungsklassen gemäß LAGA-Boden	38
Tabelle 15:	Einstufung in die Verwertungsklasse gemäß Ersatzbaustoffverordnung	39

11. LITERATURVERZEICHNIS/QUELLENANGABEN

[1] „Openstreet-Maps,“ [Online]. Available: <http://openstreetmaps.de/>.

12. ANLAGENVERZEICHNIS

Anlage 1/1: Lageplan
Anlage 1/2: Schichtprofile
Anlage 1/3: Einteilung in Homogenbereiche
Anlage 1/4: Kornverteilung
Anlage 1/5: Kornverteilung
Anlage 1/6: Organik
Anlage 1/7: Kornverteilung
Anlage 1/8: Plastizität
Anlage 1/9: Plastizität
Anlage 1/10: Plastizität
Anlage 1/11: Chemie