



Gutachten über die Baugrundverhältnisse
im Bereich der Rheinwassertransportleitung
bei Dormagen

Teilprojekt Deichquerung

Auftraggeber:

RWE Power AG - Abt. Gebirgsmechanik
Zum Gut Bohlendorf
50126 Bergheim

Bearbeitungs-Nr.: 20.104

Aachen, Januar 2024



Gutachten über die Baugrundverhältnisse im Bereich der Rheinwassertransportleitung bei Dormagen – Teilprojekt Deichquerung

Auftraggeber: RWE Power AG - Abt. Gebirgsmechanik
Zum Gut Bohlendorf
50126 Bergheim

Auftragnehmer: Geotechnisches Büro Prof. Dr.-Ing. H. Düllmann GmbH
Neuenhofstraße 112
52078 Aachen

Projektbearbeiter: Dipl.-Geol. R. Hagen

Bearbeitungsnummer: 20.104

Berichtsdatum: 09.01.2024

Berichtsumfang: 47 Seiten (einschließlich Deckblatt und Inhaltsverzeichnis)

Anlagen: 6 Anlagen (s. Anlagenverzeichnis)



Änderungsverzeichnis

Lfd. Nr	Version	Gegenstand	Stand/ Datum	Verfasser
1	1.0	Baugrundgutachten Deichquerung	09.01.2024	GBD_Ha/Ne
2				
3				
4				
5				
6				



I. Inhaltsverzeichnis

1	Vorgang, Aufgabenstellung	1
1.1	Allgemeines	1
1.2	Aufgabenstellung	2
1.3	Vorauskünfte.....	2
2	Unterlagen	2
2.1	Unterlagen des Auftraggebers	2
2.2	Karten	3
2.3	Normen	4
2.4	Weitergehende Literatur	4
2.5	Archivunterlagen, Informationssysteme.....	5
3	Bauvorhaben	6
3.1	Bauwerke und Bauwerksabmessungen	6
3.2	Konstruktion	7
4	Durchgeführte Untersuchungen.....	8
4.1	Außenarbeiten	8
4.2	Geotechnische Laborversuche	8
4.3	Chemische Laborversuche	9
5	Ergebnisse	9
5.1	Lage und Morphologie	9
5.2	Geologische und hydrogeologische Verhältnisse	10
5.2.1	Geologischer Rahmen, Tektonik	10
5.2.2	Erdbeben	11
5.2.3	Bemessung nach den Vorgaben der DIN EN 1998-1/NA (11/2023)	12
5.3	Angetroffene Schichtenfolge.....	15
5.3.1	Beschreibung der Bodenschichten	15
5.3.2	Schichtgrenzen	21
5.4	Hydrogeologische Situation	21
5.4.1	Auswertung von Grundwasserstandsmessungen	21
5.4.2	Durchlässigkeit.....	25
5.4.3	Bemessungswasserspiegel	26



5.4.4	Betonaggressivität / Stahlaggressivität	26
5.4.5	Wasserwirtschaft	27
5.5	Bodenfestigkeit, Tragfähigkeit.....	27
5.6	Bodenklassifizierung, Wasser- und Frostepfindlichkeit.....	30
5.7	Bodenkennwerte	30
5.8	Bohr- und Rammbarkeit.....	31
6	Empfehlungen für die Bauausführung	31
6.1	Konzept der Vortriebe, Allgemeines	31
6.2	Empfehlungen für die Vortriebsverfahren	33
6.3	Hinweise für die Bauausführung, Schmierung des Vortriebs.....	33
7	Auswirkungen auf den Deich und querende Leitungen, Beweissicherung	35
8	Baubegleitende Kontrollen.....	40
9	Allgemeine Hinweise	41

II - Verzeichnis der Anlagen:

Anl. 1	Lageplan der Deichquerung, M. 1:1.000
Anl. 2	Längsprofil entlang der Rohrleitungstrassen, M.1:200/200
Anl. 3	Dokumentation der Feldarbeiten
Anl. 3.1	Dokumentation der Maschinenbohrungen
Anl. 3.1.1	Schichtenverzeichnisse der Bohrungen
Anl. 3.1.2	Fotodokumentation der Bohrkerne
Anl. 3.1.3	Dokumentation der Bohrlochrammsondierungen
Anl. 4	Dokumentation der Laborarbeiten
Anl. 4.1.1	Tabellarische Zusammenstellung der geotechnischen Laborversuche – Gesamtprojekt
Anl. 4.1.2	Tabellarische Zusammenstellung der geotechnischen Laborversuche – Teilprojekt Deichquerung
Anl. 4.2	Dokumentation der Kornverteilungsanalysen
Anl. 4.3	Dokumentation der Wassergehaltsbestimmungen
Anl. 4.4	Dokumentation der Zustandsgrenzen (Grenzwassergehalte)



-
- Anl. 4.5 Dokumentation der Glühverluste
Anl. 4.6 Dokumentation der Kalkgehaltsbestimmung (nicht im Teilgutachten enthalten)
Anl. 4.7 Dokumentation der Abrasivitätsuntersuchungen (RWTH Aachen)
- Anl. 5 Tabelle Kennwerte der Homogenbereiche
- Anl. 6 Erdstatische Berechnungen
Anl. 6.1 Setzungsabschätzung für das Deichauflager
Anl. 6.2 Setzungsabschätzung für das Leitungsaflager Wasserleitung DN 1200



1 Vorgang, Aufgabenstellung

1.1 Allgemeines

Die RWE-Power AG plant den Neubau der Rheinwassertransportleitung zur Befüllung der geplanten Tagebauseen Hambach und Garzweiler. Hierbei ist bei Dormagen der Bau eines Entnahmebauwerkes (bei Fluss-km ca. 712,6) und eines großvolumigen Pumpwerkes vorgesehen, die über drei ca. 380 m lange Rohrleitungen (DN 2200) miteinander verbunden werden. Die in einem Achsabstand von ca. 14 m parallel verlaufenden Vortriebsmaßnahmen werden als Teilprojekt „Deichquerung“ zusammengefasst.

Die Rohrleitungen sollen in einem Schutzrohr (DA 3400) verlegt werden und unterqueren den Rheindeich etwa bei Rhein-km 712,6.

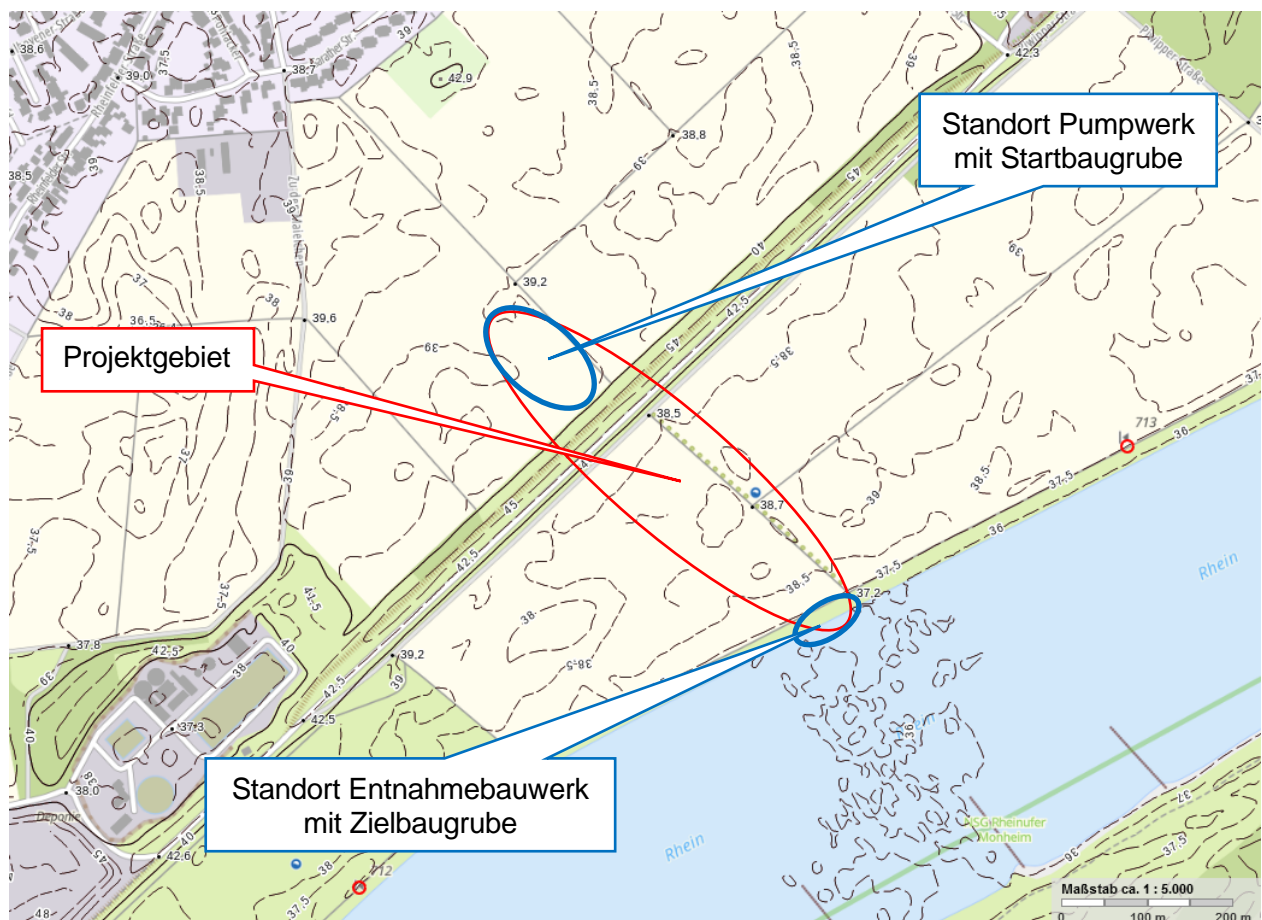


Abb. 1: Auszug aus der digitalen Topographischen Karte (aus U38)



Die Geotechnisches Büro GmbH wurde auf der Grundlage des bestehenden Rahmenvertrages beauftragt, die Baugrundverhältnisse im Bereich der geplanten Leitungstrassen zu überprüfen und zu beurteilen.

Das vorliegende Gutachten beinhaltet die Darstellung und Auswertung der durchgeführten Baugrunduntersuchungen und Ableitung der Bodenkennwerte für das Teilprojekt „Deichquerung“.

1.2 Aufgabenstellung

Im Rahmen der Untersuchungen werden folgende Punkte bearbeitet:

- Angaben zu den durchgeführten Bohrungen, Kleinrammbohrungen und Rammsondierungen,
- Angaben zu den maßgeblichen Grundwasserständen,
- Ableitung der maßgebenden Bodenkennwerte,
- Empfehlungen für die Vortriebsarbeiten,
- Angaben zur Herstellung der Baugruben.

1.3 Vorauskünfte

Im Rahmen einer Vorauskunft wurden die Ergebnisse der Außen- und Laborarbeiten mit Schreiben vom 27.10.2023 dem Auftraggeber zur Verfügung gestellt.

2 Unterlagen

2.1 Unterlagen des Auftraggebers

Vom Auftraggeber bzw. der Planungsgruppe wurden zur Verfügung gestellt:

- U1. Übersichtslageplan Bauzustand – Stand 29.09.2023 als DWG per E-Mail vom 12.10.2023,



- U2. RWTL-DISI-20000-E-01_B102-BOP-Deichquerung - Stand 11/2023 per E-Mail vom 08.11.2023,
- U3. RWTL-DISI-20000-E-01_B102-BOP-Deichquerung - Stand 11/2023 per E-Mail vom 07.11.2023,
- U4. EBW_E_B101_KPV_00001 - Stand 28.07.2023 per E-Mail vom 22.09.2023,
- U5. BHQ2004 - Festgelegt durch Bezirksregierung Düsseldorf mit Verfügung vom 24.05.2004, Aktenzeichen 54.12.00, veröffentlicht im Amtsblatt Nr.26 vom 24.06.2004,
- U6. Schreiben des Deichverbandes Dormagen/Zons an die BR Köln vom 31.03.2023 zur „Braunkohlenplanänderung „Garzweiler II, Sachlicher Teilplan: Sicherung der Trasse für die Rheinwassertransportleitung“,
- U7. Querprofile an Station 1+400 bis 1+500 aus der Entwurfs- und Genehmigungsplanung „Sanierung der Hochwasserschutzanlage im Deichverband Dormagen/Zons zw. Rheinstrom-km 711,25 -und 726,27, linkes Ufer“ der ARGE Hahn/Bender + Patt, Stand 03.05.2019,
- U8. Sanierung der Hochwasserschutzanlagen im Deichverband Dormagen/Zons zwischen Rheinstrom-km 711,25 und 726,27 - linkes Ufer; Geotechnische Beratung im Zuge der Entwurfs- und Genehmigungsplanung – 13. Bericht: Geotechnischer Untersuchungsbericht, Planungsabschnitt 3 (Station 0+420 bis 3+190) der ICG Düsseldorf GmbH & Co KG vom 29.09.2017,
- U9. Sanierung der Hochwasserschutzanlagen im Deichverband Dormagen/Zons zwischen Rheinstrom-km 711,25 und 726,27 – linkes Ufer; Geotechnische Beratung, hier: Geplante Entnahmeleitung für die Verfüllung der Tagebaurestseen (RWTL) – Stellungnahme der ICG Düsseldorf GmbH & Co KG vom 30.08.2012,
- U10. Auskunft über den Grundwasserstand des LANUV NRW vom 06.11.2023,

2.2 Karten

- U11. Hydrologische Karte von NRW, Blatt 4807, Hilden, M. 1:25.000,
- U12. Hydrologische Karte von NRW, Blatt 4907, Leverkusen, M. 1:25.000,
- U13. Grundwassergleichenplan vom April 1988 (GwK 50/88), L4906 Neuss,



2.3 Normen

- U14. DIN 1054 (04/2021) - Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1,
- U15. DIN EN 1997-1/NA (12/2012) - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009,
- U16. DIN EN 1997-2 (10/2010) - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds; Deutsche Fassung EN 1997-2:2007,
- U17. DIN EN 1998-1 /NA (11/2023), Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten
- U18. DIN 4020 (12-2010)- Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-2,
- U19. DIN 4124 (01/2012),- Baugruben und Gräben - Böschungen, Verbau, Arbeitsraumbreiten
- U20. DIN 18300 (09/2019) - VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen - Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Erdarbeiten,
- U21. DIN 18301 (09/2023) - VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Bohrarbeiten,
- U22. DIN 18319 - VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen - Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) - Rohrvortriebsarbeiten (2019-09)
- U23. DB Netz AG: Gas - und Wasserkreuzungsrichtlinien, 2012,

2.4 Weitergehende Literatur

- U24. DWA-A 125 (2008-12): Rohrvortrieb und verwandte Verfahren,
- U25. Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ - EAB (04/2021),
- U26. Empfehlungen des Arbeitskreises „Ufereinfassungen“ - EAU (12/2020),
- U27. Prinz, H.; Strauss, R.; Ingenieurgeologie, 2011,
- U28. Scherle, M. (1977) Rohrvortrieb Bd. 1 - Maschinen, Geräte, Bauverl. Wiesbaden,
- U29. Scherle, M. (1977) Rohrvortrieb Bd. 2 - Statik, Planung, Ausführung, Bauverlag Wiesbaden,



- U30. Scherle, M., Rößler, U. (2003) Fernseminar Rohrvortrieb, Norddeutscher Wirtschaftsverlag GmbH,
- U31. Stein, D. (2003) Grabenloser Leitungstunnelbau, Ernst und Sohn, Berlin,
- U32. Schad, H., Bräutigam, T., Bramm, S. (2003) Rohrvortrieb – Durchpressungen begehrbarer Leitungen, Ernst und Sohn, Berlin,
- U33. Hollmann, F. S., Thewes, M. (2011) - Bewertung der Neigung zur Ausbildung von Verklebungen und zum Anfall von gelöstem Feinkorn bei Schildvortrieben im Lockergestein; 18. Tagung für Ingenieurgeologie und Forum für junge Ingenieurgeologen, Berlin, 2011, S. 237-244,

2.5 Archivunterlagen, Informationssysteme

- U34. Archiv der GBD GmbH,
- U35. Fachinformationssystem ELWAS des Ministeriums für Umwelt, Landwirtschaft, Natur- und Verbraucherschutz NRW (www.elwasweb.nrw.de), hier insbesondere,
- Wasserstandsganglinie der Messstelle 86454973
 - Wasserstandsganglinie der Messstelle 86455000
 - Wasserstandsganglinie der Messstelle 86512060
 - Wasserstandsganglinie der Messstelle 86454985
 - Wasserstandsganglinie der Messstelle 86454997
- U36. Geoportal.NRW des Ministeriums des Inneren des Landes Nordrhein-Westfalen, Düsseldorf,
- U37. Internetportal Bohrungen in NRW - Geologischer Dienst NRW, letztes Abrufdatum 05.10.2023,
- U38. TIM-online-Karten und Luftbilder im Internet der Bezirksregierung Köln (www.bezreg-koeln.nrw.de/brk_internet/tim-online/),
- U39. Informationsplattform Undine - Informationsplattform zu hydrologischen Extremereignissen (Hochwasser, Niedrigwasser) der Bundesanstalt für Gewässerkunde (<https://undine.bafg.de>).



3 Bauvorhaben

3.1 Bauwerke und Bauwerksabmessungen

Im Rahmen der Baumaßnahme ist der Vortrieb von drei in Achsabständen von 13,45 m parallel verlaufenden Stahlbetonschutzrohren DN 2800 geplant, in die nach Fertigstellung Stahlrohrleitungen DN 2200 und weitere Versorgungs- und Steuerleitungen eingebaut werden sollen.

Die Vortriebsstrecke zwischen dem Entnahmebauwerk am Rheinufer und dem Pumpwerk auf der Luftseite des Rheindeiches soll mit einem Gefälle von ca. 1,6 % ausgeführt werden und hat eine Länge von ca. 390 m. Die Überdeckung des Stahlbetonschutzrohres liegt innerhalb der Rheinaue zwischen 7,8 m u. GOK und steigt im Bereich der Deichquerung bis auf 16,2 m u. GOK an. Am Entnahmebauwerk liegt die derzeitige GOK bei ca. 36,0 m ü NHN und die Überdeckung damit bei rd. 4,7 m. Die Fließsohle des Stahlrohres fällt von 27,92 m ü. NHN am Entnahmebauwerk auf 27,31 m ü. NHN am Pumpwerk ab. Die Rohrsohlen des Schutzrohres liegen 0,56 m darunter.

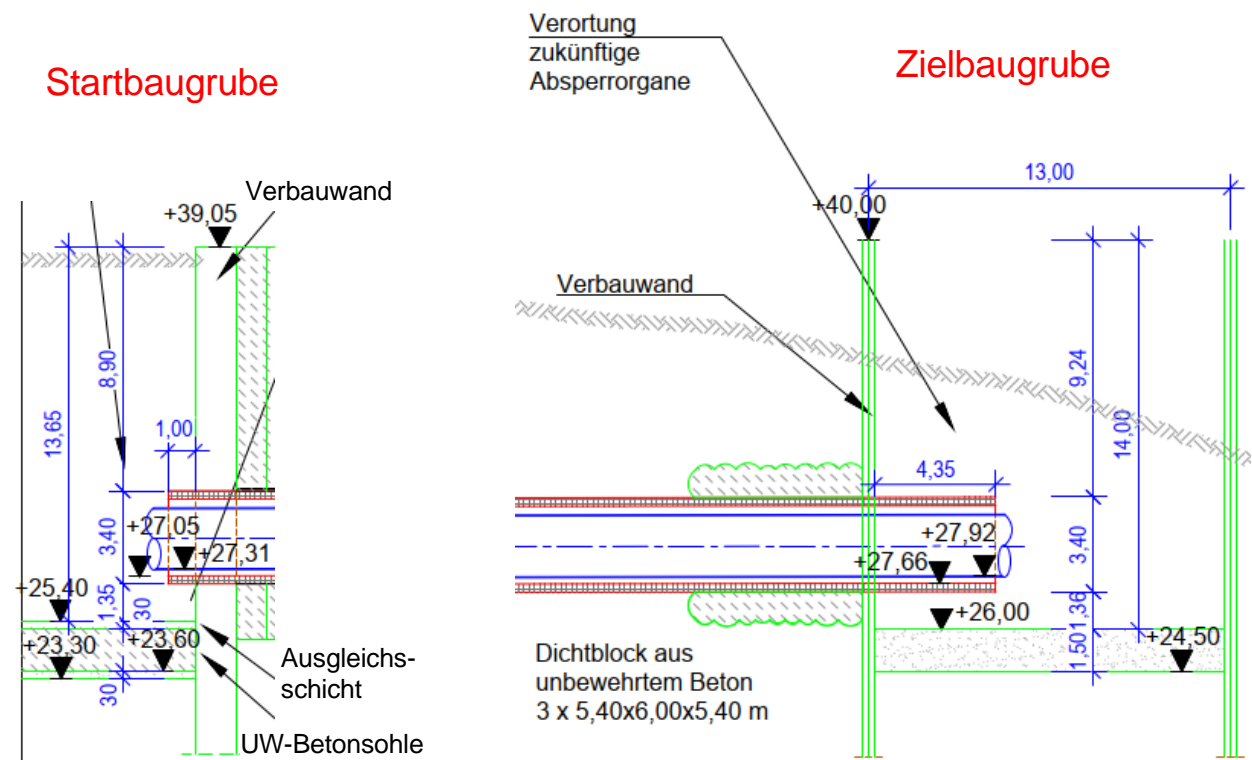


Abb. 2: Höhenentwicklung an der Start- und Zielbaugrube (Auszug aus U3, ohne Maßstab)



Die Startgrube ist im Pumpwerk, die Zielbaugrube vor dem Entnahmebauwerk geplant. Die Angaben zur Ausführung der Start- und Zielbaugruben wird in den Teilgutachten „Pumpwerk“ und „Entnahmebauwerk“ mit behandelt.

Im Zuge der Rohrverlegung werden neben dem Rheindeich innerhalb der Rheinaue zwei Brunnenleitungen (WB 800ST und WB 1200 ST) der Currenta nebst 6 KV- bzw. 6 KV- und 30 KV-Kabeln gequert.

3.2 Konstruktion

Die Abmessungen der Rohrleitungen sind in der folgenden Abbildung wiedergegeben. Danach ist für die Schutzrohre ein einheitliches Sohlniveau für die gesamte Vortriebstrasse vorgesehen.

In die Schutzrohre sollen die eigentlichen Wasserleitungen mit einem allseitigen Abstand von ca. 24 cm mit einem Rohreinzugsystem eingebracht werden. In der Firste der Schutzrohre sind jeweils acht Leerrohrleitungen D_a 110 mm und zwei Leerrohre D_a 50 mm vorgesehen. In den beiden äußeren Strängen sollen die Druckluftleitungen für den Hydro-Burst verlegt werden.

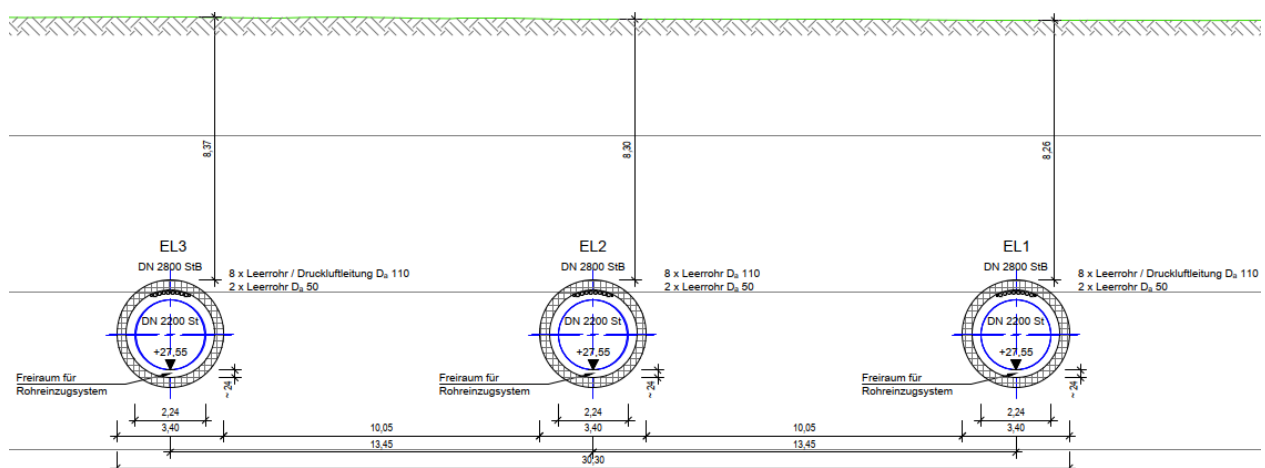


Abb. 3: Querschnitt aus U2 (ohne Maßstab)

Nach Fertigstellung und Anschluss der Stahlrohre ist ein vollständiges Verdämmen der Schutzrohrstränge vorgesehen.



4 Durchgeführte Untersuchungen

4.1 Außenarbeiten

Zwischen der 49. KW 2022 und der 34. KW 2023 wurden im Bereich der Vortriebsmaßnahmen von der Fa. Vormann Bohrgesellschaft mbH & Co.KG, Nottuln, folgende Geländearbeiten im Bereich des gesamten Bauvorhabens ausgeführt:

- 14 Kampfmittelbohrungen bis 8 m Tiefe incl. ferromagnetischer Messung und Wiederverschluss der Bohrungen mit Bohrgut und Tonpellets,
- 14 Aufschlussbohrungen; bis Unterkante Terrasse mit Schappe (Bohrdurchmesser 273 mm), im Tertiär als Rammkernbohrung (Bohrdurchmesser 219 mm, Linerdurchmesser 100 mm), Einzelteufen zwischen 13 und 36 m, Σ 322 m,
- Verfüllen der Bohrlöcher mit sauberem Bohrgut (Kies-Sande der Terrasse) und Tonpellets.

Die fachliche Betreuung der Arbeiten erfolgte durch die Geotechnisches Büro GmbH.

Im Unterauftrag der GBD GmbH wurden weiterhin ausgeführt:

- 32 Schwere Rammsondierungen (DPH), Spitzenquerschnitt 15 cm², Fallhöhe 50 cm, Fallmasse 50 kg, Einzelteufen zwischen 7,0 und 25,0 m, Σ 500,9 m; s. Anl. 3, (DPH 14 musste wegen Unklarheiten bezgl. der Betretungserlaubnis bei 7,0 m abgebrochen werden),
- Absteckung / Einmessung der Ansatzpunkte nach Lage und Höhe mittels GPS-Vermessung sowohl durch den AG als auch die Nachunternehmer der GBD GmbH.

Die Lage der Bohr- und Sondieransatzpunkte ist der Anl. 1 zu entnehmen.

4.2 Geotechnische Laborversuche

Zur Bestimmung der klassifizierenden Eigenschaften wurde auf Grund der eigenen Erfahrungswerte nur ein reduziertes Laborprogramm durchgeführt. Folgende Untersuchungen zur Beschreibung der anstehenden Schichtenfolge wurden ausgeführt:



Tab. 1: Zusammenstellung der bodenmechanischen Laborversuche

Gesamtzahl	davon für den Vortrieb	Versuch
14	7	Bestimmung des natürlichen Wassergehaltes nach DIN EN ISO 17892-1,
35	13	Bestimmung der Korngrößenverteilung durch kombinierte Sieb-Schlamm-Analyse nach DIN 18123,
39	22	Bestimmung der Korngrößenverteilung durch Nasssiebung nach DIN 18123,
9	9	Bestimmung der Korngrößenverteilung durch Trockensiebung nach DIN 18123,
10	6	Bestimmung der Grenzwassergehalte nach DIN EN ISO 17892-12,
9	9	Bestimmung des Abrasivitätskoeffizienten nach NF P18-579,
2	1	Bestimmung des Glühverlustes nach DIN EN 17685-1,
1	0	Bestimmung des Kalkgehaltes nach DIN 18129.

Die Ergebnisse aller Untersuchungen sind tabellarisch in Anl. 4.1.1 und die im Bereich der Deichquerung in Anl. 4.1.2 beigefügt. Die Dokumentation der Einzelversuche aus den entlang der Deichquerung entnommenen Proben ist in Anl. 4.2 ff beigefügt.

4.3 Chemische Laborversuche

Aufgrund der noch nicht abgeschlossenen, liegenschaftlichen Abstimmungen wurden weder an den Bodenproben noch am Grundwasser chemische Untersuchungen durchgeführt.

Gutachterlicherseits wird dringend empfohlen, die Ausführung von chemischen Untersuchungen vor der Ausschreibung der Bauarbeiten nachzuholen.

5 Ergebnisse

5.1 Lage und Morphologie

Das Projektgebiet liegt in landwirtschaftlichen Nutzflächen vor und hinter dem Rheindeich an der Ortslage Rheinfeld.

Die Geländehöhen im Bereich des Baufeldes liegen entlang der Rohrleitungstrasse zwischen ca. 38,5 und 39,2 m ü. NHN. Zum Rheinufer fallen die Geländehöhen ab.

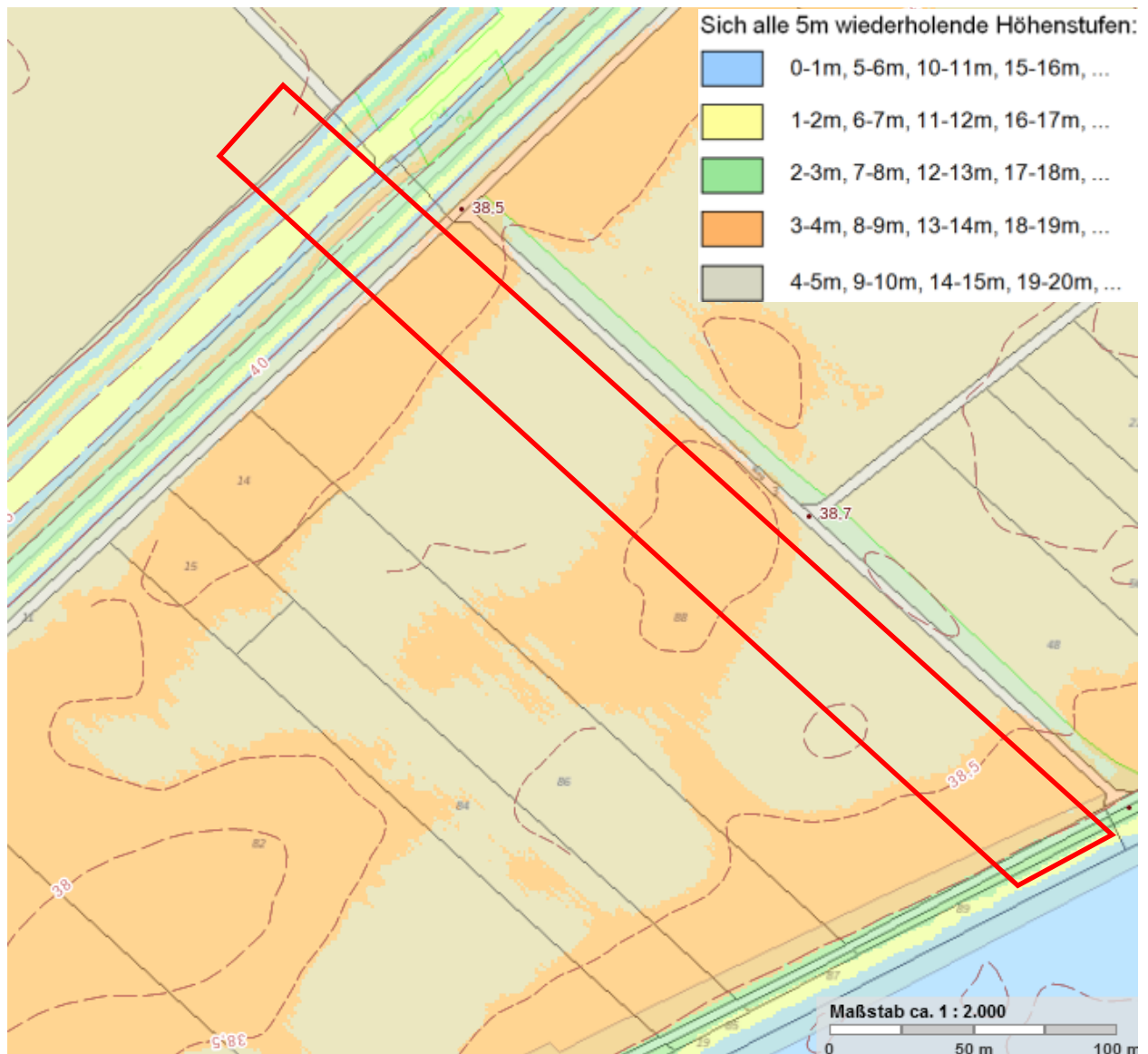


Abb. 4: Auszug aus der TK 5 mit farbig hervorgehobenen Geländestufen (U38)

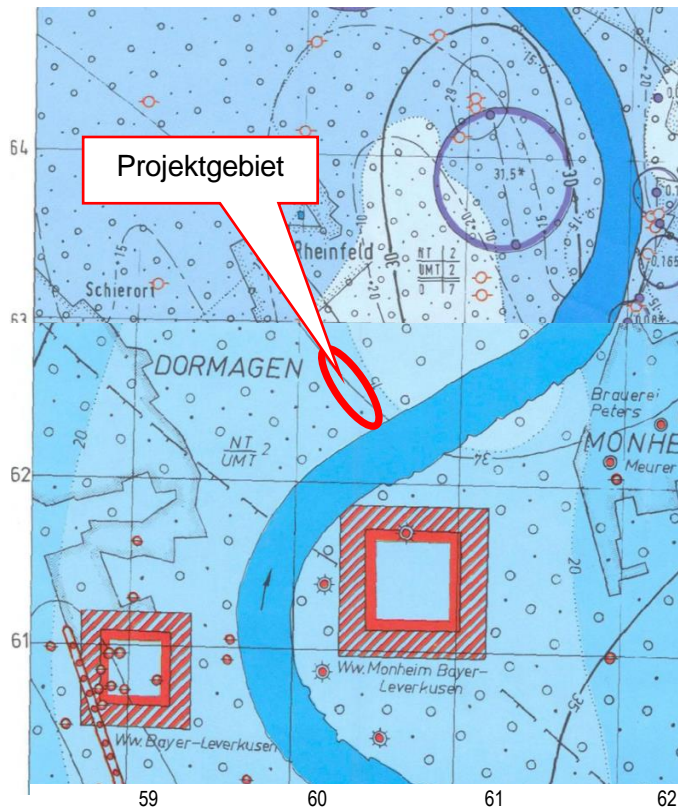
5.2 Geologische und hydrogeologische Verhältnisse

5.2.1 Geologischer Rahmen, Tektonik

Das Projektgebiet liegt im Großraum der Niederrheinischen Bucht. Nach Angaben der Hydrologischen Karte 1:25.000 (U11 und U12) sind im Bereich des gesamten Projektgebietes keine tektonischen Störungen ausgewiesen (vgl. Abb. 5).



Südlich des Projektgebietes liegen die Wasserwerke Bayer-Leverkusen und das Wasserwerk Monheim Bayer Leverkusen mit Entnahmemengen von jeweils mehr als 10 Mio m³/Jahr (U12).



Legende:

Symbole Schichtglieder

- NT Niederterrasse des Rheins
- UMT Untere Mittelterrasse des Rheins
- O Oligozäne Meeressande

Technische Einrichtungen der Wasserwirtschaft:

- Grundwassermeßstellen des Landesgrundwasserdienstes
 - Horizontalbrunnen
 - Brunnengalerie
 - Öffentliche Wasserwerke
 - Vertikalbrunnen
 - Privat- und Industrierwasserwerke
- Förderung in Mio m³/Jahr
- | | | | | | | | |
|----------|----------|---------|---------|-------|-----|-----|------|
| bis 0,01 | 0,01-0,1 | 0,1-0,3 | 0,3-0,5 | 0,5-1 | 1-3 | 3-5 | 5-10 |
|----------|----------|---------|---------|-------|-----|-----|------|
- Bei Förderung von > 10 Mio m³/Jahr ist die Kantenlänge (L) des Quadrates: L = √(Förderung in Mio m³/Jahr) (cm)
- Bei der Gewinnung von Uferfiltrat neben echtem Grundwasser gibt das innere Quadrat den Grundwasseranteil, das äußere die Gesamtförderung an.

Abb. 5: Auszug aus U11 und U12 - Darstellung der Grundwassergleichen und Schichtenfolge im Projektgebiet

5.2.2 Erdbeben

Die DIN 4149 wird in absehbarer Zeit vom Eurocode 8 mitsamt des neuen deutschen Nationalen Anhangs NA:2023-11 baurechtlich abgelöst. Obwohl als Norm bereits zurückgezogen, ist die DIN 4149 bis dahin weiterhin bauaufsichtlich gültig.

Das Projektgebiet liegt nach der derzeit bauaufsichtlich noch zugelassenen DIN 4149 (04/2005) „Bauten in deutschen Erdbebengebieten“ in der Erdbebenzone 1.



Dabei sind nach den Angaben der DIN 4149 die Untergrundklasse¹ T (Übergangsbereiche zwischen den Gebieten der Untergrundklasse R und der Untergrundklasse S sowie Gebiete relativ flachgründiger Sedimentbecken) und die Baugrundklasse² C (grobkörnige (rollige) bzw. gemischt-körnige Lockergesteine in mitteldichter Lagerung bzw. in mindestens steifer Konsistenz) zugrunde zu legen.

In statischen Berechnungen sind somit auch der Lastfall „Erdbeben“ und die Ausführungshinweise der bauordnungsrechtlich noch geltenden DIN 4149 zu berücksichtigen.

Da aktuell eine neue DIN Norm bereits eingeführt ist, die jedoch noch nicht bauaufsichtlich zugelassen ist, wird im Folgenden die Ableitungen der DIN EN 1998-1/NA (11/2023) angegeben.

5.2.3 Bemessung nach den Vorgaben der DIN EN 1998-1/NA (11/2023)

In der aktuellen Fassung der DIN EN 1998-1/NA wurden in Bezug auf die Baugrundeigenschaften folgende Änderungen vorgenommen:

- *die Referenz-Gefährdungskenngröße wurde neu definiert,*
- *Eingangsgößen zur Beschreibung der seismischen Einwirkungen in Form des elastischen Antwortspektrums wurden für die Untergrundverhältnisse neu festgelegt,*
- *die Gefährdungszonenkarte der Bemessungsbeschleunigung wurde durch eine neue (in den Konturen veränderte) Karte der spektralen Antwortbeschleunigung (Fels mit $v_s = 800$ m/s) ersetzt; gleichzeitig wurde eine neue Definition eingeführt für Fälle sehr geringer Seismitizität, bei denen die Regelungen der Normenreihe EN 1998 in der Regel nicht berücksichtigt werden müssen.³*

Der maßgebliche Gefährdungsparameter ist die spektrale Antwortbeschleunigung $S_{aP,R}$ im Plateaubereich des Antwortspektrums für das Untergrundverhältnis A-R. Die räumliche Verteilung der spektralen Antwortbeschleunigung im Plateaubereich $S_{aP,R}$ des Antwortspektrums für die Referenz-Wiederkehrperiode $T_{NcR} = 475$ Jahre ist schematisch in der folgenden Abbildung für den Großraum

¹ ab etwa 20 m Tiefe

² oberflächennahe Schicht des Untergrunds mit einer Tiefe von 3 bis etwa 20 m

³ der kursive Text wurde aus U17 zitiert



der Niederrheinischen Bucht wiedergegeben. Für die anderen Wiederkehrperioden (975 Jahre und 2475 Jahre) wird auf den Normtext verwiesen.

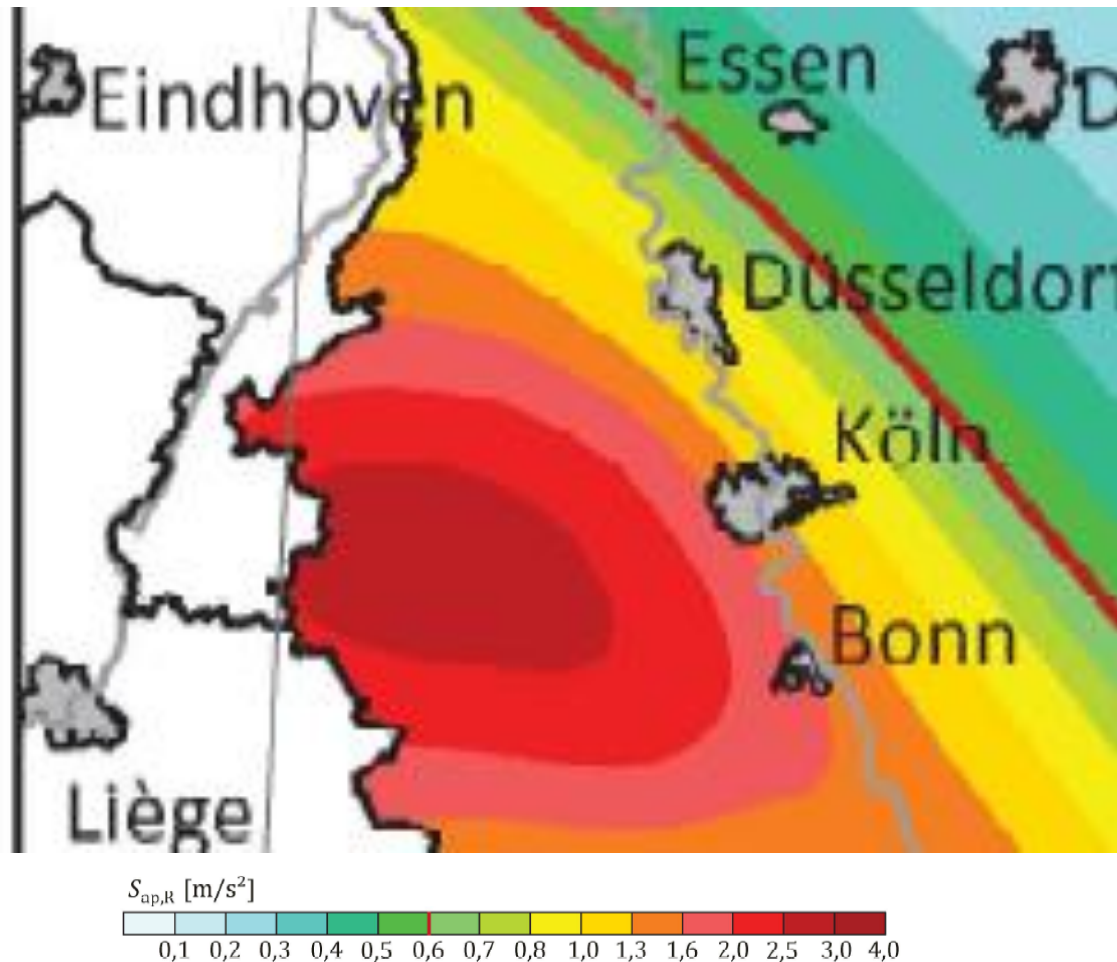


Abb. 6: Darstellung der räumlichen Verteilung der spektralen Antwortbeschleunigung für das Untergrundverhältnis A-R im Plateaubereich $S_{aP,R}$ für eine Wiederkehrperiode $T_{NCR} = 475$ Jahre (Auszug aus U17, Bild NA.1)

Für das Projektgebiet ergibt sich eine spektrale Antwortbeschleunigung in Höhe von

$$S_{aP,R} = 1,1474 \text{ m/s}^2$$

und ein Referenz-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung von

$$a_{gR} = 0,4987 \text{ m/s}^2.$$



Für die **horizontalen elastischen Antwortspektren** gelten die in den folgenden Tabellen aufgeführten Parameter.

Tab. 2: Kontrollperioden zur Beschreibung des elastischen horizontalen Antwortspektrums ($T_{NCR} = 475$ Jahre) nach DIN EN 1998 (dort Tabelle NA.1) U17

Untergrundverhältnis	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A-R	0,10	0,20	2,00
B-R	0,10	0,25	2,00
C-R	0,10	0,30	2,00
B-T	0,10	0,25	2,00
C-T	0,10	0,40	2,00
B-S	0,10	0,40	2,00
C-S	0,10	0,50	2,00

Tab. 3: Bodenparameter S zur Beschreibung des elastischen horizontalen Antwortspektrums nach DIN EN 1998 (dort Tabelle NA.2) U17

Spektralbeschleunigung S_{aPR} m/s^2	Bodenparameter S^a					
	Untergrundverhältnis					
	A-R	B-R	C-R	B-T	C-T	C-S
$S_{aPR} \leq 1,0$	1,00	1,25	1,50	1,05	1,45	1,30
$1,0 < S_{aPR} \leq 2,0$	1,00	1,20	1,30	1,00	1,25	1,15
$S_{aPR} > 2,0$	1,00	1,20	1,15	1,00	1,10	0,95

^a Für das Untergrundverhältnis B-S darf der Bodenparameter S wie bei C-S angenommen werden.

Für die **vertikalen elastischen Antwortspektren** gelten die Parameter in Tabelle 4.

Tab. 4: Parameterwerte zur Beschreibung der vertikalen elastischen Antwortspektren nach DIN EN 1998 (dort Tabelle NA.3) U17

Relation a_{vg}/a_g	Bodenparameter S	Kontrollperioden		
		T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
0,70	1,0	0,05	0,20	1,20



5.3 Angetroffene Schichtenfolge

5.3.1 Beschreibung der Bodenschichten

Nach den durchgeführten Untersuchungen setzt sich das Baugrundprofil aus den folgenden Schichtgliedern zusammen. Bei den Schichten handelt es sich im Einzelnen um (von oben nach unten):

Schicht 1: Oberboden/Auffüllung

Das Bodenprofil setzt i.d.R. mit einer wenige Dezimeter mächtigen Oberbodenschicht ein. Nach der BK50 handelt es sich um einen Vega (Braunauenboden). In den Bohrungen B13, B14 und B16 wurden keine Oberböden i.e.S. angetroffen.

Auffüllungen im Bereich der Rohrtrassen sind auf die Feldwege und den Rheindeich beschränkt.

Der Aufbau des Rheindeiches besteht nach U8 im Bereich der Deichquerung aus einem „Altdeich“ und einer „Deichverstärkung“, die auch als Lärm- und Sichtschutzwall zwischen Deponiestraße und der Ortslage „Rheinfeld“ fungiert (vgl. Abb. 7).

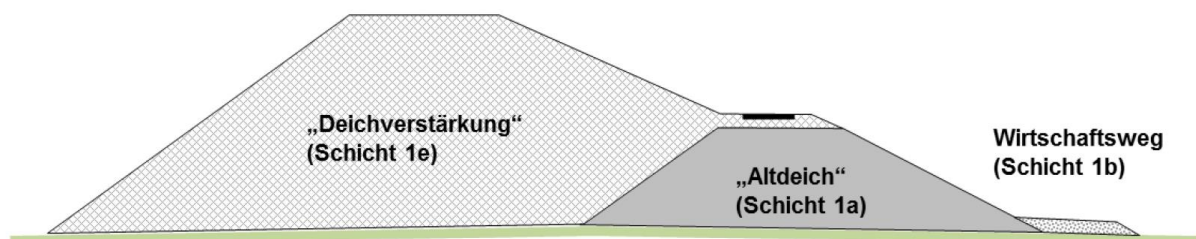


Abb. 7: Genereller Aufbau des Rheindeiches im Bereich der Deichquerung (U8)

Bei den Materialien des Altdeichs handelt es sich nach den Untersuchungen U8 um „bindige und gemischtkörnige Böden, die in ihrer stofflichen Zusammensetzung mehr oder weniger den obersten gewachsenen Bodenschichten (Hochflutablagerungen / Jungholozän- Terrasse) der nahen Umgebung entsprechen. Sie bestehen überwiegend aus feinsandigen, zum Teil tonigen und humosen Schluffen sowie schwach bis stark schluffigen Feinsanden. Bereichsweise enthält das Material schwache anthropogene Beimengungen in Form von Ziegelbruch, Asche, Schlacke oder Kohle. (...)



Grundsätzlich ist davon auszugehen, dass das Altdeichmaterial seinerzeit angepasst an die damaligen technischen Möglichkeiten ohne große Verdichtungsenergie eingebracht worden ist.“

Die im Bereich der Deichquerung vorhandene, landseitige Deichverstärkung wird nach U8 „überwiegend aus sandigen und bereichsweise organischen Schluffen sowie mehr oder weniger schluffigen Sanden,“ aufgebaut, „die geringe bis mäßige Anteile anthropogener Fremdbestandteile (z. B. Kohle, Schlacke, Bauschutt, Keramik) enthalten. Insbesondere zwischen Station ~ 1+100 und ~ 1+700“ (Deichquerung liegt etwa bei 1+500) „sind außerdem mehrere Dezimeter bis Meter mächtige Schichten konzentriert abgelagerter industrieller Produktionsrückstände in Form von Gips und „Kokereirückständen“ (Koks, Asche und Schlacke) erkundet worden. Nach den vorliegenden Bestandsunterlagen [10] soll hier vornehmlich Kesselasche aus dem Kraftwerk der Bayer AG eingebaut worden sein.

(...)

Angaben zur Lagerungsdichte des Deichverstärkungsmaterials liegen nicht vor und es sind keine bodenmechanischen Laborversuche ausgeführt worden.“

Schicht 2: Hochflutablagerungen

Unter dem humosen Oberboden folgen im Bereich der Rohrtrassen Hochflutablagerungen des Rheins bis in eine Tiefe von i.d.R. 2,5 m u GOK bis 6,0 m unter GOK bzw. 32,1 bis 34,9 m ü. NHN, i.M. 33,9 m ü NHN.

Die Ablagerungen setzen sich aus Hochflutlehm (HFL, (stark) sandige, (schwach) tonige Schluffe und stark schluffige Sande) (Abb. 8) und aus Hochflutsanden (HFS, (schwach) schluffige Sande) (Abb. 9) zusammen.

Die Körnungsbänder der Hochflutablagerungen sind in den folgenden Abbildungen wiedergegeben.

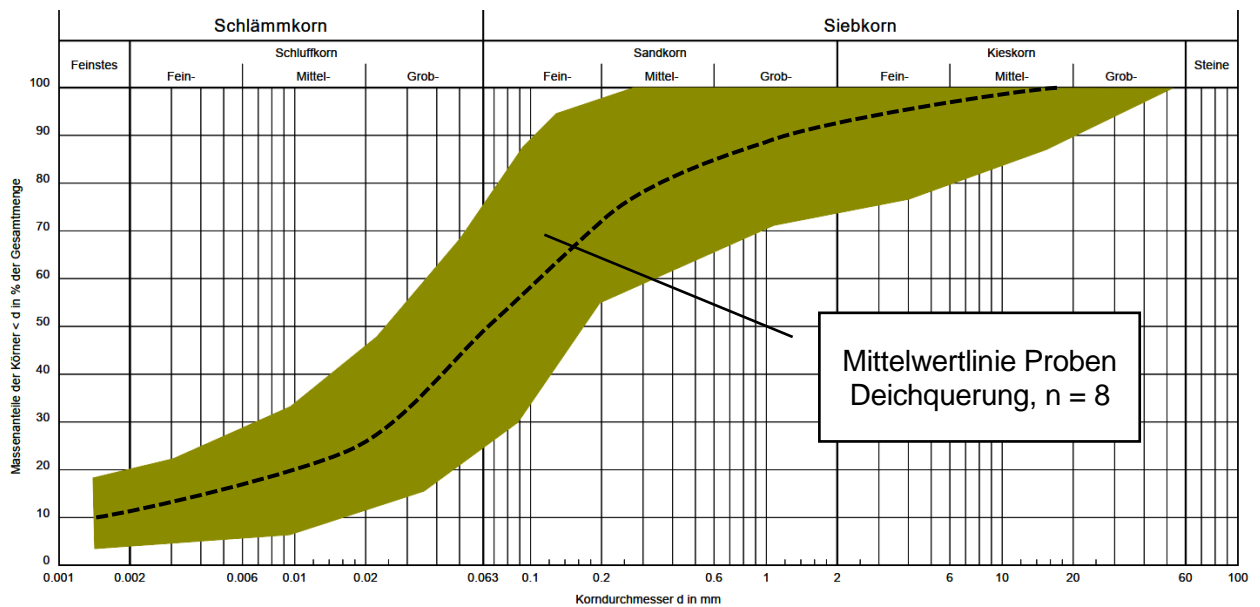


Abb. 8: Kornverteilungsband des Hochflutlehms, HFL (Grundgesamtheit, $n = 13$)

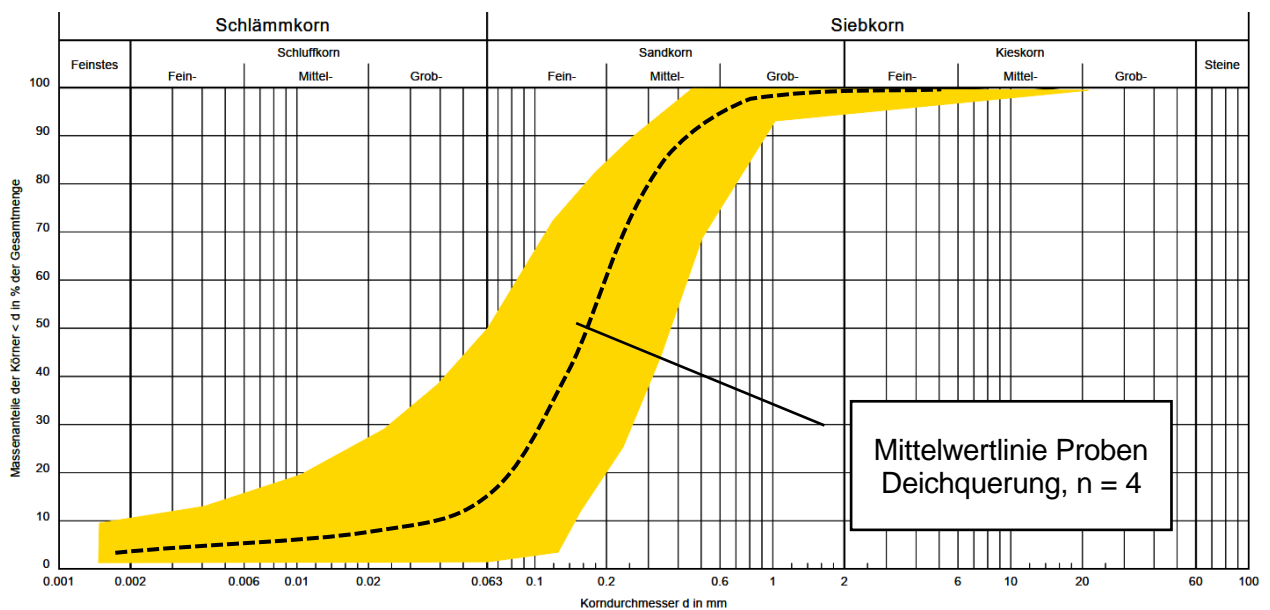


Abb. 9: Kornverteilungsband der Hochflutsande, HFS (Grundgesamtheit, $n = 11$)

Der untersuchte Glühverlust in der Bohrung B10 beträgt 2,5 %. In den übrigen Bohrungen ergaben sich keine Hinweise auf erhöhte organische Gehalte.

Nach dem Plastizitätsdiagramm (s. Abb. 10) ist der Hochflutlehm nach DIN 18 196 als leicht oder mittelplastischer Ton (TL, TM) anzusprechen.

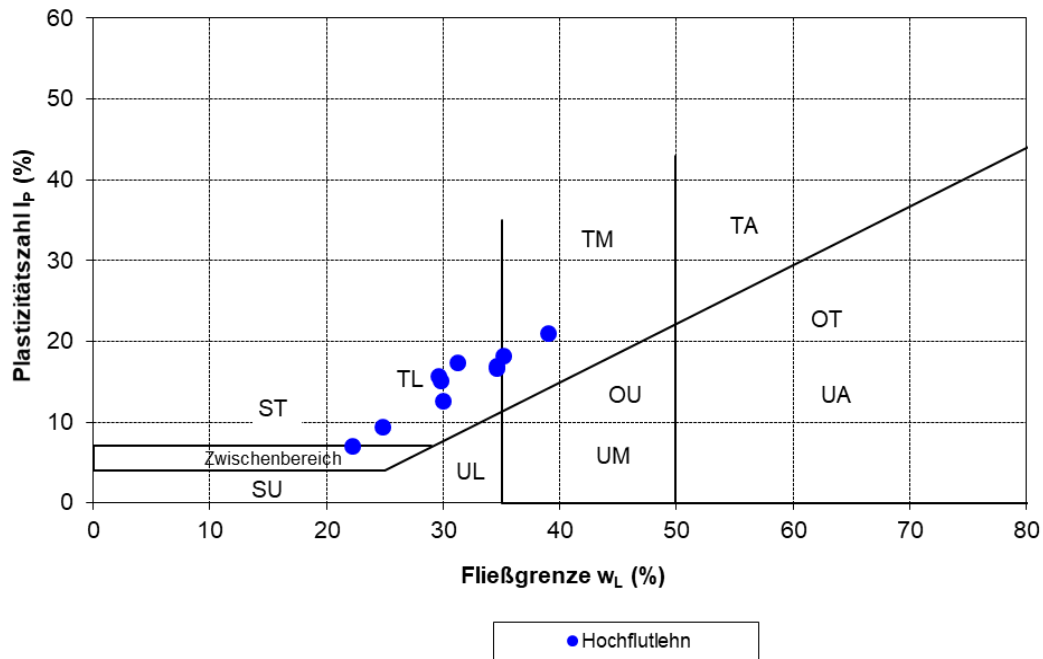


Abb. 10: Plastizitätsdiagramm nach CASAGRANDE des Hochflutlehms ($n = 10$)

Der Hochflutlehm ist **nicht** flächendeckend vorhanden, es dominieren die Hochflutsande.

Schicht 3: Terrassensedimente

Nach der HyK25 folgen unter den Hochflutablagerungen die Niederterrasse und die Untere Mittelterrasse des Rheins (vgl. Abb. 5). Da beide Terrassen lithologisch nicht unterscheidbar sind, werden sie zu einer Schicht, der Terrasse des Rheins, zusammengefasst.

Die Terrasse des Rheins setzt sich aus (schwach bis stark) sandigen Kiesen und (schwach bis stark) kiesigen Sanden zusammen, die untergeordnet schwach schluffig sein können (Abb. 5).

Relativ häufig sind Steine (Kantenlänge < 10 cm), seltener auch Blöcke mit Kantenlängen bis zu 25 cm in die Terrassensedimente eingeschaltet. Örtlich treten Steinlagen mit Mächtigkeiten von bis zu ca. 1 m (vgl. z.B. Fotodokumentation B 16, 7 – 8 m u GOK) auf.

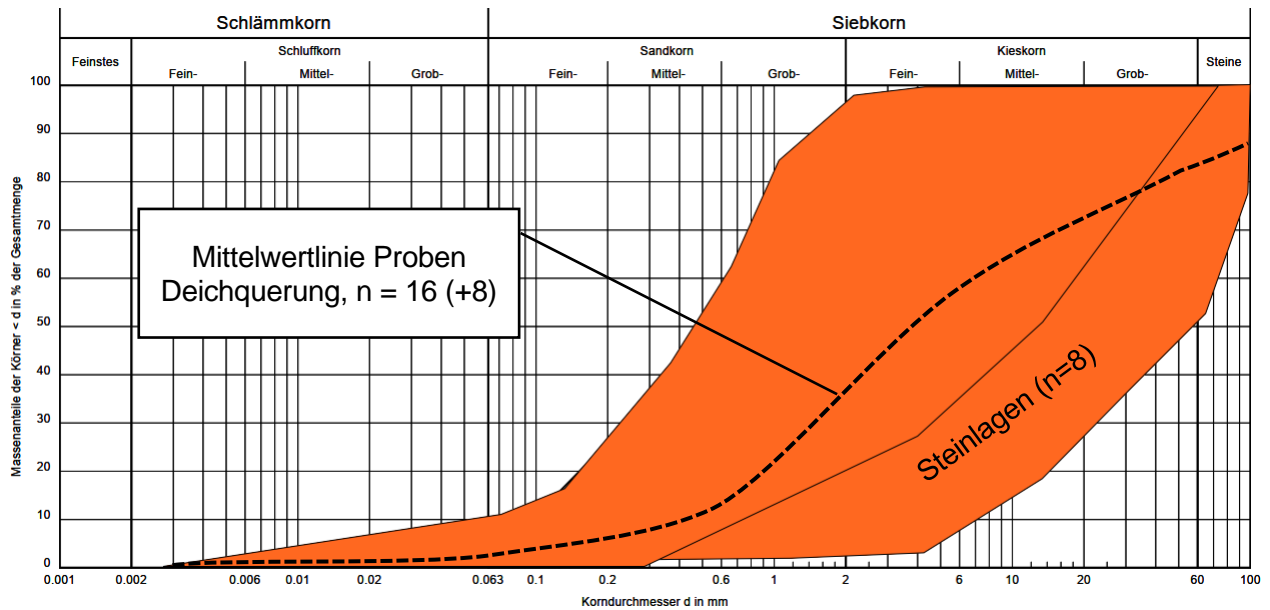


Abb. 11: Körnungsband der Terrasse (Grundgesamtheit, $n = 36$; davon Steinlagen $n = 11$)

Die Kornverteilung und statistische Auswertung an den Proben aus den Steinlagen sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

Tab. 5: Kornzusammensetzung der Proben mit Steinanteil

Aufschluss	Probe	von m	bis m	Mächtigkeit m	Lagen mit Steinanteil				
					U %	S %	G %	Steine %	d_{10} mm
B/DPH B01	E2	9	12,9	3,9	3,8	43,4	52,1	0,7	0,17
B/DPH B02a	E1	11	12	1,0	0	10,7	40,7	48,6	0,16
B/DPH B04	E1	8	10	2,0	0,19	24,53	71,88	3,4	0,38
B/DPH B08a	E1	8	9	1,0	0,3	17,4	68,5	13,8	0,69
B/DPH B12	E2	8	10	2,0	0,32	18,6	70,84	10,24	0,56
B/DPH B12	E3	11	14	3,0	0,63	56,17	39,1	4,1	0,27
B/DPH B13	E1	12	14	2,0	1,66	15,31	69,57	13,46	0,46
B/DPH B14	E1	7	8	1,0	0,2	8	61,9	29,9	4,17
B/DPH B14	E2	16	17	1,0	0,1	2,3	65,2	32,4	7,15
B/DPH B16	E1	14	15	1,0	0,3	19,9	61,3	18,5	0,62
B/DPH B19	E1	16	17	1,0	0,2	10,3	69,6	19,9	1,87
Minimum					0,0	2,3	39,1	0,7	0,2
Maximum					3,8	56,17	71,88	48,6	7,15
Mittelwert aller Proben					0,7	20,6	61,0	17,7	1,5
Median					0,3	17,4	65,2	13,8	0,6
Standardabw.					1,1	15,9	11,9	14,5	2,2



Die d_{10} -Werte in den Steinlagen liegen zwischen 0,46 mm und 7,15 mm bei einem Mittelwert von 1,5 mm für die Gesamtstichprobe (einschl. der beiden Proben am Pumpwerk aus B16 und B19).

Die Böden sind generell als „extrem abrasiv“ einzustufen, die neun ermittelten LCPC Abrasivitätskoeffizienten LAK liegen zwischen 1.200 und 1.540 g/t, der Mittelwert beträgt 1.362 g/t, der Median 1.340 g/t. Damit ist der Verschleiß als „extrem hoch“ einzustufen.

Die Mächtigkeit der Terrasse beträgt etwa 17,0 m bis 22,5 m, die erbohrten Unterkanten liegen bei 17,8 und 12,4 m ü. NHN, im Mittel bei 15,4 m ü. NHN.

Die Terrassensedimente wurden in dichter bis sehr dichter Lagerung angesprochen.

Schicht 4: Oligozän

Das Oligozän (Tertiär) setzt sich bis zur maximalen Untersuchungstiefe von 36 m u GOK sehr einheitlich aus enggestuften mittelsandigen Feinsanden zusammen (Abb. 12), die an der Oberkante der Schichtenfolge teilweise braun, in der Regel und im unteren Abschnitt graue Farben aufweisen.

Die Mächtigkeit des Oligozäns beträgt nach der HyK 25 über 40 m. Die Unterkante der tertiären Sande liegt damit unter -20 m ü NHN.

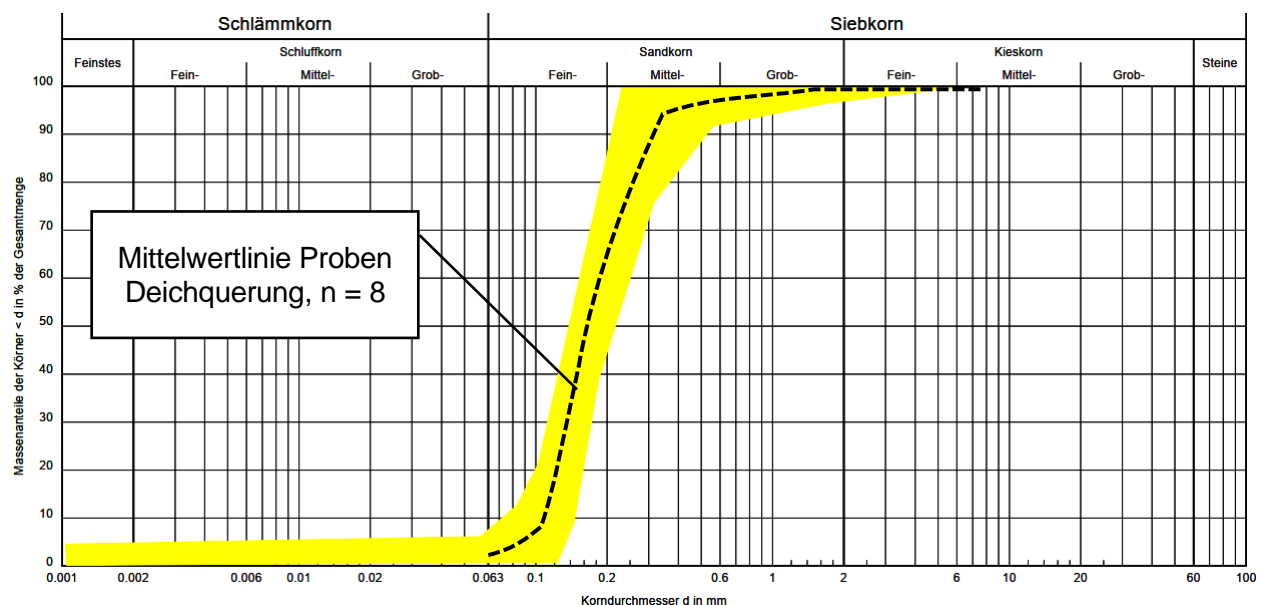


Abb. 12: Körnungsband des Oligozän (n = 23)



Aufgrund ihrer Tiefenlage haben die tertiären Sande für die Vortriebsmaßnahme keine Bedeutung.

5.3.2 Schichtgrenzen

Die in den Aufschlussbohrungen ermittelten Schichtgrenzen sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

Tab. 6: Erbohrte Schichtunterkanten

	Unterkannte [m ü NHN]				
	A / Mu	HFL	HFS	Terrasse	Tertiäre Sande
Minimum	34,4	34,7	32,2	15,7	2,7*
Maximum	38,6	36,7	34,9	19,1	7,4*
Mittelwert	36,6	36,0	34,0	17,9	5,4*
Median	36,6	36,1	34,1	18,4	7,1*

*) max. Bohrtiefe

Die ermittelten Schichtgrenzen der Schichten 1 bis 3 stimmen damit gut mit den veröffentlichten Angaben aus U35 und U37 überein.

Die Vortriebsmaßnahme erfolgt demnach auf gesamter Länge und über den vollen Querschnitt nur in den Terrassensedimenten (vgl. Anl. 2).

5.4 Hydrogeologische Situation

5.4.1 Auswertung von Grundwasserstandsmessungen

In den im Rahmen der Baugrunduntersuchung durchgeführten Maschinenbohrungen wurden die Grundwasserzutritte während der Ausführung der Bohrarbeiten zwischen 7 und 8 m u GOK, also etwa zwischen 31 und 32 m ü. NHN festgestellt. Ein Ausbau der Bohrungen zu Grundwassermessstellen war aus vertragsrechtlichen Gründen nicht möglich.

Die Grundwasseroberfläche im Baubereich liegt nach den Angaben der HYK (U11 und U12) bei ca. 34 m ü NHN (vgl. Abb. 5) und abgeleitet aus dem Grundwassergleichenplan vom April 1988 (GwK 50/88) mit i.d.R. landesweit sehr hohen Grundwasserständen, bei ca. 35 m ü. NHN.

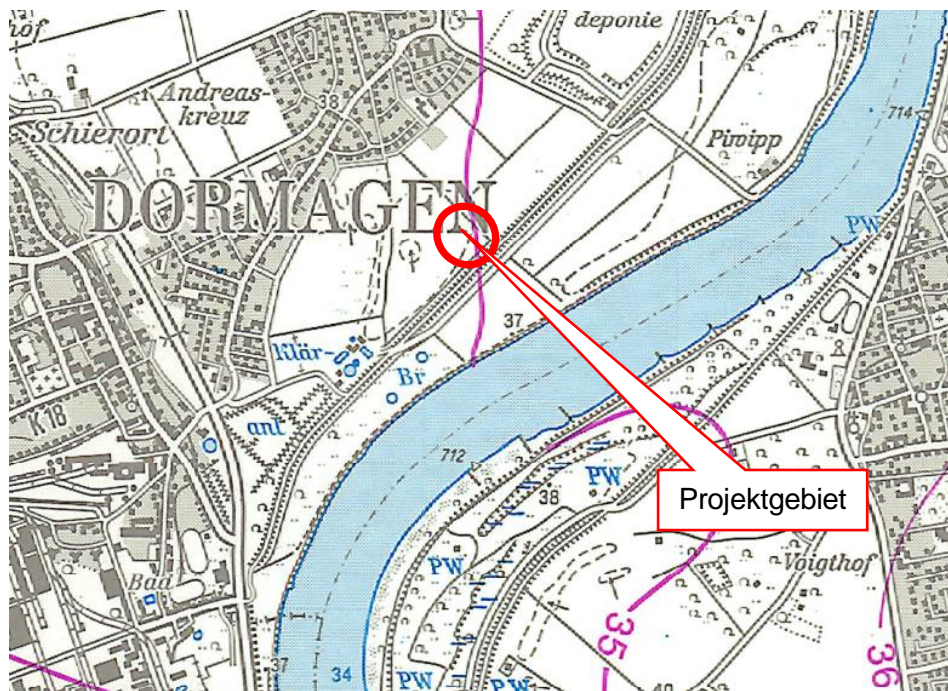


Abb. 13: Auszug aus U13 - Grundwassergleichen (Stand 04/1988, ohne Maßstab)

Zur Bestimmung der Grundwasserspiegelschwankungen wurde auf die in der Nähe des Untersuchungsgebietes vorhandenen Grundwassermessstellen des Landesgrundwasserdienstes (vgl. U35) zurückgegriffen. Die Lage der betrachteten Grundwassermessstellen sind in der folgenden Abbildung wiedergegeben.

Die Auswertung der Grundwasserganglinien zeigt, dass die Grundwasserstände auch kurzzeitig auf Wasserstandsänderungen des Rheins reagieren. So zeigen die Messstellen 86455000, 86454997 und 86456015 die maximalen Grundwasserstände am 29.01.2018 zum Zeitpunkt nach der zweiten Hochwasserwelle des Hochwasserereignisses vom Januar 2018. Die übrigen Messstellen waren zu diesem Zeitpunkt ebenfalls erhöht, erreichten jedoch nicht die Maximalwerte im Messzeitraum.



Abb. 14: Lage der ausgewerteten Grundwassermessstellen nach (U35, ohne Maßstab)

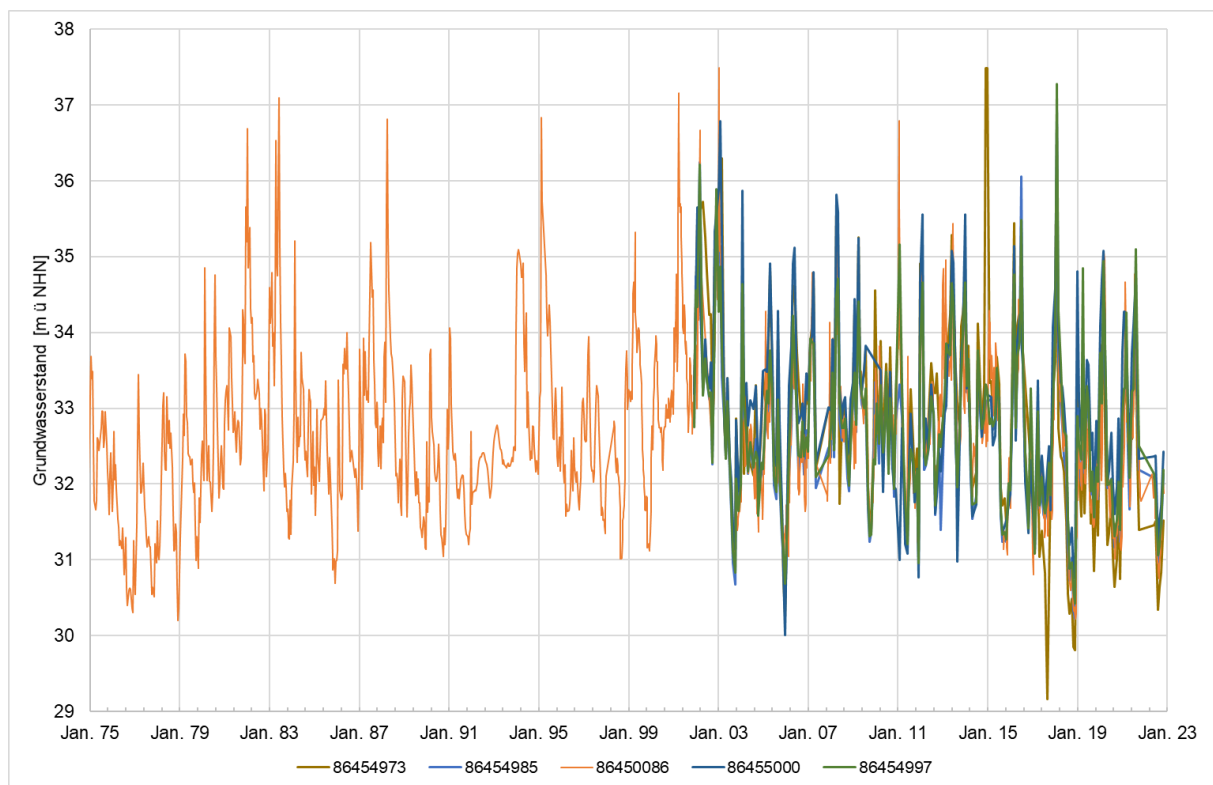


Abb. 15: Ganglinien der Messstellen um die Deichquerung (U35)



Der höchste gemessene Wert im Untersuchungsbereich beträgt in der GWM 86452060 39,63 m ü. NHN (s. Tab. 7) und liegt damit etwa 1,6 m über GOK. Zum Messzeitpunkt lag weder ein Hochwasserereignis vor, noch zeigten die benachbarten Grundwassermessstellen ähnliche Auffälligkeiten. Außerdem beträgt die Messpunkthöhe nach Angaben des LANUV 38,79 m ü. NHN. Der Messwert läge damit oberhalb der Pegeloberkante. Auch für die Messstellen 86454973 und 86454985 weichen ein bzw. zwei Werte der Messreihen von den übrigen Grundwassermessstellen ab. Hier scheint anstatt der Wasserspiegelmessung die Höhe des OK Pegelrohres eingetragen worden zu sein. Die genannten Messwerte blieben auch bei der Festlegung des maximalen Grundwasserspiegels am Pumpwerk durch die Behörde (U10) unberücksichtigt.

Die Auswertung der Grundwasserstände aller Messstellen ist in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

Tab. 7: Statistische Auswertung der Grundwassermessungen

	Anstrom		vor Deich				hinter Deich	Abstrom		
	86454973	86455000	86452060	86454985	86454997	86456015	84807064	86452174	86450086	84807076
GOK [m über NHN2016]	36,68	37,23	38,04	38,53	38,57	38,7	38,89	36,76	39,14	38,79
POK [m über NHN2016]	37,5	38,11	38,79	39,14	39,46	39,49	39,93	37,36	39,44	38,79
Anzahl	217	219	1005	233	233	233	1661	1860	2299	1661
Minimum	29,16	30,01	26,36	30,23	30,42	30,29	29,93	27,82	27,97	28,31
Maximum aller Werte	37,49	36,93	39,63	39,13	37,28	37	37,25	36,8	37,49	36,45
Differenz	8,33	6,92	13,27	8,9	6,86	6,71	7,32	8,98	9,52	8,14
Median	32,77	32,93	32,02	32,59	32,68	32,49	32,13	32,54	32,51	31,99
Mittelwert	32,83	32,98	31,85	32,68	32,76	32,58	32,35	32,49	32,47	32,19
Maximum ohne Ausreißer	36,30		37,33	36,24						

Die Mittelwerte der Grundwasserspiegelmessungen liegen zwischen 31,85 m ü. NHN und 32,98 m ü. NHN und weisen damit eine für die Größe des betrachteten Untersuchungsbereiches gute Übereinstimmung auf.

Die Maximalwerte (ohne die o.g. Ausreißer) liegen zwischen 36,24 m ü. NHN und 37,49 m ü. NHN. Bei hohen Grundwasserständen liegt die Grundwasseroberfläche damit bereits in den Hochflutablagerungen. Bei bindiger Ausbildung (Hochflutlehm) kann der Grundwasserspiegel dann örtlich gespannt oder halbgespannt sein.

Für den Rhein auf Höhe des Entnahmebauwerkes ist den Planungsunterlagen ein NNW von 30,96 m ü. NHN und ein BHQ₂₀₀₄ von 42,45 m ü. NHN zu entnehmen.



Sehr niedrige Grundwasserstände liegen seit 1975 bei gut 31 m ü. NHN, einzelne Werte minimal bis ca. 30,2 m ü. NHN. Der temporäre Abfall der Grundwasserstände vor 1975 wird auf größere Grundwasserentnahmen im Nahbereich zurückgeführt (vgl. a. jährl. Entnahmemengen nach Abb. 5).

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die Rohrtrassen mit Rohrsohlen zwischen 26,75 m ü NHN und 27,36 m ü NHN – auch unter Berücksichtigung jahreszeitlicher Schwankungen – durchgehend unter dem Grundwasserspiegel liegen.

5.4.2 Durchlässigkeit

Es wird darauf hingewiesen, dass die **Hochflutlehme** keine durchgehende Grundwasserdeckschicht ausbilden.

Die Durchlässigkeiten der Schichten wurden aus den Kornverteilungen mit dem Programm GGU-Sieve (V16.31) bestimmt. Die Auswertung erfolgt dabei für die Hochflutsande und die Terrassensedimente programmintern auf der Grundlage des Merkblattes „Anwendung von Kornfiltern an Bundeswasserstraßen (MAK) der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) in Karlsruhe (2013)“ und unter Berücksichtigung der Gültigkeitsgrenzen.

Für die enggestuften oligozänen Feinsande erfolgte die Bestimmung nur nach dem Verfahren nach BEYER.

Die Einzelwerte und die gewählte Berechnungsgrundlage können den Kornverteilungen der Anlage 4 entnommen werden. Die statistische Auswertung ist in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

Tab. 8: Zusammenstellung der Durchlässigkeiten der verschiedenen Schichtglieder
(alle Werte in m/s)

	Hochflutlehm	Hochflutsand	Terrassensedimente	Oligozäne Sande
Anzahl	13	11	36	23
Minimum	$2,20 \cdot 10^{-07}$	$1,40 \cdot 10^{-07}$	$3,20 \cdot 10^{-05}$	$7,30 \cdot 10^{-05}$
Maximum	$7,80 \cdot 10^{-06}$	$1,90 \cdot 10^{-04}$	$8,30 \cdot 10^{-01}$	$1,90 \cdot 10^{-04}$
Geometrisches Mittel	$7,24 \cdot 10^{-07}$	$5,68 \cdot 10^{-06}$	$1,88 \cdot 10^{-03}$	$1,27 \cdot 10^{-04}$
Median	$4,10 \cdot 10^{-07}$	$7,80 \cdot 10^{-06}$	$7,50 \cdot 10^{-04}$	$1,40 \cdot 10^{-04}$
Standardabw.	$3,30 \cdot 10^{-06}$	$6,92 \cdot 10^{-05}$	$1,42 \cdot 10^{-01}$	$3,54 \cdot 10^{-05}$



5.4.3 Bemessungswasserspiegel

Für die Deichquerung sind vor allem die Grundwasserspiegelmessungen der Messstellenpaare 86454973 und 86455000 am Rheinufer, 86454985 und 86454997 am rheinseitigen Deichfuß und die Messstelle 86450086 im Deichhinterland maßgebend (vgl. Abb. 14). Die Auswertung der Grundwasserspiegelmessungen ist in der folgenden Tabelle zusammengestellt (vgl. Tab. 9). Dabei wurden die oben genannten, unplausiblen Werte bei der Auswertung nicht berücksichtigt.

Tab. 9: ermittelte Grundwasserstände entlang der Deichquerung

	Messstelle	86454973	86455000	86454985	86454997	86450086
Anzahl Messungen	-	217	219	232	233	2299
Minimum	m ü. NHN	29,16	30,01	30,23	30,42	27,97
Maximum (*ohne Ausreißer)	m ü. NHN	36,30*	36,93	36,24*	37,28	37,49
Median	m ü. NHN	32,77	32,93	32,58	32,68	32,51
Mittelwert	m ü. NHN	32,83	32,98	32,65	32,76	32,47

Der maximal gemessene Grundwasserspiegel im Bereich der Rohrleitungstrasse wurden nach Tab. 9 mit 37,5 m ü. NHN und der niedrigste Wasserspiegel mit 29,1 m ü. NHN gemessen. Diese Werte können auf der sicheren Seite liegend als Grundlage für die Bemessungssituation BS-T herangezogen werden.

Für die Bemessungssituation BS-A ist das BHQ2004 von 42,45 m ü. NHN als maximaler Wasserspiegel (BS-A) zu berücksichtigen.

Für den Endzustand, BS-P, werden unter Berücksichtigung eines geringen Sicherheitszuschlages folgende Bemessungsgrundwasserspiegel empfohlen:

Maximalwert von 37,8 m ü. NHN
Minimalwert von 28,9 m ü. NHN

5.4.4 Betonaggressivität / Stahlaggressivität

Angaben zur Beton- und Stahlaggressivität des Grundwassers liegen nicht vor. Beprobungen des Grundwassers konnten wegen fehlender Genehmigungen nicht ausgeführt werden.



5.4.5 Wasserwirtschaft

Das Projektgebiet liegt nicht in einem ausgewiesenen oder geplanten Trinkwasserschutzgebiet.

Das Rheinvorland liegt bis zum Deich im festgesetzten Überschwemmungsgebiet des Rheins.

5.5 Bodenfestigkeit, Tragfähigkeit

Im Rahmen der Baugrunduntersuchungen wurden direkt neben den Maschinenbohrungen Schwere Rammsondierungen zur Bestimmung der Tragfähigkeit der oberflächennahen Schichtenfolge ausgeführt. Aufgrund der mit der Tiefe zunehmenden Lagerungsdichte der Terrassensedimente wurden in den Bohrungen unterhalb der Endtiefe der Rammsondierungen Bohrlochrammsondierungen (BDP, ehem. SPT) ausgeführt.

In der folgenden Abbildung sind die über 50 cm gebildeten Mittelwerte aller Sondierungen sowie die Minima und Maxima und der Median der Sondierungen für 10 cm Eindringtiefe der Sondenspitze in 0,5 m Schritten aufgetragen. Es wird darauf hingewiesen, dass die Ergebnisse der über alle Sondierungen gemittelten Schlagzahlen durch die Schwankungsbreite der Schichtmächtigkeiten beeinflusst werden.

Der signifikante Rückgang der Werte unterhalb von 31 bis 32 m ü. NHN ist auf den die Schlagzahlen in rolligen Böden verringernden Einfluss des Grundwassers zurückzuführen. Die Schlagzahlen der Schweren Rammsonde unter dem Grundwasserspiegel ($N_{10,u}$) können für weitgestufte Sand-Kies-Gemische ($U \geq 6$) näherungsweise nach der Formel

$$N_{10,u} = 1,2 + N_{10,\bar{u}} + 4,5$$

umgerechnet werden. Die Formel ist dabei im Schlagzahlbereich $3 < N_{10,u} < 50$ gültig. Die für den Bereich unter dem Grundwasserspiegel umgerechneten Schlagzahlen sind in der folgenden Abbildung strichliniert dargestellt.

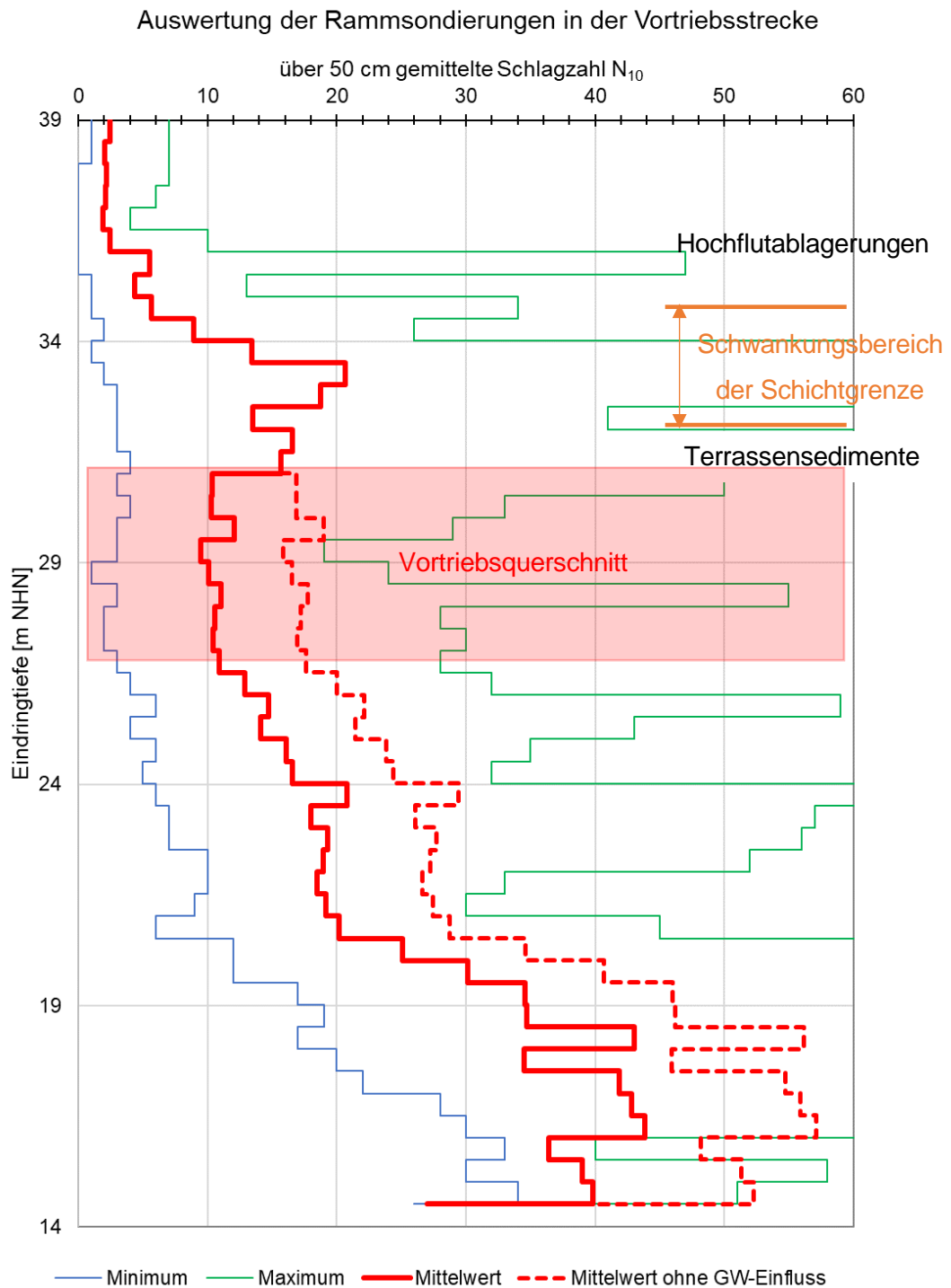


Abb. 16: Gemittelte Schlagzahlen der Schweren Rammsondierungen (DPH) über die Tiefe

Eine Korrelation der Lagerungsdichten und Vergleich der verschiedenen Aufschlussmethoden ist in der folgenden Abbildung wiedergegeben.



Lagerungsdichte nichtbindiger Böden	Spitzendruck CPT q_c [MN/m ²]	Eindringwiderstand			
		DPH N_{10} [-]	DPM N_{10} [-]	DPL N_{10} [-]	BDP / SPT N_{30} [-]
sehr locker	-	≤ 1	≤ 4	≤ 6	≤ 3
locker	< 5 (7,5)	1 – 4	4 – 11	6 – 10	3 – 8
mitteldicht	5 (7,5) – 10 (15)	4 – 13	11 – 26	10 – 50	8 – 25
dicht	10 (15) – 20 (25)	13 – 24	26 – 44	50 – 64	25 – 42
sehr dicht	> 20 (25)	> 24	> 44	> 64	42 – 58

Abb. 17: Empirische Korrelationen zwischen den Sondierergebnissen verschiedener Sonden und der Lagerungsdichte nichtbindiger Böden (U27)

In den oberen 4,5 – 6,5 m **der Hochflutablagerungen** liegen die Schlagzahlen i.d.R. zwischen 1 bis 4 Schlägen für 10 cm Eindringung der Sondenspitze und belegen damit eine nur weiche Konsistenz bzw. eine nur lockere Lagerung und sehr eingeschränkte Tragfähigkeitseigenschaften.

Innerhalb der **Terrassensedimente** steigen die Schlagzahlen zunächst auf ca. 20 Schläge für 10 cm Eindringung der Sondenspitze an, um im Bereich der Grundwasserwechselzone auf Werte von etwa 13 Schlägen abzunehmen. Ab 13 m u GOK liegen die um den Einfluss des Grundwassers bereinigten Schlagzahlen dann wieder über 20 Schlägen und steigen dann weiter an. Die Schlagzahlen belegen damit durchgehend eine dichte bis sehr dichte Lagerung und gute bis sehr gute Tragfähigkeitseigenschaften.

Die **oligozänen Sande** wurden mit den Schweren Rammsonden nicht mehr erreicht (vgl. Anl. 2). Die Schichtgrenze liegt hier unter dem von den Rammsondierungen erreichten Tiefenniveau und auch unterhalb des Vortriebsquerschnittes, so dass auf eine detaillierte Beschreibung verzichtet werden kann.

Wie die Schweren Rammsondierungen zeigen die zehn in den Terrassensedimenten ausgeführten BDP Schlagzahlen mit Werten $N_{30} \gg 15$ Schläge unter Berücksichtigung des Grundwassereinflusses eine mindestens dichte Lagerung an. Nur an der im Rhein gelegenen Bohrung B01 am Entnahmehauwerk gehen die Schlagzahlen bis auf $N_{30} \approx 15$ zurück und weisen damit nach Abb. 17 eine mitteldichte Lagerung auf.



5.6 Bodenklassifizierung, Wasser- und Frostempfindlichkeit

Im Untersuchungsbereich ist mit den in Tab. 10 angegebenen Bodengruppen nach DIN 18196 sowie Bodenklassen nach DIN 18319 (2012) zu rechnen. Ferner werden die Bodenschichten nach ihrer Frostempfindlichkeit (ZTVE-StB 17) beurteilt.

Tab. 10: Bodengruppen, Bodenklassen und Frostempfindlichkeit

Schicht	Bodengruppen nach DIN 18196	Bodenklassen nach DIN 18319 (2012)	Frostempfindlichkeit nach ZTVE-StB 17
1 Auffüllung / Oberboden	A, Mu [OU, OH, UL, SU*, SU, GU, GU*]	nicht relevant	sehr frostempfindlich (F3)
2 Hochflutlehm Hochflutsand	TL, TM, SU* SE, SU	LBM 1-2, LN 1-2, LNW1-2	nicht bis sehr frostempfindlich (F1- F3)
3 Terrassensedimente	SI, GI, SE, GW, SW	LNW 2, LNW 3, S1 bis S3	nicht frostempfindlich (F1)
4 Tertiäre Sande	SE	LNE 2, LNE 3	nicht frostempfindlich (F1)

Die Zuordnung nach VOB C in Homogenbereiche mit entsprechenden bodenmechanischen Kennwerten ist als Anlage 5 beigefügt.

Weitgehend schluffiges und toniges Bodenmaterial ist wegen des Korngrößenanteils $< 0,06$ mm wasserempfindlich. Bei Wasserzutritt in Verbindung mit mechanischer Beanspruchung können diese Böden unter Festigkeitsverlust in fließende Bodenarten übergehen. Sie sind ferner sehr frostempfindlich (Klasse F3 nach ZTVE-StB 17).

5.7 Bodenkennwerte

Die Bodenkennwerte werden nach den Ergebnissen der Material- und Konsistenzansprache in den Kleinrammbohrungen, dem Bohrwiderstand, den Ergebnissen der Rammsondierungen, den bodenmechanischen Laboruntersuchungen und nach Erfahrungswerten abgeschätzt. Den für das Bauvorhaben maßgebenden Bodenschichten können folgende Kennwerte zugeordnet werden:



Tab. 11: Mittlere charakteristische Bodenkennwerte

Schicht	Wichte γ_K / γ'_{K}	Steifemodul $E_{s,K}$	Reibungswinkel φ'_{K}	Kohäsion c'_{K}
	[KN/m ³]	[MN/m ²]	[°]	[KN/m ²]
Hochflutlehm	18 / 9	5	25	3
Hochflutsand	17 / 9	10	30,0	0
Terrasse	18 / 11	100	35	0
Oligozän	19 / 11	80	35	0

5.8 Bohr- und Rammpbarkeit

Die Bohrbarkeit ist in den erkundeten Bodenschichten grundsätzlich gegeben.

In den Terrassensedimenten können die Rammwiderstände sowohl mit der Tiefe als auch in innerhalb der Schicht wegen der vertikal und horizontal ungleichmäßig verteilten, größeren Einzellagen so stark ansteigen, dass die Terrassensedimente als „nicht rammpbar“ einzustufen sind.

Für in die Terrassensedimenten einbindende Spundwände sind daher Austauschbohrungen vorzusehen.

6 Empfehlungen für die Bauausführung

6.1 Konzept der Vortriebe, Allgemeines

Aufgrund der örtlichen Gegebenheiten kommt für die Rohrverlegung bevorzugt der unterirdische Rohrvortrieb in Betracht.

Für die Rohrvortriebsarbeiten sind die Vorgaben der DIN 18319 (U22), das Arbeitsblatt ATV A 125 (Rohrvortrieb) sowie die Empfehlungen der Deutschen Gesellschaft für grabenloses Bauen (GSTT) zu berücksichtigen.



Bauschäden bei Rohrvortriebsarbeiten können an unterfahrenen

- Straßen, Wegen, Plätzen,
- Ver- und Entsorgungsleitungen,
- Bauwerken,

sowie an benachbarten

- Ver- und Entsorgungsleitungen,
- Bauwerken,

vor allem durch

- Setzungen durch den Überschneidung des Schildes und den Bodenverlust beim Eindringen des Schildes in das Gebirge,
- Grundwasserabsenkung und
- Rammerschütterungen

entstehen. Sie werden im Folgenden mit ihren Auswirkungen auf die Maßnahme kurz beschrieben:

Setzungen durch den Überschneidung des Schildes und den Bodenverlust beim Eindringen des Schildes

Hierbei handelt es sich um unvermeidbare Setzungen, die fast ausschließlich von den Parametern Rohraußendurchmesser, Überdeckungshöhe, Bodenkennwerte aber auch maßgebend von der Vortriebstechnik beeinflusst werden. Durch eine entsprechende Wahl des Überschneidung, der Schmierung und die anschließende Verdämmung des Ringspaltes lassen sich diese Setzungen zwar nicht vollständig verhindern, jedoch deutlich reduzieren. Die ausführende Firma sollte daher im Vorfeld der Baumaßnahme Angaben zu den durch das von ihr vorgeschlagene Bauverfahren zu erwartenden Setzungen machen.

Setzungen infolge von Grundwasserabsenkung

Schäden durch Grundwasserabsenkungsmaßnahmen sind nicht spezifisch für Rohrvortriebe, da sie in gleicher Weise auch bei anderen Bauverfahren auftreten können. Da beim Rohrvortrieb und/oder Microtunneling die Ortsbrust durch das Fördermedium bzw. Druckluft gestützt wird, findet im Normalfall kein nennenswerter Grundwasserentzug statt.

Rammerschütterungen

Aufgrund der Lage der Baumaßnahme abseits von weiterer Bebauung sind Schäden durch Rammerschütterungen nicht relevant.



6.2 Empfehlungen für die Vortriebsverfahren

Aufgrund der einheitlichen Rohrdurchmesser und der sehr einheitlichen Baugrundbedingungen ergeben sich folgende Empfehlungen für die drei Rohrtrassen.

- Bedingt durch die relativ geringen Sohlgefälle kommen für die Arbeiten nur steuerbare Verfahren mit Schildmaschinen (SM) in Betracht.
- Nach den vorliegenden Unterlagen (vgl. Anl. 2) liegt die Überdeckung bis auf den Nahbereich des Rheinuferes (ca. 20 m) bei mehr als 7,8 m und damit mehr als dem Zweifachen des Außendurchmessers. Mit dieser Überdeckung ergeben sich nach U24 keine Einschränkungen bezüglich der Wahl des möglichen Vortriebsverfahrens.
- Aufgrund der sehr hohen Durchlässigkeiten scheidet druckluftunterstützte Teilschnittmaschinen aus. Stattdessen wird die Verwendung von Vollschnittmaschinen mit vollflächigem Abbau und Flüssigkeitsstützung und Druckluftpolster (Mix-Schild) empfohlen. Die mit den genannten Verfahren maximalen Vortriebslängen liegen nach U24 zwischen 500 m und 800 m und reichen damit für das vorliegende Projekt bei Weitem aus.
- Für die Zerkleinerung größerer Steine sind dimensionierte Brecheranlagen (Backen- oder Walzenbrecher) vorzusehen.
- Es wird darauf hingewiesen, dass um einen unkontrollierten Spülverlust zu verhindern, ggfs. Zusätze zur Bentonitsuspension erforderlich werden. Diese Zuschlagstoffe sind während der Vortriebsarbeiten auf der Baustelle vorzuhalten.
- Die Standsicherheit der Ortsbrust muss entsprechend dem gewählten Verfahren nachgewiesen werden.
- Für die Auslegung der Separieranlage wird auf das Körnungsband der Schichtenfolge (Kap. 5.2.2) verwiesen.
- Es muss sichergestellt werden, dass nicht mehr Boden an der Ortsbrust entnommen wird, als es der Rohrquerschnitt ergibt. Die bei dem Vortrieb geförderten Abbaumengen sollten durch geeignete Verfahren gemessen und dokumentiert werden.

6.3 Hinweise für die Bauausführung, Schmierung des Vortriebs

Für die Ausfahr- und Einfahrtvorgänge sind vor den Baugruben Dichtungsplomben z.B. durch Hochdruckinjektionen und/oder Austauschbohrungen mittels überschrittener Bohrpfähle vor den Ein-



bzw. Ausfahröffnungen herzustellen. Eine Absenkung des Grundwasserspiegels bis zum vollständigen Einpressen der Maschinenrohre und der Herstellung der Brillenwanddichtungen ist alternativ möglich, wird aufgrund der zu erwartenden hohen Wassermengen gutachterlicherseits jedoch nicht empfohlen.

Um Umläufigkeiten entlang des Rohrstranges im Bauzustand zu verhindern, sollte die Brillenwanddichtung an der Pumpwerkbaugrube für einen äußeren Wasserdruck von 42,5 m ü NHN (max. Rheinhochwasser) bemessen werden.

Aufgrund der geringen bindigen Anteile innerhalb der Terrassensedimente wird das Risiko einer Verklebung der Abbauwerkzeuge sowie der Transportleitungen bzw. ein Verschmieren der Förderbänder als gering angesehen.

Auf die extreme Abrasivität der im Ausbruchquerschnitt anstehenden Böden (vgl. Kap. 5.3.1) wird besonders hingewiesen.

Um die Mantelreibung entlang des Vortriebsstranges zu reduzieren, wird der Einsatz von Gleit- und Stützmitteln empfohlen. Die Schmiermittel dienen v.a. dazu, den Reibungswiderstand zwischen Rohrstrang und Baugrund zu vermindern sowie eine gleichmäßige Andrückkraft durch Vermeidung eines ruckartigen Vortriebs sicherzustellen.

Durch die Injektion des Schmiermittels kann der Ringspalt (im Lockergestein üblicherweise mind. 20 mm) i.d.R. durchgehend offen gehalten werden, so dass auch Verformungen an der GOK durch den Überschnitt klein gehalten werden können.

Hierfür ist jedoch eine weitestgehend gleichförmige Druckbeaufschlagung erforderlich, die bevorzugt über ein automatisches Schmiersystem erreicht wird. In Abhängigkeit von der Vortriebslänge werden Abstände der Schmierstationen bei dem Einsatz von Bentonitsuspensionen von ca. 10 m bis 15 m empfohlen.

Der Bentonitanteil in einem m³ Suspension ist abhängig von der Sieblinie des Bodens. Maßgebend ist hierbei der Korndurchmesser d_{25} . Nach den vorliegenden Kornverteilungsanalysen schneidet die Mittelwertlinie bei etwa 1,2 mm den d_{25} -Wert (vgl. Abb. 11). Nach Abb. 18 liegt damit der mittlere



Bentonitgehalt etwa zwischen 40 kg/m^3 bis 60 kg/m^3 . Im Bereich größerer Lagen kann die erforderliche Bentonitmenge entsprechend ansteigen. Der Mindestgehalt an Bentonit sollte aus Gründen der Stabilität der Suspension 40 kg/m^3 nicht unterschreiten.

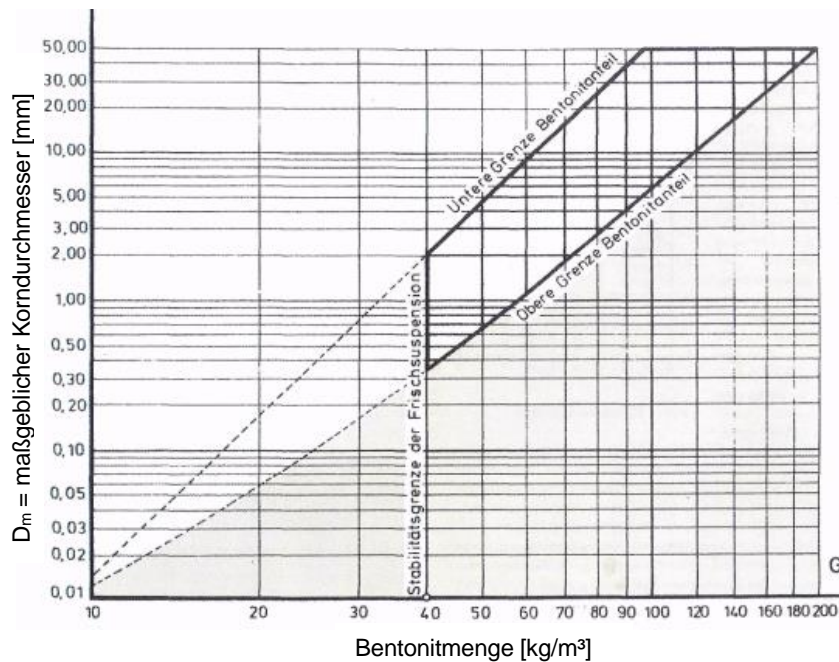


Abb. 18: Bentonitanteil in einem m^3 Suspension in Abhängigkeit vom maßgeblichen Korndurchmesser (U29)

Nach Erfahrungswerten kann beim Einsatz automatischer Schmiersysteme auf der Basis von Bentonitsuspensionen die Mantelreibung auf Größenordnungen $\leq 1 \text{ kN/m}^2$ reduziert werden.

Um die Pressendücke in der Startbaugrube weiter zu vermindern, können z.B. zusätzlich Zwischenpress- bzw. Dehnerstationen eingesetzt werden.

7 Auswirkungen auf den Deich und querende Leitungen, Beweissicherung

Da ein Rohrvortrieb i.d.R. nicht völlig setzungsfrei zu realisieren ist, wird empfohlen, insbesondere die in einem Abstand unter dem 2-fachen des Außendurchmessers unterquerten Leitungen während der Maßnahme durch engmaschige Setzungsbeobachtungen zu kontrollieren.



Nach einer Abschätzung auf der Grundlage von Erfahrungswerten ergibt sich nach SCHERLE (1977) ein Einflussbereich des Rohrvortriebs, der der halben Höhe zwischen Rohroberkante und dem Bezugsniveau zzgl. des Rohrdurchmessers entspricht. Je geringer die Überdeckungshöhe desto kleiner wird der Einflussbereich und desto größer werden die darin auftretenden Setzungen (Abb. 19).

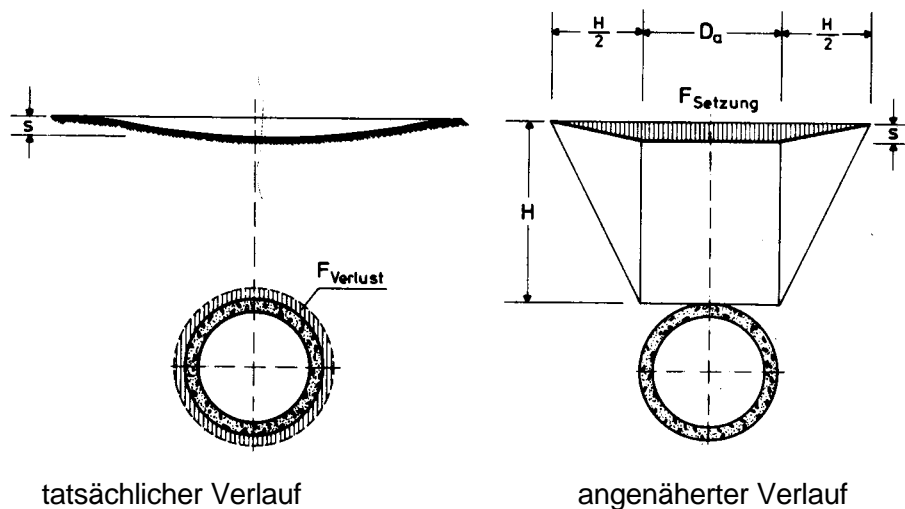


Abb. 19: Schematischer Setzungsverlauf nach SCHERLE

Für die Abschätzung der möglichen Setzungen an der Geländeoberfläche sind in Anlage 6 Berechnungen nach den Formeln nach SAGASETA sowie O'REILLY & ROGERS (zit. in U31) für die Deichquerung und für die querenden Leitungstrassen beigefügt.

In den Berechnungen nach O'REILLY & ROGERS, die eine Anpassung der Formeln von SAGASETA an den Bodenverlust beim Rohrvortrieb darstellen, ist auch berücksichtigt, dass der Boden auch an der Oberfläche Scherbelastungen erfahren kann.

Die Berechnungen erfolgen nach den Formeln:

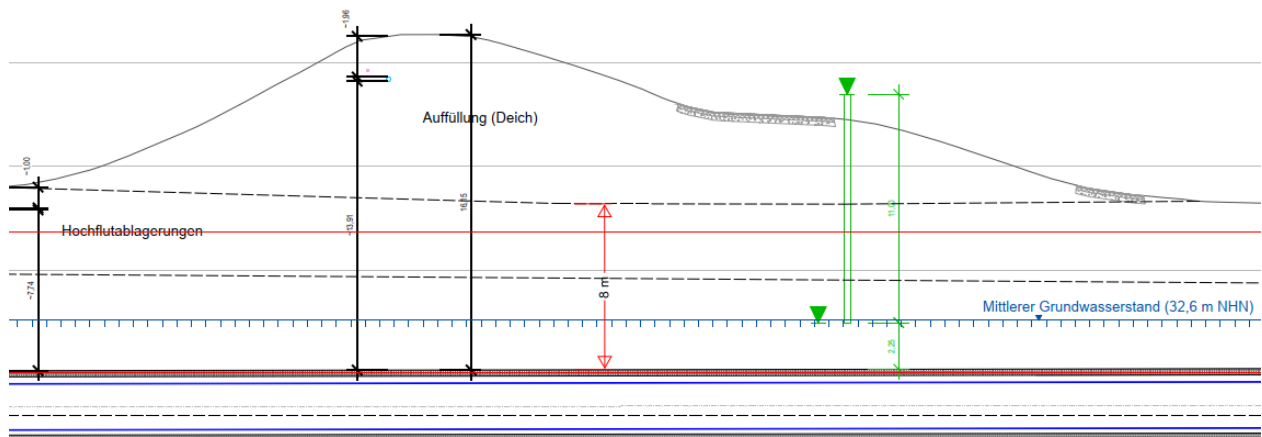


Abb. 21: Darstellung der Überdeckungshöhe bis zum Deichauflager (vgl. Anl. 2)

Unterlagen zu den querenden Leitungen liegen der GBD GmbH nicht vor. Die genaue Höhenlage der zu querenden Brunnenleitungen soll vor Ausführung noch ermittelt werden.

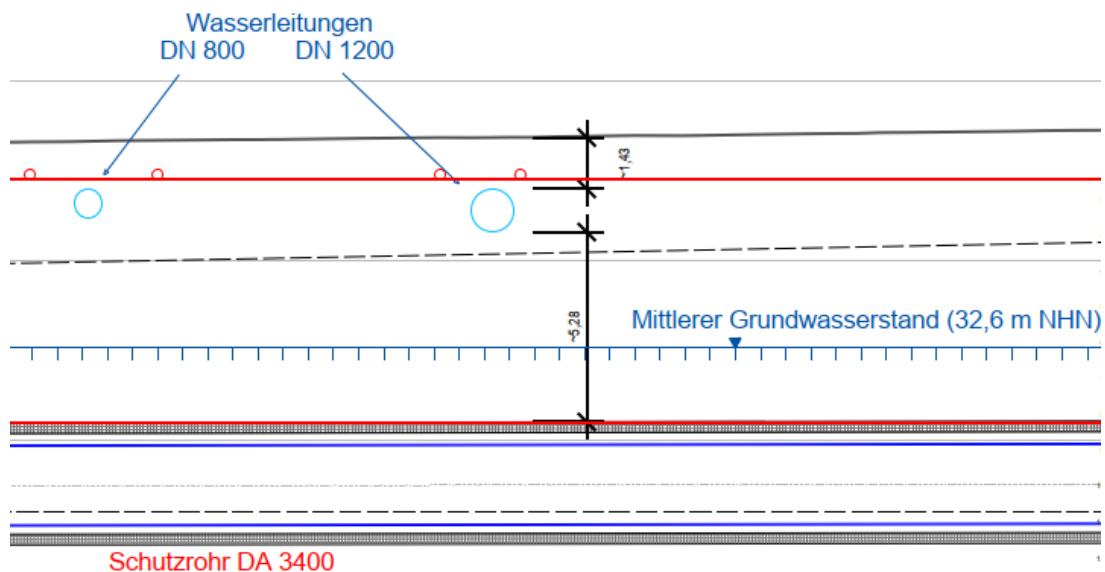


Abb. 22: Darstellung der Überdeckungshöhe bis zur Wasserleitung DN 1200 (vgl. Anl. 2)

Nach den vorliegenden Berechnungen ergibt sich für das Deichauflager (Anl. 6.1) eine rechnerische vertikale Verschiebung von ca. 3,2 cm. Die Breite der Setzungsmulde der Einzelleitung beträgt ca. 19 m und die maximale Tangentenneigung am Wendepunkt ca. 1:125. Für die Wasserleitung DN 1200 (Anl. 6.2) beträgt die maximale Setzung im Niveau des Rohraufagers 4,5 cm bei einer Breite der Setzungsmulde der Einzelleitung von ca. 13 m und einer Tangentenneigung von 1:68.

Es wird darauf hingewiesen, dass es sich bei den genannten Werten um die nicht abgeminderten Setzungs- und Neigungsbeträge handelt.



Im Bereich des Deiches überschneiden sich die Setzungsmulden der in einem Achsabstand von 13,45 m verlaufenden Leitungen nur geringfügig in den Randbereichen. Die Gesamtsetzungsmulde der drei Einzelleitungen unter dem Deichbauwerk sind in der folgenden Abbildung dargestellt. Für die breiteren Setzungsmulden gehen die möglichen, maximal rechnerischen Setzungen in den Überschneidungsbereichen auf Werte unter 0,5 cm zurück.

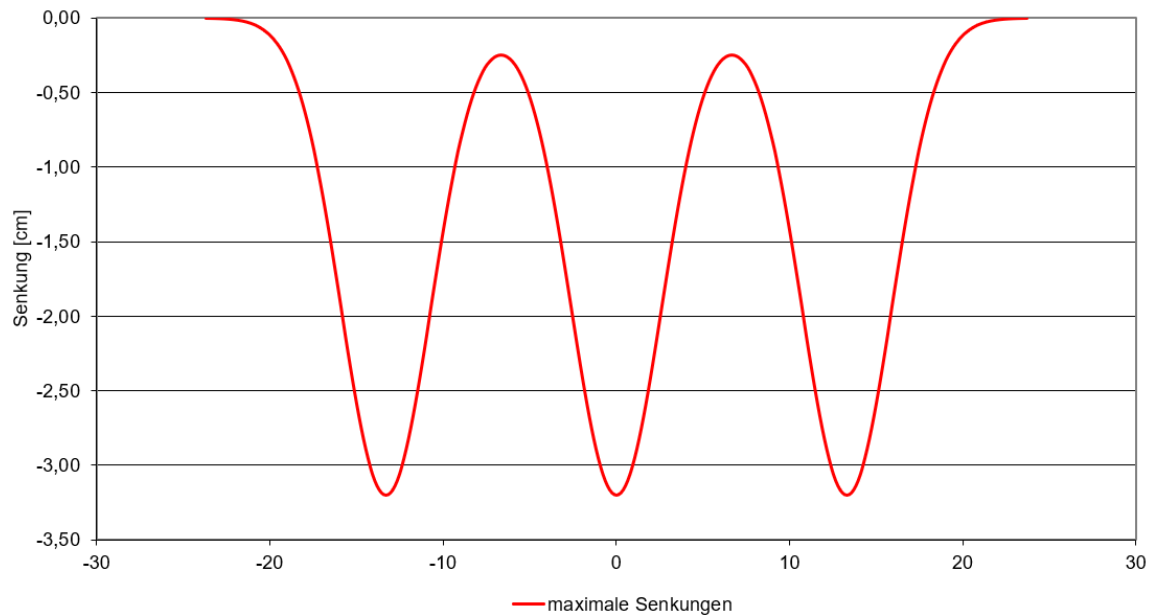


Abb. 23: Rechnerischer Gesamtsetzungsverlauf der Rohrtrassen in der Deichaufstandsfläche

Da bei fachgerechter Ausführung der Arbeiten der entstehende Überschneidung durch die Schmierung und das anschließende Verpressen nicht vollständig für die Bodenumlagerung zur Verfügung steht, sind schädliche Setzungen für das Deichbauwerk infolge des Rohrvortriebes nicht zu erwarten.

Für die Wasserleitungen DN 800 und DN 1200 (Anl. 6.2) stellen die Setzungen und auftretenden Tangentenrichtungen dagegen ein deutliches Risiko dar. Dabei sind die Setzungen über den Rohrscheiteln der drei Vortriebe und nicht die Überlagerung ihrer Setzungsmulden maßgebend.

Sollten die Leitungen für die Dauer der Rohrquerungen nicht außer Betrieb genommen werden können, wird nach Erfahrungen der GBD GmbH empfohlen, die Leitungen freizulegen und so aufzuständern, dass eventuelle auftretende Setzungen ausgeglichen werden können. Während der Unterfahrung der Leitungen wird dabei eine arbeitstäbliche Lagekontrolle der Leitungsaufleger für erforderlich gehalten.



Bezüglich der Kontrollen während des Vortriebes wird auf die Anforderungen der ATV A 125 (insbes. auch Kap. 8) verwiesen.

8 Baubegleitende Kontrollen

Beim Rohrvortrieb sind die Vorgaben der DIN EN 12889 und des ATV-Merkblattes A 125 bezüglich der Vortriebsüberwachung einzuhalten. Bei steuerbaren Verfahren sind die folgenden Vortriebsparameter kontinuierlich zu messen und in Vortriebsintervallen von max. 100 mm Länge oder max. 90 Sekunden Dauer automatisch aufzuzeichnen:

- Datum und Uhrzeit,
- Vortriebslänge,
- Abweichungen von der Solllage (Höhe/Seite) sowie Steuerungskorrekturen,
- Verrollung,
- Maschineneigung und –richtung,
- maximale Vortriebskräfte an der Presstation bzw. der Hauptpress- und der Zwischenpressstationen,
- Schneidrad-Drehmoment bei Vollschnittmaschinen,
- Steuerzylinderhübe und –kräfte,
- räumliche Abwinklung in der maßgeblichen Rohrfuge, erfahrungsgemäß die zweite oder dritte (ohne Abwinklungsmessung müssen auf der sicheren Seite liegende Annahmen für die Berechnung der zulässigen Vortriebskräfte getroffen werden),
- Menge der eingesetzten Stütz- und Gleitmittel sowie die Einpressdrücke der Schmierstoffe,
- Luftdruck und Druckluftverbrauch bei Druckluftbeaufschlagung der Ortsbrust,
- Bei bemannten, steuerbaren Verfahren mit offenen Schilden muss bei nicht standfester Ortsbrust das Eindringen der Schildhaube in die Ortsbrust kontinuierlich dokumentiert werden (z. B. durch Videoaufnahme, Ultraschallmessung).

Die Mess- und Navigationseinrichtungen müssen zu Beginn einer Vortriebsstrecke und zusätzlich in geeigneten Abständen kontrolliert werden.

Besonderheiten, wie z.B. das Antreffen von Hindernissen, Abweichungen vom prognostizierten Baugrundmodell oder Bodenverunreinigungen sind im Bautagebuch zu dokumentieren und der Baugrundgutachter hinzuzuziehen.



Darüberhinaus werden folgende Untersuchungen während der Durchführung der Maßnahme empfohlen:

- aus dem beim Vortrieb anfallenden Böden sollten mind. 1 x täglich Rückstellproben gewonnen werden,
- der Aushub ist vor der Entsorgung einer Deklarationsanalytik zu unterziehen.

9 Allgemeine Hinweise

Die Beschreibung der Baugrundverhältnisse beruht auf punktuellen Aufschlüssen, zwischen denen linear interpoliert wurde. Abweichungen zwischen Aufschlüssen sind möglich.

Eine weitere fachtechnische Begleitung der Maßnahme durch den geotechnischen Gutachter wird empfohlen.

Sachbearbeiter

Dipl.-Geol. R. Hagen

Dr.-Ing. M. Nendza