

geoteam – Brandschachtstraße 2 – 44149 Dortmund

Landeshauptstadt Düsseldorf  
Amt für Verkehrsmanagement 66/4  
Auf'm Hennekamp 45  
40225 Düsseldorf

Projekt: G3 Baugrunduntersuchung U81  
Bericht: 00.153\_B01

Datum: 05.03.2013

Seite: 1 / 79

# Stadtbahnlinie U81 Freiligrathplatz bis Flughafen Terminal 1. Bauabschnitt

## Baugrunduntersuchung

## Gründungsberatung

Dortmund, 05.03.2013

## Inhaltsverzeichnis

1	Vorbemerkungen	5
1.1	Vorgang und Aufgabenstellung	5
1.2	Verwendete Unterlagen	6
2	Baugrundverhältnisse	8
2.1	Allgemeines	8
2.2	Örtliche Geologie	8
2.3	Durchgeführte Felduntersuchungen	9
2.4	Bodenmechanische Laboruntersuchungen	11
2.5	Chemische Untersuchungen von Bodenproben	15
2.6	Bekannte Altlasten	17
3	Bautechnische Beurteilung des Baugrundes	18
3.1	Baugrundaufbau	18
3.2	Schicht A: Auffüllungen	20
3.3	Schicht B: Alluviale Hochflutbildungen	21
3.4	Schicht C: Niederterrasse des Rheins	22
3.5	Schicht D: Tertiär	24
3.6	Durchlässigkeit der Schichtung	26
4	Bodenklassen und bodenmechanische Kennwerte	26
4.1	Bodenklassen und -gruppen	26
4.2	Bodenmechanische Kennwerte	30
5	Grundwasserverhältnisse	31
5.1	Grundwasseruntersuchungen	31
5.2	Übergeordnete Grundwasserverhältnisse	32
5.3	Grundwasserstände	33
5.4	Bemessungswasserstand	35
5.5	Grundwasserbeschaffenheit	36
5.6	Aggressivität von Grundwasserproben	37
5.7	Grundwasserschutz	38
5.8	Einfluss der Bauwerke auf die Grundwasserverhältnisse	39

6	Bautechnische Beurteilung (Gründungsberatung)	40
6.1	Gründung geplanter Bauwerke	40
6.2	Flach- und Flächengründungen	40
6.3	Pfahlgründungen	44
7	Baugrubensicherung	47
7.1	Baugrubenausbildung	47
7.2	Berechnungsansätze für Baugrubenwände	50
7.3	Verpressanker	54
7.4	Sohlverankerungen	59
7.5	Interaktion zwischen Baugrund, verankerter Unterwasserbetonsohle und Bauwerk	61
7.6	Aufschwimmen und hydraulischer Grundbruch	61
7.7	Sohlabdichtung	63
8	Weitergehende Hinweise	66
8.1	Ergänzende Hinweise zur Planung von Bauwerken	66
8.2	Ergänzende Hinweise zur Planung von Bauhilfsmaßnahmen	69
8.3	Allgemeine Hinweise zur Bauausführung	73
8.4	Weiterer Untersuchungsbedarf	77
9	Schlussbemerkungen	78

## Anlagenverzeichnis

Anlage 1	Lageplan der Baugrundaufschlüsse, Maßstab 1:1000
Anlage 2	Bohrprofile und Rammdiagramme Maßstab 1:200
Anlage 3	Ergebnisse der Untersuchungen im bodenmechanischen Labor
3.1	Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche
3.2	Fotodokumentation der Bohrkern
Anlage 4	Aufzeichnungen der Bohrunternehmung Baugrund Süd, Würselen
4.1	Schichtenverzeichnisse
4.2	Ausbauzeichnungen der Grundwassermessstellen
4.3	Probenliste
Anlage 5	Ausgewählte Grundwasserstellen mit Messreihen der Grundwasserstände
Anlage 6	Geologische Längsprofile
6.1	Bereich Tunnel Bahnhof Terminal
6.2	Bereich Brücke Nordstern
Anlage 7	Ergebnisse der chemischen Untersuchungen an Bodenproben
7.1	Tabellarische Ergebnisdarstellung
7.2	Prüfberichte des chemischen Labors
Anlage 8	Ergebnisse der chemischen Untersuchungen an Grundwasserproben
8.1	Tabellarische Ergebnisdarstellung
8.2	Prüfberichte des chemischen Labors
Anlage 9	Ergebnisse der Altlastenrecherche
9.1	Lageplan
9.2	Stellungnahme des Umweltamts [U 11]

# 1 Vorbemerkungen

## 1.1 Vorgang und Aufgabenstellung

Die Landeshauptstadt Düsseldorf plant die Anbindung des Düsseldorfer Flughafens an das Stadtbahnnetz durch die Linie U81. Im Bereich des Flughafenterminals wird dafür ein Tunnel in offener Bauweise für den U-Bahnhof Flughafen Terminal vorgesehen. In Richtung Westen schließt sich ein Rampenbauwerk an und es folgt eine Trassenführung in Niveaulage. Über eine weitere Rampe werden die Gleise auf ein Brückenbauwerk über den Nordstern geführt. Dort schwenkt die Trasse in Richtung Süden. Mit der südlichen Rampe werden die Gleise wieder auf Niveaulage bis zur Haltestelle Freiligrathplatz geführt. Hier erfolgt der Anschluss an das bereits bestehende Stadtbahnnetz. Die Vorentwurfs-/Entwurfsplanung der Infrastrukturanlagen erfolgt durch die Ingenieurgemeinschaft Grassl Vössing (IGV), Düsseldorf.

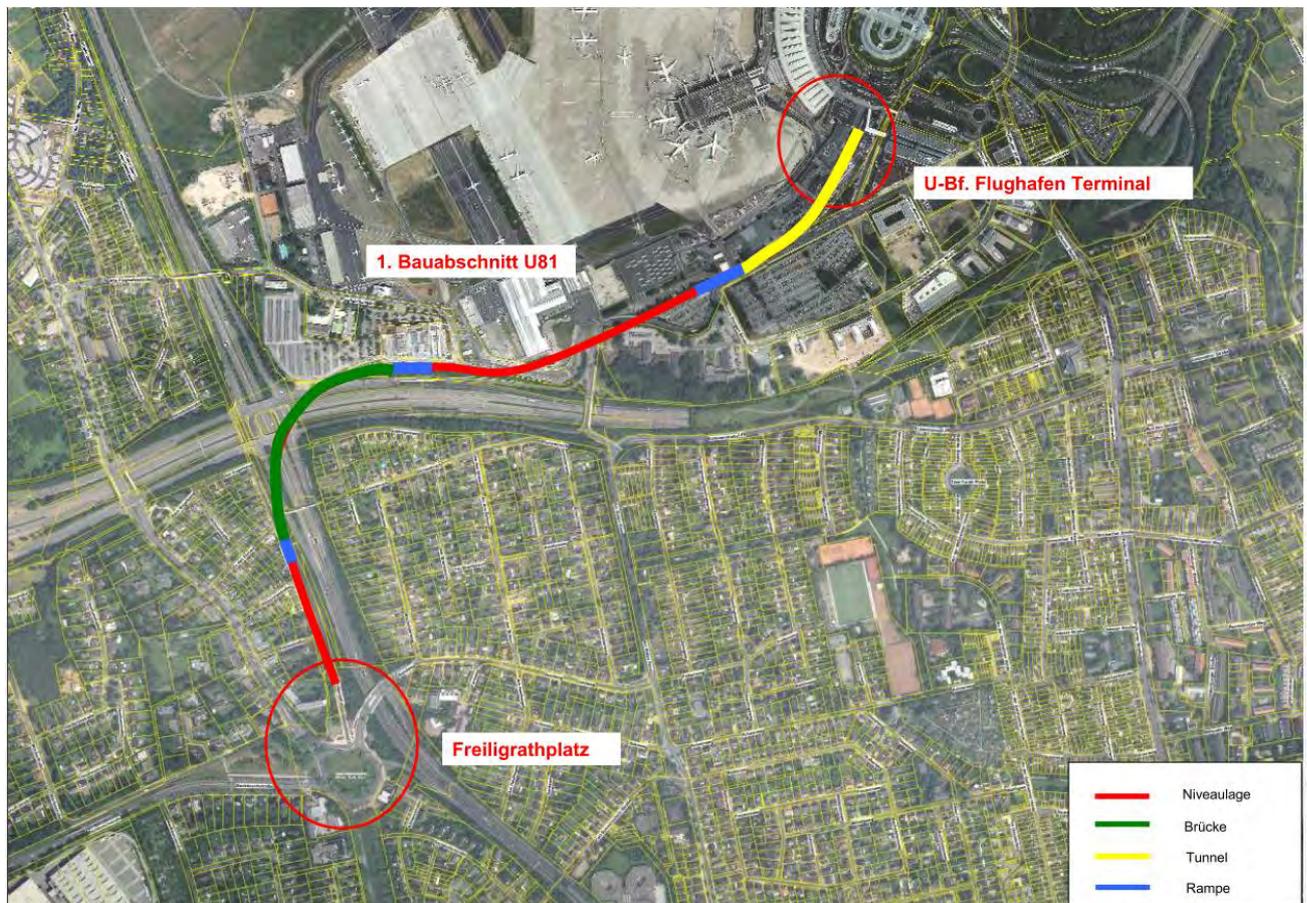


Abbildung 1: Übersicht Stadtbahnlinie U81

Die geoteam Ingenieurgesellschaft mbH, Dortmund wurde durch die Landeshauptstadt Düsseldorf mit der Baugrunduntersuchung und Gründungsberatung zum Vorentwurf/Entwurf beauftragt. Die Beauftragung beinhaltet im Wesentlichen folgende Teilleistungen:

- Planung und stichprobenartige Überwachung der Bohr- und Sondierarbeiten
- Festlegung, Ausführung und Auswertung von bodenmechanischen Laboruntersuchungen
- Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung für den ersten Bauabschnitt
- Durchführung von Alllastenrecherchen und Bodenanalysen
- Untersuchungen zur Grundwassersituation und Grundwasserbeschaffenheit

Der vorliegende Bericht über Baugrund- und Grundwasseruntersuchung erstreckt sich über den ersten Bauabschnitt, der vorstehend erläutert wurde. Zu einem späteren Zeitpunkt ist eine Fortsetzung der Linie U81 in Richtung Osten in einem zweiten Bauabschnitt vorgesehen, der aber im Folgenden nicht behandelt wird.

Die geplanten Baumaßnahmen sind in ihren wesentlichen Teilen hinsichtlich der geotechnischen Fragestellungen von hohem Schwierigkeitsgrad und somit gemäß DIN 1054:2010-12 der Geotechnischen Kategorie 3 (GK 3) zuzuordnen. Einige Einzelbaumaßnahmen mögen, für sich gesehen, nur einen mittleren Schwierigkeitsgrad aufweisen. Sie stehen jedoch in aller Regel in engem statischen wie räumlichen Zusammenhang mit Baumaßnahmen von hohem Schwierigkeitsgrad, so dass auch diese Maßnahmen summarisch der Geotechnischen Kategorie 3 (GK 3) zu zuordnen sind.

## 1.2 Verwendete Unterlagen

Auf folgende Unterlagen wurde bei Bedarf zurückgegriffen:

- [U 1] Schichtenverzeichnis der Bohrunternehmung Baugrund Süd GmbH, Würselen
- [U 2] Geologisches Landesamt Nordrhein-Westfalen: Ingenieurgeologische Karte, Blatt 4706, Düsseldorf, Krefeld, 1982
- [U 3] Planungsunterlagen der Vorplanung (Variante 5), Tunnellängsschnitt M 1:500, Lageplan M 1:1000, Höhensituation Überwerfungsbauwerk M 1:200, Tunnelquerschnitt M 1:100, Ingenieurgemeinschaft Grassl Vössing, c/o Ingenieurbüro Grassl GmbH, Düsseldorf, Planungsstand November/Dezember 2012

- [U 4] Grundwassermessdaten der Grundwassermessstellen Umweltamt der Landeshauptstadt Düsseldorf
- [U 5] Lageplan der Grundwassermessstellen und Wasserschutz-zonen im Bereich der Flughafen-anbindung, Umweltamt LHD, Eingang 07.11.2012
- [U 6] Grundwassergleichen April 2009 und Juni 2006 nach Angabe Umweltamt LHD, Eingang 12.12.2012
- [U 7] Rekonstruierte Grundwassergleichen für Hochwasser 1926 nach Umweltamt LHD, Eingang 18.01.2013
- [U 8] Ordnungsbehördliche Verordnung zur Festsetzung des Wasserschutzgebietes für das Einzugs-gebiet der Wassergewinnungsanlage „Am Staad“ der Stadtwerke Düsseldorf AG (SWD) - Was-serschutzgebietsverordnung „Am Staad“ vom 29.01.2010
- [U 9] Verwertungskonzept, Anforderungen an die Verwertung von Aushubmaterial im Stadtgebiet Düsseldorf, Umweltamt, Untere Wasser- und Abfallwirtschaftsbehörde, Landeshauptstadt Düs-seldorf, Oktober 1996
- [U 10] Lageplan von Altlasten und Auszug aus dem Altlastenkataster, Landeshauptstadt Düsseldorf, Umweltamt
- [U 11] Information zu Altablagerungen und Altstandorten im Trassenverlauf, Stellungnahme des Um-weltamtes der Landeshauptstadt Düsseldorf vom 28.01.2013
- [U 12] Nordring Düsseldorf (A44), Bauabschnitt Tiefstraße und Knoten Nordstern, Baugrunduntersu-chung, Bearbeitungs-Nr. 18788, Bericht vom 08.05.1978, Erdbaulaboratorium Essen, Essen
- [U 13] Prüfberichte der chemischen Analysen, ALBO-Tec, Mülheim, Nr. 12103151, 12103152, 12103161, 12103162, 12103163 und 12113658
- [U 14] Untersuchungsbericht der chemischen Grundwasseranalysen, Sewa Laboratorien GmbH, Es-sen, Berichts-Nr. AU43501 vom 21.12.2012

## 2 Baugrundverhältnisse

### 2.1 Allgemeines

Auf Grund der allgemeinen Geologie und von Erkundungen, die im Rahmen früherer Projekte durchgeführt wurden, ist der generelle Baugrundaufbau bekannt. Bei der Festlegung und Durchführung des Untersuchungsprogramms wurden die Erkenntnisse der folgenden Untersuchungen genutzt:

- Bereich Brücke Nordstern                      Unterlage [U 12]
- Bereich Flughafen Terminal                      eigene Vorkenntnisse

Ergänzende Erkundungen in der Projektphase Vorentwurf/Entwurf wurden im Wesentlichen an den geplanten Bauwerken orientiert. In der weiteren Detaillierung der Planung kann es für die Bereiche der Niveaulagen notwendig sein, ergänzend weitere, aber weniger tiefe Erkundungen durchzuführen. Im Bereich der Bauwerke von Tunnel und Brücke kann es ggf. sinnvoll sein, bspw. an den Auflagern der Brücke gezielt ergänzende Untersuchungen des Baugrundes durchzuführen. Über eine fortgeschriebene Baugrunduntersuchung wird in der weiteren Projektentwicklung in Abstimmung mit der LHD entschieden.

Alle Höhenangaben des Berichts beziehen sich auf Normalnull [mNN] (Bezugssystem HST 100) und Lagen sind in Hoch- und Rechtswerten des Gauss-Krüger-Koordinatensystems angegeben.

### 2.2 Örtliche Geologie

Die geologischen Verhältnisse im Stadtgebiet von Düsseldorf werden oberflächennah durch Ablagerungen des Rheins bestimmt. Nach der ingenieurgeologischen Karte [U 2] sind alluviale Hochflutablagerungen (Auenlehm und Auensande) in der Regel als oberste natürliche Schicht anzutreffen. Teilweise sind diese lokal durch Bautätigkeiten abgetragen und durch Auffüllungen ersetzt worden. Im Projektgebiet sind Mächtigkeiten bis 5 Meter verzeichnet. Stellenweise sind die Hochflutablagerungen durch Sande von 1 bis 2 Meter Dicke überlagert.

Unter den Hochflutablagerungen sind quartäre Terrassenablagerungen in der ingenieurgeologischen Karte [U 2] eingezeichnet, die im Nahbereich der Baumaßnahme den Niederterrassen zugeordnet werden. Die Terrassenablagerungen bestehen aus wechselnden Lagerungen von Sanden, Kiessanden und Kiesen, die tendenziell zur Tiefe grobkörniger werden. Die quartären Schichten besitzen in der Regel Mächtigkeiten von 20 bis

25 m. Die quartären Lockergesteine werden von sehr mächtigen, zumeist glaukonitischen Feinsanden des Tertiärs, unterlagert.

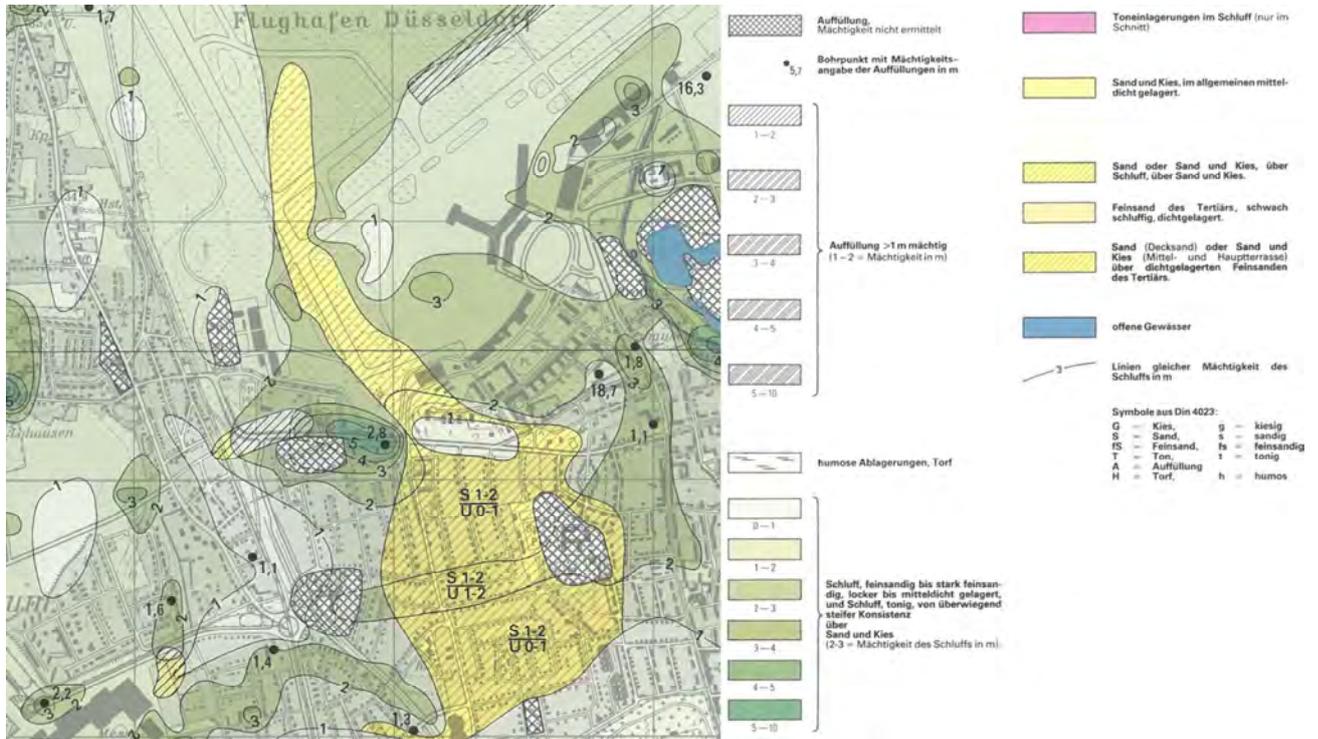


Abbildung 2: Ausschnitt aus Ingenieurgeologischen Karte [U 2]

### 2.3 Durchgeführte Felduntersuchungen

In Abstimmung mit der LHD wurden für die aktuelle Vorplanungs-/Entwurfsphase die Baugrunderkundungen im Wesentlichen auf die Bauwerke konzentriert. Im Vergleich zu einer ursprüngliche Verteilung der Ausschlusspunkte mit Abständen von circa 100 m sind die Erkundungen in den überwiegend niveaugleichen Bereichen in dieser Projektphase zunächst zurückgestellt worden und können später nach Erfordernissen noch entsprechend ergänzt werden. Die bereichsweise Bezeichnung der Aufschlüsse ist bei den jetzt durchgeführten Erkundungen beibehalten worden.

Die Bohrunternehmungen Baugrund Süd GmbH führte im Auftrag der LHD insgesamt zehn Bohrungen in Tiefen von 28,0 bis 31,0 m im Rammbohrkernverfahren Durchmesser 240 mm durch.

Tabelle 1: Übersicht Felderkundungen

Bohrung	Bauwerk	Tiefe	Liner	Rammsondierungen (DPH)	Bohrlochrammsondierung (SPT)
B3/1	Überwerfungsbauwerk	28,0 m	Entfällt	Bis 15,0 m	Entfällt
B4/1	Brücke	29,0 m	2,0 bis 29,0 m	Bis 15,0 m	5 Stück, zw. 10 bis 29 m
B4/2		31,0 m	2,0 bis 30,0 m	Bis 15,0 m	5 Stück, zw. 10 bis 30,5 m
B4/3		28,0 m	2,0 bis 28,0 m	Bis 15,0 m	4 Stück, zw. 10 bis 25 m
B5/1	Brückenrampe	29,0 m	Entfällt	Bis 15,0 m	Entfällt
B8/1	Tunnelrampe	29,0 m	Entfällt	Bis 15,0 m	5 Stück, zw. 10 bis 29 m
B9/1	Bahnhof Terminal, 1. BA	31,0 m	7,0 bis 31,0 m	Bis 15,0 m	5 Stück, zw. 10 bis 31 m
B9/2		30,0 m	6,0 bis 30,0 m	Bis 15,0 m	5 Stück, zw. 10 bis 30 m
B9/3		30,0 m	4,0 bis 29,0 m	Bis 15,0 m	5 Stück, zw. 10 bis 30 m
B10/1	Anschluss Bf. Terminal, 2. BA	29,7 m	6,0 bis 29,7 m	Bis 15,0 m	5 Stück, zw. 10 bis 30 m

Die Bohrungen wurden im Bereich der späteren Brücke und des Bahnhofs in Abständen von im Abstand von etwa 80 bis 250 m zu einander angeordnet. Dabei wurden folgende Proben gewonnen:

- 148 Linerproben (Güteklasse 1 bis 2 nach DIN 4021:1990-10); Probenlänge 1 m
- 46 gestörte Proben (Güteklasse 4 nach DIN 4021:1990-10); ≤ 10 Liter Eimer; i. M. 4 Proben je Bohrung, verteilt über die Schichthöhe der nicht bindigen Auffüllungen und des Quartärs
- 4 Sonderproben mit Ausstechzylinder (Güteklasse 1 bis 2 nach DIN 4021:1990-10), Probenlänge 20 cm, als Rückstellproben aus dem Tertiär für spätere Untersuchungen

Parallel zu den Bohrungen wurden insgesamt 12 Rammsondierungen mit der Schweren Rammsonde (DPH nach DIN EN ISO 22476-2:2005) bis in Tiefen von 15 m abgeteuft. Davon mussten zwei Sondierungen (DPH 9/3a und DPH 9/3b) in Tiefen von ca. 2 m aufgrund von Sondierhindernissen (geringer Sondierfortschritt, Betonplatte) abgebrochen und versetzt werden. Die Bohrprofile und die bei den Rammsondierungen gemessenen Eindringwiderstände sind Anlage 2 aufgetragen. Die tieferen Schichten zwischen rund 10 und 30 m

wurden zudem mit Bohrlochrammsondierungen (SPT, Standard Penetration Test nach DIN EN ISO 22476-3:2005) untersucht. Die Ergebnisse sind zusammen mit den Bohrprofilen in Anlage 2 angegeben.

Drei Bohrungen (B4/1, B8/1 und 10/1) wurden zu Grundwassermessstellen ausgebaut. Angaben zum Ausbau sind in Tabelle 10 aufgeführt. Die Ausbauskizzen sind in zusammen mit den Schichtenverzeichnissen in Anlage 4 dargestellt.

Bei der Sichtung und Aufnahme der Bohrkern im bodenmechanischen Labor seitens geoteam sind an einigen Stellen auffällige Materialien (Kiese, durch Plastikfolien vom übrigen Bohrkern abgetrennt) festgestellt worden. Nach Rücksprache mit der Bohrfirma sind an diesen Stellen Kernverluste bei der Entnahme der Liner unterhalb des Grundwasserspiegels aufgetreten und die fehlenden Kernstücke wurden seitens der Bohrfirma mit den vorstehenden Materialien ersetzt. Seitens geoteam wurde dies an den entsprechenden Stellen in den Bohrprofilen vermerkt (KV, Ersatz durch Bohrfirma).

## 2.4 Bodenmechanische Laboruntersuchungen

Alle gewonnenen Bodenproben wurden im bodenmechanischen Labor nach DIN EN ISO 14688-1 untersucht und benannt. In der zeichnerischen Darstellung der Anlage 2 wurden die Signaturen und Kurzzeichen der DIN 4023 verwendet.

Aus den zuvor aufgeführten Liner- und gestörten Proben der Bohrungen wurden 61 durch geoteam für weitere Untersuchungen ausgewählt. Die entsprechenden Proben sind in den Bohrprofilen der Anlage 2 gekennzeichnet. Die vier Sonderproben aus dem Tertiär werden für spätere Untersuchungen im Labor gelagert.

Für 51 Proben wurden jeweils die Kornverteilung nach DIN 18123 durch Nasssiegung oder kombinierter Sieb-Schlammanalyse bestimmt. Die Proben, die für die Kornverteilungsanalyse ausgewählt wurden, können als repräsentativ für die angetroffenen Bodenarten angesehen werden. An zwei Proben wurden zudem die Dichten bei lockerster und dichtester Lagerung bestimmt. Eine Übersicht gibt die folgende Tabelle 2.

Die vollständigen Ergebnisse der Untersuchungen im bodenmechanischen Labor sind in Anlage 3 zusammen mit den zeichnerischen Darstellungen der Kornverteilungen angegeben.

Tabelle 2: Ausgewählte Bodenproben der Laboruntersuchungen und Ergebnisse

Labor-Nr.	Bohrung	Entnahmetiefe [m]	Probenart	Ergebnisse Bodenart nach DIN 4022	Korndurchmesser d <sub>10</sub> [mm]	Korndurchmesser d <sub>60</sub> [mm]	Anlage
Quartär							
12103159-01	B3/1	3,0 bis 4,0	gestörte Probe / 10 l Eimer	S, G			3.1.1
12103159-02	B3/1	22,0 bis 23,0	gestörte Probe / 10 l Eimer	gG, gs, mg', ms', fg'			3.1.1
12103148-01	B4/1	9,0 bis 10,0	Liner	S, G	0,34	6,36	3.1.2
12103148-02	B4/1	11,0 bis 12,0	Liner	G, fs', ms', gs'	0,22	14,97	3.1.2
12103148-03	B4/1	15,0 bis 16,0	Liner	S, G	0,36	7,19	3.1.2
12103148-04	B4/1	16,0 bis 20,0	Liner	G, x*, ms', gs'	0,58	60,95	3.1.2
12103148-05	B4/1	22,0 bis 24,0	Liner	G, x*, ms', gs'	1,16	62,11	3.1.2
12113611-01	B4/2	7,0 bis 7,5	Liner	G, s*	0,43	6,03	3.1.3
12113611-02	B4/2	15,0 bis 16,0	gestörte Probe / 10 l Eimer	G, S	0,39	6,9	3.1.3
12113611-03	B4/2	20,0 bis 21,0	gestörte Probe / 10 l Eimer	G, s	0,72	10,0	3.1.3
12113611-04	B4/2	22,0 bis 23,0	Liner	G, s	0,51	7,28	3.1.3
12113612-01	B4/3	6,0 bis 9,4	Liner	G, S	0,45	3,06	3.1.4
12113612-02	B4/3	17,4 bis 19,0	Liner	G, s*	0,46	16,46	3.1.4
12113612-03	B4/3	20,0 bis 22,0	gestörte Probe / 10 l Eimer	G, s, x'	0,57	17,51	3.1.4
12103160-01	B5/1	3,1 bis 4,0	gestörte Probe / 10 l Eimer	mS, u, fs, g'	-	0,33	3.1.5
12103160-02	B5/1	4,0 bis 5,0	gestörte Probe / 10 l Eimer	mS, fs', gs'	0,22	0,375	3.1.5

Labor-Nr.	Bohrung	Entnahmetiefe [m]	Probenart	Ergebnisse Bodenart nach DIN 4022	Korndurchmesser $d_{10}$ [mm]	Korndurchmesser $d_{60}$ [mm]	Anlage
12103160-03	B5/1	6,0 bis 7,0	gestörte Probe / 10 l Eimer	S, mg, fg', gg'	0,28	1,22	3.1.5
12103160-04	B5/1	11,0 bis 12,0	gestörte Probe / 10 l Eimer	S, mg, fg', gg'	0,30	1,0	3.1.5
12103149-01	B8/1	7,5 bis 8,0	gestörte Probe / 10 l Eimer	mS, gs, fs'	0,19	0,44	3.1.6
12103149-02	B8/1	14,0 bis 15,0	gestörte Probe / 10 l Eimer	S, G	0,35	9,99	3.1.6
12103149-03	B8/1	19,0 bis 20,0	gestörte Probe / 10 l Eimer	G, x*, ms', gs'	0,39	51,15	3.1.6
12103149-04	B8/1	23,0 bis 24,0	gestörte Probe / 10 l Eimer	G, gs, ms'	0,52	7,76	3.1.6
12103164-01	B9/1	11,0 bis 12,0	Liner	S, gg, fg', mg'	0,32	1,09	3.1.7
12103164-02	B9/1	15,0 bis 16,0	Liner	X, ms', gs', fg', mg'	0,50	86,73	3.1.7
12103164-03	B9/1	19,0 bis 20,0	Liner	G, fs', ms', gs'	0,25	10,62	3.1.7
12103164-04	B9/1	23,0 bis 24,0	Liner	S, G	0,29	3,57	3.1.7
12103165-01	B9/2	1,3 bis 2,0	gestörte Probe / 10 l Eimer	mS, u', fs', gs', mg'	n. b.	0,41	3.1.8
12103165-02	B9/2	12,0 bis 13,0	Liner	gS, ms, fg, mg', gg' min $\rho_d = 1,474 \text{ g/cm}^3$ max $\rho_d = 1,887 \text{ g/cm}^3$	0,43	1,55	3.1.8
12103165-03	B9/2	15,0 bis 16,0	Liner	S, G	0,36	3,53	3.1.8
12103165-04	B9/2	16,5 bis 17,0	Liner	S, G	0,35	3,21	3.1.8
12103165-05	B9/2	19,2 bis 20,2	Liner	G, ms', gs'	0,41	8,95	3.1.8
12103165-06	B9/2	22,0 bis 23,0	Liner	G, gs, ms' min $\rho_d = 1,535 \text{ g/cm}^3$ max $\rho_d = 1,956 \text{ g/cm}^3$	0,54	16,15	3.1.8

Labor-Nr.	Bohrung	Entnahmetiefe [m]	Probenart	Ergebnisse Bodenart nach DIN 4022	Korndurchmesser $d_{10}$ [mm]	Korndurchmesser $d_{60}$ [mm]	Anlage
12113613-01	B9/3	10,0 bis 11,0	Liner	S, G	0,27	5,61	3.1.9
12113613-02	B9/3	17,0 bis 18,0	Liner	S, G	0,41	2,89	3.1.9
12113613-03	B9/3	23,0 bis 24,0	Liner	S, g*	0,55	1,90	3.1.9
12103150-01	B10/1	4,0 bis 5,0	gestörte Probe / 10 l Eimer	mS, fs', gs', fg', mg'	0,17	0,45	3.1.10
12103150-02	B10/1	6,0 bis 7,0	Liner	gG, ms, gs', fg', mg'	0,29	25,75	3.1.10
12103150-03	B10/1	8,0 bis 9,0	Liner	G, ms', gs'	0,30	13,26	3.1.10
12103150-04	B10/1	17,0 bis 18,0	Liner	S, G	0,24	2,75	3.1.10
12103150-05	B10/1	20,0 bis 21,0	Liner	G, gs, ms'	0,33	9,46	3.1.10
Tertiär							
12103148-06	B4/1	27,0 bis 28,0	Liner	fS, ms, u'	n. b.	0,171	3.1.2
12113611-05	B4/2	26,8 bis 27,0	Liner	S, u, t'	0,008	0,115	3.1.3
12113612-04	B4/3	27,0 bis 27,2	Liner	S, u', g'	n. b.	0,176	3.1.4
12103160-05	B5/1	23,7 bis 24,0	gestörte Probe / 10 l Eimer	fS, u', ms', mg'	0,063	0,135	3.1.5
12103149-05	B8/1	25,0 bis 26,0	gestörte Probe / 10 l Eimer	fS, ms, u'	0,067	0,163	3.1.6
12103164-05	B9/1	26,0 bis 26,5	Liner	fS, ms, u', g', gs'	0,08	0,19	3.1.7
12103165-07	B9/2	25,0 bis 25,9	Liner	fS, ms, u'	0,054	0,167	3.1.8
12113613-04	B9/3	27,2 bis 27,4	Liner	S, u, g'	n. b.	0,144	3.1.9
12103150-06	B10/1	25,3 bis 25,4	Liner	fS, ms, u	n. b.	0,161	3.1.10
12103150-07	B10/1	25,4 bis 26,0	Liner	fS, ms, u	n. b.	0,158	3.1.10

1) Zeichenerklärung und Kurzzeichen nach DIN 4023 für Bodenarten nach DIN 4022:

S, s – Sand, sandig

G, g – Kies, kiesig

U, u – Schluff, schluffig

X, x – Steine, steinig

f-, m-, g- – fein-, mittel-, grob-

\*, ' – stark, schwach

$\min \rho_d$  – Trockendichte bei lockerster Lagerung     $\max \rho_d$  – Trockendichte bei dichtester Lagerung

## 2.5 Chemische Untersuchungen von Bodenproben

Im Rahmen der Voruntersuchungen wurden die chemischen Untersuchungen von Bodenproben auf aufgefüllte Böden mit Fremdanteilen konzentriert. In allen Bohrungen, bei denen diese angetroffen wurden, wurden die entsprechenden Bodenzonen untersucht. Die gewachsenen Böden wiesen keine organoleptischen Hinweise auf Verunreinigungen auf und wurden daher in dieser Projektphase nicht weiter untersucht.

Aus dem Bohrgut der Aufschlussarbeiten wurden insgesamt sechs Mischproben aus den Auffüllungen gebildet und chemisch untersucht (Tabelle 3). Die Probenentnahmetiefen sind auch in den Bohrprofilen angegeben. Die Probenentnahme erfolgte durch die Bohrunternehmung Baugrund Süd GmbH. Die Bodenproben wurden im chemischen Labor der ALBO-Tec GmbH, Mülheim auftragsgemäß auf die Parameter der LAGA M 20 (1997) hin untersucht und hinsichtlich der Wiederverwertung nach LAGA und den Verwertungskonzept der LHD [U 9] bewertet.

Aufgrund der stofflichen Zusammensetzung der sechs untersuchten Bodenproben, sind diese sämtlich den Auffüllungen zuzuordnen. Die Ergebnisse der chemischen Analysen sind in der Anlage 7.1 tabellarisch dargestellt. In Anlage 7.2 sind die Prüfberichte des chemischen Labors beigelegt. Die Einzelwerte wurden dabei zum besseren Verständnis gemäß den maximal zulässigen Konzentrationen für den Wiedereinbau koloriert.

Tabelle 3: Chemisch untersuchte Bodenproben

Labor-Nr.	Bohrung	Entnahmetiefe
12103161-001	B 3/1	0,2 bis 0,6 m
12113658-001	B 4/3	0 bis 0,3 m
12103162-001	B 5/1	0 bis 2,0 m
12103151-001	B 8/1	0 bis 2,0 m
12103152-001	B 8/1	2,0 bis 5,4 m
12103163-001	B 9/1	0 bis 1,0 m

In der Bodenprobe der Bohrung B8/1 wurde bis ca. 2,0 m Tiefe kiesiger Sand mit vereinzelt anthropogenen Beimengungen aufgeschlossen. Die Beimengungen bestehen vornehmlich aus Bauschuttresten (Ziegel, Beton u. ä.). Allerdings sind auch Reste von bituminös gebundenen Materialien vorhanden. Diese sind offenbar pechhaltig, da hier ein erhöhter PAK-Gehalt im Feststoff festgestellt wurde.

Die Grenze zwischen pechhaltigen und nicht pechhaltigen Schwarzdecken wird üblicherweise bei 25 mg/kg PAK (RuVA-StB01) gezogen. Die Probe 12103151-001 weist mit 68 mg/kg PAK im Feststoff einen Wert auf, der oberhalb des oben genannten Grenzwertes liegt. Damit ist die untersuchte Probe eindeutig als „pechhaltig“ einzustufen. Der PAK-Gehalt schließt eine Einordnung in eine Einbauklasse nach LAGA aus, sodass hier die Einstufung >Z2 resultiert.

Bei den anderen Proben, die untersucht wurden, sind die PAK-Gehalte weniger auffällig. Hier sind vor allem die pH-Werte im Eluat oder Feststoff für die Einstufung maßgeblich. Bei der Probe 12103163-001 aus der Bohrung B9/1 ist zudem auch der Gehalt an Kohlenwasserstoffen im Feststoff auffällig.

Die folgende Tabelle 4 fasst die Klassifizierung der untersuchten Proben hinsichtlich einer Wiederverwertung zusammen. Nach dem Verwertungskonzept [U 9] sind Auffüllungen mit Fremdanteilen mindestens in die Klasse WEK II einzuordnen, auch ohne dass sich auffällige Gehalte von Verunreinigungen bestimmt werden.

Tabelle 4: Klassifizierung nach LAGA M 20 (1997) und Verwertungskonzept der LHD [U 9]

Labor-Nr.	Bohrung	Entnahmetiefe	LAGA	WEK	Maßgebender Parameter
12103161-001	B 3/1	0,2 bis 0,6 m	Z1.2	WEK II (Fremdstoffe)	pH-Wert im Eluat
12113658-001	B 4/3	0 bis 0,3 m	Z1.1	WEK II (Fremdstoffe)	PAK im Feststoff
12103162-001	B 5/1	0 bis 2,0 m	Z1.1	WEK II (Fremdstoffe)	pH-Wert, PAK, Chrom, Kupfer und Zink im Feststoff
12103151-001	B 8/1	0 bis 2,0 m	> Z2	> WEK V (PAK im Feststoff)	PAK im Feststoff
12103152-001	B 8/1	2,0 bis 5,4 m	Z1.2	WEK V (PH-Wert im Eluat)	pH-Wert im Feststoff und Eluat
12103163-001	B 9/1	0 bis 1,0 m	Z2	WEK V (PH-Wert im Eluat)	pH-Wert im Feststoff

## 2.6 Bekannte Altlasten

Durch geoteam wurde beim Umweltamt der Landeshauptstadt Düsseldorf eine Anfrage auf Altlastenauskunft gestellt. Hier bei wurden vier Flächen genannt, bei denen entweder eine Altlast bekannt ist, oder der Verdacht besteht. Die Verdachtsflächen werden mit den Nummern 28 und 328 und die Altlasten mit den Nummern 6695 und 6700 im Altlastenkataster geführt.

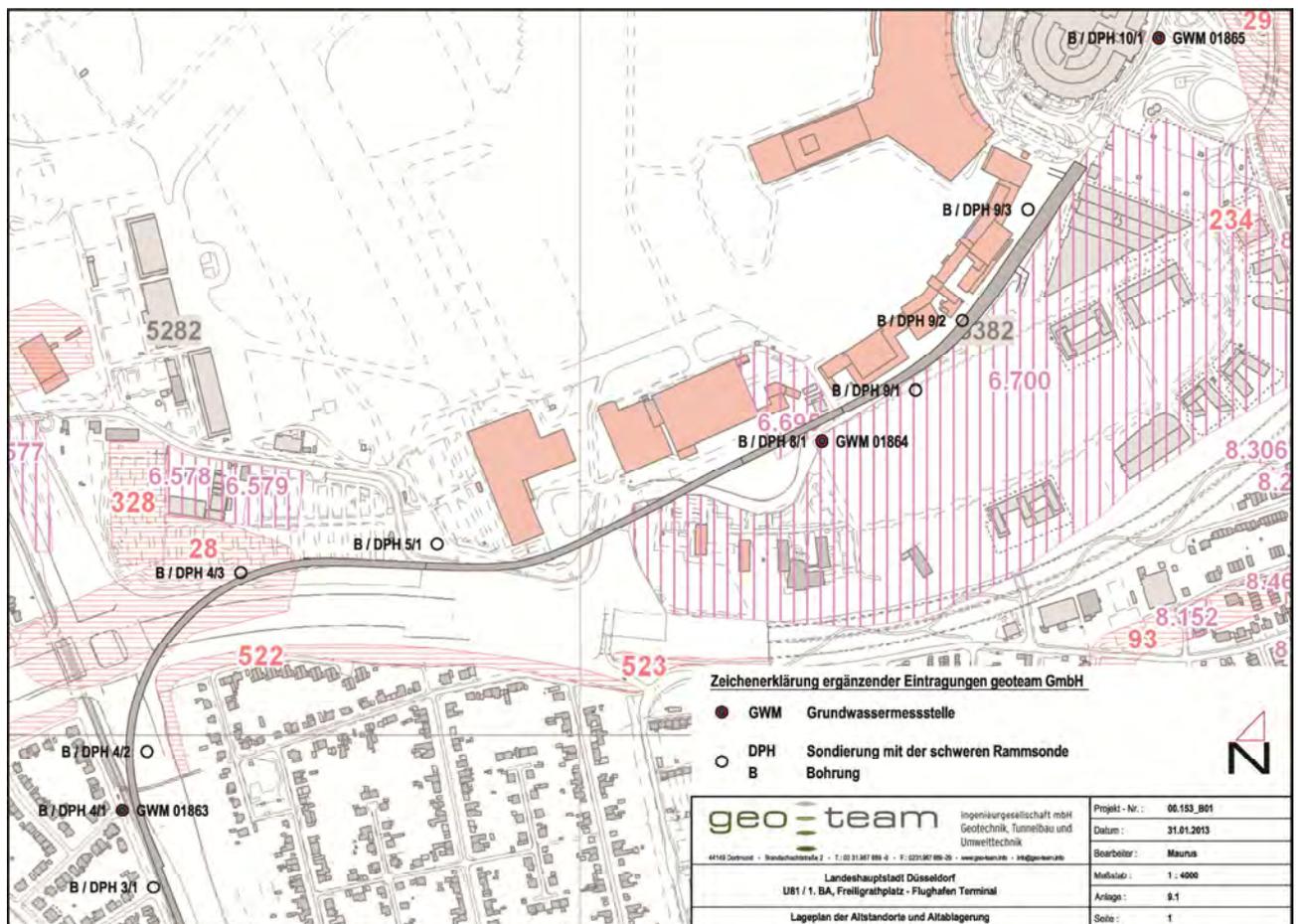


Abbildung 3: Lageplan der Altlasten und Altlastenverdachtsflächen nach [U 10], siehe auch Anlage 9.1

Das UA wurde um eine Auswertung des Altlastenkatasters bezüglich der vorgenannten Flächen gebeten. Es hat dazu eine Stellungnahme verfasst [U 11], deren Inhalt verkürzt mit der Tabelle 5 wiedergegeben wird. Die Stellungnahme ist in Anlage 9.2 dem Bericht beigelegt. Dazu wird noch der Bezug zu den im vorherigen Kapitel 2.5 vorgestellten Untersuchungsergebnissen hergestellt.

Tabelle 5: Zusammenfassung der Unterlage [U 11]

Nummer	Beschreibung
6695	Altstandort Betriebstankstelle in der Flughafenstraße Oberflächennahe Sanierung mit Rückbau von Einrichtungen bereits durchgeführt. Erkundungen 1992: bis ca. 1,9 m Auffüllungen, lokale Verunreinigungen mit Aschen und Asphalt mit PAK-Belastung Größere Auffüllung bis 5,4 m mit Bohrung B8/1 festgestellt. PAK-Belastung bestätigt, vgl. Kapitel 2.5
6700	Altstandort Militärisch genutzte Fläche (Schießplatz, Exerziergelände, Kaserne) Erkundungen 1994 und 1995 durchgeführt: bis ca. 2.1 m Auffüllung, auffällige Mineralöl-KW und Schwermetalle sowie CKW und BTEX in Bodenluft Größere Auffüllung bis 5,4 m mit Bohrung B8/1 festgestellt, vgl. Kapitel 2.5.
28	Altablagerung Bisher keine Untersuchungen der Gefährdungsabschätzung. Auffüllungen möglicherweise bis 4 m Tiefe Auffüllung mit Bohrung 4/3 bis 0,6 m festgestellt. Oberflächennahe PAK-Belastung, vgl. Kapitel 2.5
328	Wird mit derzeitiger Trassenplanung nicht berührt, [U 11] gibt dazu keine Informationen

### 3 Bautechnische Beurteilung des Baugrundes

Die folgende Baugrundbeschreibung basiert auf den projektbezogen ausgeführten Baugrunderkundungen sowie vorliegenden Ergebnissen von nahegelegenen Baumaßnahmen [U 12] und örtlichen Erfahrungen.

Eine Übersicht der projektbezogen durchgeführten Erkundungsbohrungen ist der Anlage 1 zu entnehmen. Als Plangrundlage für die Erstellung des Lageplans (Anlage 1) wurden die seitens des Planers zur Verfügung gestellten Planunterlagen [U 3] verwendet.

Die Ergebnisse der projektbezogenen Erkundungen werden nachfolgend unter Berücksichtigung der darüber hinausgehenden Erkenntnisse aus dem Projektgebiet zusammenfassend beschrieben und beurteilt.

#### 3.1 Baugrundaufbau

Die Ergebnisse der ergänzend durchgeführten Bohrungen und Rammsondierungen sind als Bohrprofile bzw. Rammdiagramme in der Anlage 2 aufgetragen. Geologische Längsschnitte sind für den Bereich des Bahnhofs und den der Brücke in den Anlagen 6.1 und 6.2 dargestellt. Die Lage der Bohrungen ist durch die verkehrliche und bauliche Situation beeinflusst, so dass bei einer geotechnischen Bewertung die jeweilige Lage bezüglich der geplanten Bauwerke zu berücksichtigen ist.

Die Aufschlussergebnisse sind als Stichprobe zu werten. In den Bereichen zwischen den punktuell ausgeführten Baugrundaufschlüssen sind Abweichungen von den Einzelergebnissen möglich. Dort können bspw. von den Einzelergebnissen abweichende Höhenlagen von Schichtgrenzflächen auftreten. Von daher wird in den zeichnerischen Darstellungen der Profile in Anlage 6 darauf verzichtet, durchgängige Schichtgrenzen zwischen den Bohrungen anzugeben.

Nach den Ansatzhöhen der ergänzenden Bohrungen sowie den vorhandenen Aufschlüssen ist die Geländeoberfläche in etwa horizontal. Die Höhen variieren zwischen ca. 33 (Freiligrathplatz) und ca. 37 mNN (Flughafenterminal). Die geplante Brücke führt auch über die A44, die bereichsweise in einem Geländeeinschnitt liegt.

Auf Grundlage der vorliegenden Baugrunderkundungen sowie der geologischen Karte verläuft die Trasse im Bereich von vier Schichten mit unterschiedlichen bodenmechanischen Eigenschaften, die im Folgenden von der Geländeoberkante zur Tiefe hin beschrieben werden:

Schicht A:	Auffüllung
Schicht B:	Alluviale Hochflutbildungen
Schicht C:	Niederterrasse des Rheins
Schicht D:	Tertiär

Im Projektgebiet sind auch Sande oberhalb der Hochflutablagerungen kartiert (vgl. Abbildung 2). Diese sind im Rahmen der projektbezogen durchgeführten Erkundungen nicht angetroffen worden. Die folgende Tabelle 6 gibt eine Zusammenfassung der aufgeschlossenen Unterkanten der vier Schichten.

Bei der Darlegung der Kornzusammensetzungen werden sowohl die Feldansprachen als auch die Ergebnisse der bodenmechanischen Laboruntersuchungen herangezogen. Die Beurteilung der Lagerungsdichte der nichtbindigen Schichten beruht auf der Auswertung der indirekten Aufschlüsse (Rammsondierungen, DPH und Bohrlochrammsondierungen, SPT).

Tabelle 6: Aufgeschlossene Unterkanten der Bodenschichten

Bodenschicht	Bereich	Unterkante [m u. GOK]	Unterkante [mNN]	Aufschluss
Auffüllung	Niveaulage Süd	0,6	+33,0	B 3/1
	Brücke/Nordstern	nicht angetroffen*		B 4/1, 4/2, 4/3
	Niveaulage Nord	3,1 bis 5,4	+33,8 bis +31,9	B 5/1, B 8/1
	Terminal, 1. BA	nicht angetroffen und bis 2,4	bis +34,7	B 9/1, 9/2, 9/3
	Terminal, 2. BA	nicht angetroffen*		B 10/1
Hochflutablagerungen	Niveaulage Süd	1,5	+32,1	B 3/1
	Brücke/Nordstern	nicht angetroffen* und bis 1,4	bis +30,4	B 4/1, 4/2, 4/3
	Niveaulage Nord	nicht angetroffen*		B 5/1, B 8/1
	Terminal, 1. BA	nicht angetroffen* und bis 1,2	bis +35,6	B 9/1, 9/2, 9/3
	Terminal, 2. BA	nicht angetroffen*		B 10/1
Niederterrasse des Rheins (UK Quartär = OK Tertiär)	Niveaulage Süd	23,0	+10,3	B 3/1
	Brücke/Nordstern	26,4 bis 23,4	+5,3 bis +12,2	B 4/1, 4/2, 4/3
	Niveaulage Nord	23,7 bis 24,3	+13,2 bis +13,0	B 5/1, B 8/1
	Terminal, 1. BA	24,9 bis 26,1	+11,2 bis +11,8	B 9/1, 9/2, 9/3
	Terminal, 2. BA	25,2	+12,0	B 10/1

\* „nicht angetroffen“ bedeutet stellenweise durch Bohrung nicht aufgeschlossen.

### 3.2 Schicht A: Auffüllungen

Entlang der Trasse sind besonders im östlichen Ast (zwischen Nordstern und Terminal) weitreichende Auffüllungen aufgeschlossen worden. Im Bereich der geplanten Brücke sind mit den Bohrungen B4/1 bis B4/3 keine Auffüllungen erbohrt worden. Am südlichen Ende der Trasse (Bohrung B3/1) wurde lediglich eine gering mächtige Schicht bis 60 cm Tiefe aus gemischtkörnigen Auffüllungen mit anthropogenen Beimengungen (Asphalt, Beton- und Ziegelbruch, Metallreste) erkundet.

Zwischen Nordstern und Terminal betragen die Dicken der Auffüllungen zwischen 0 m (Bohrung B10/1) und 5,4 m (Bohrung B8/1). Nach den Ergebnissen der Erkundungen handelt es sich dabei überwiegend um grobkörnige und gemischtkörnige Böden. Die Eindringwiderstände der Sondierung mit der schweren Rammsonde betragen stellenweise lediglich  $N_{10} = 2$  bis 4. Dies bedeutet stellenweise eine etwa lockere Lagerung der Auf-

füllungen. Bei den Gemischen sind überwiegend Sande mit unterschiedlichen Beimengungen von Kiesen und Schluffen festzustellen. Stellenweise (Bohrung B5/1) sind auch vorwiegend bindige Auffüllungen mit einem Hauptanteil aus Schluff erkundet worden. Als anthropogene Beimengungen sind Asphalt- und Steinzeugrohrreste sowie Beton- und Ziegelbruch als auch gebrochenes Natursteinmaterial (Schotter) aufgeschlossen worden.

### 3.3 Schicht B: Alluviale Hochflutbildungen

Unterhalb der Auffüllungen folgen bereichsweise alluviale Hochflutbildungen (Auenlehme, Hochflutlehme aus Schluffen und Tonen mit Nebenanteilen und bis metermächtigen Linsen aus Sand und Kies), sofern diese nicht im Zuge der zu früheren Zeiten durchgeführten Geländeregulierungen abgetragen und/oder durch Auffüllungen ersetzt wurden.

Mit den projektbezogen durchgeführten Erkundungen wurden die Hochflutablagerungen lediglich im südlichen Bereich (Nordstern bis Freiligrathplatz) aufgeschlossen. Die Schichtdicken betragen 0,9 m bis 1,4 m. Es ist aber nicht auszuschließen, dass bereichsweise weitere Hochflutablagerungen angetroffen werden. An der Schluffbasis können in Rheinnähe auch Tonschichten auftreten, die hier aber nicht aufgeschlossen wurden.

Bei dem Hochflutlehm handelt es sich meist um Schluff mit sandigen und untergeordnet kiesigen Beimengungen. Stellenweise können auch tonige Beimengungen vorhanden sein. Aufgrund der Plastizität und Konsistenz ist diese Schicht als bewegungsempfindlich einzustufen. Unter Grundwasser bzw. bei Zutritt von Schichtenwasser kann der Schluff außerdem fließempfindlich sein.

Überwiegend ist für den Hochflutlehm (Schluff, Ton) von einer steifen, örtlich auch weichen bzw. halbfesten Zustandsform auszugehen. Im Vergleich zu den unterlagernden nichtbindigen Böden der Niederterrasse ist die Zusammendrückbarkeit des Hochflutlehms als groß zu bezeichnen.

Im Bereich der nördlichen Niveaustrecke sind in der Ingenieurgeologischen Karte noch Sandschichten verzeichnet, die die Hochflutablagerungen überlagern. Bei den jetzt geführten punktuellen Erkundungen wurden diese Schichten nicht aufgeschlossen. Dennoch ist es möglich, dass im Zuge der Arbeit die Sande angetroffen werden. In den Unterlagen [U 2] werden die Hochflut- bzw. Decksande als Fein- und Mittelsande in überwiegend lockerer bis mitteldichter Lagerung beschrieben.

### 3.4 Schicht C: Niederterrasse des Rheins

Unter den alluvialen Hochflutbildungen bzw. den Auffüllungsschichten folgen die pleistozänen Flussaufschüttungen der Niederterrasse des Rheins. Es handelt sich um Sande und Kiese des Quartärs, die z. T. schluffige und selten tonige Nebengemengeteile aufweisen. Zur Tiefe treten zunehmend grobkörnige Anteile hervor. Bereichsweise können geringmächtige Lagen von bindigen Böden in die meist grobkörnigen Sedimente der Niederterrasse des Rheins zwischengelagert sein, die lateral nicht durchhalten.

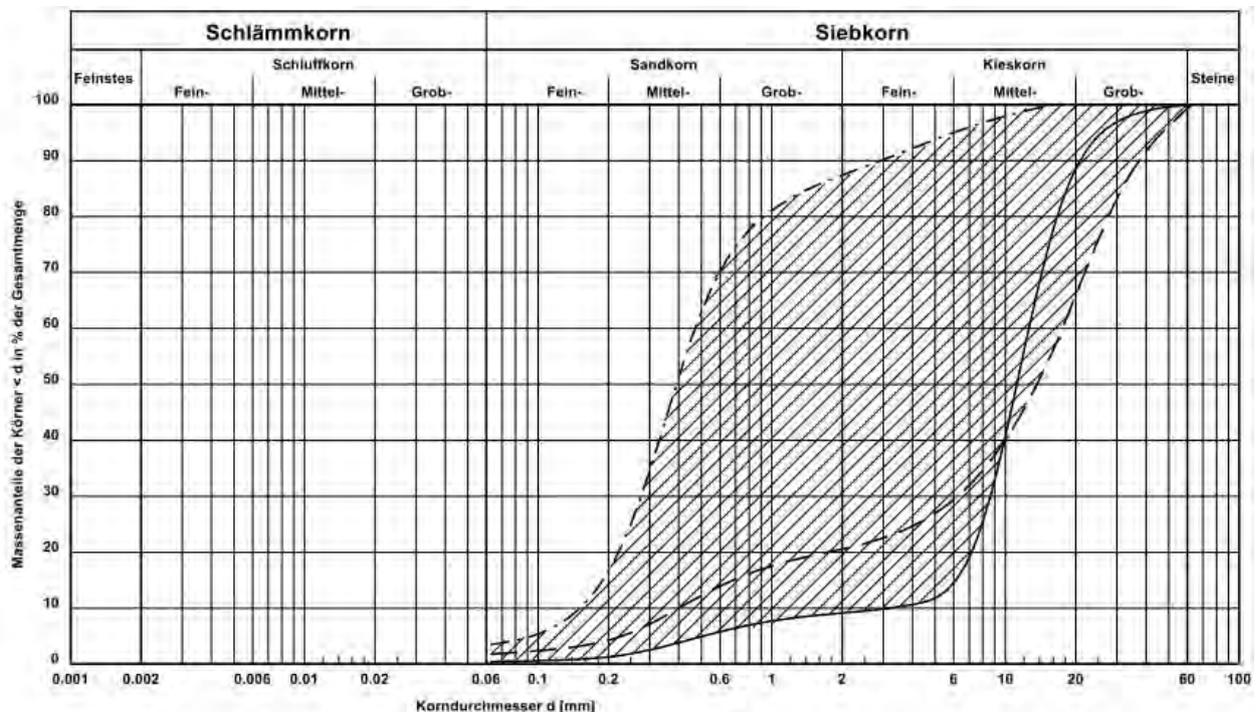


Abbildung 4: Generelles Körnungsband der Terrassenablagerungen

Bei enger Kornabstufung sowie lockerer Lagerungsdichte tendieren die quartären Sande und Kiese beim Anschnitt zum Auslaufen. Diese Tendenz wird besonders unter Auftrieb verstärkt. Innerhalb der quartären Schichten der Niederterrasse können Steine und Blöcke auftreten. Diese Steine oder Blöcke können einzeln im Sand und Kies eingelagert oder in Lagen auftreten und Hindernisse bzw. Erschwernisse für z.B. Spundwände, Bohrungen, Injektionen, Düsenstrahlarbeiten, Schlitz- und Bohrpfahlwände bilden. Insbesondere in Übergangsbereich vom Quartär zum Tertiär können derartige Steine und Blöcke angetroffen werden.

In den quartären Sanden und Kiesen treten z.T. Eisen- und Manganausfällungen (Verockerungen) auf. Teilweise sind die Böden durch Eisen- / Manganverbindungen konglomeratisch verfestigt. Dabei ist vorwiegend

oberhalb des Grundwasserspiegels und im Schwankungsbereich des Grundwasserspiegels sowie an der Grenze der tertiären und quartären Schichten mit Eisen- und z.T. Manganausfällungen zu rechnen. Dies belegen die z.T. örtlich gemessenen hohen Eindringwiderstände bei den Rammsondierungen (bspw. DPH 4/3: 8,4 bis 8,7 m und DPH 10/1: 7,8 bis 8,2 m). Zu Auswirkungen von Eisen- und Manganverbindungen sind weitergehende Hinweise in Kapitel 8.3 dargelegt.

Huminstoffe / Huminsäuren und andere Stoffe organischen Ursprungs können in den quartären Sanden und Kiesen der Niederterrasse in höherer Konzentration z.B. bei Überlagerung der Sedimente der Niederterrasse durch Schichten mit höheren Anteilen organischer Substanzen vorhanden sein. Aufgrund der möglicherweise im Boden enthaltenen Humusgehalte sind weitergehende Hinweise in Kapitel 8.3 dargelegt. Die Grundwasserproben, die den Grundwassermessstellen B8/1 (GWM 01864) und B10/1 (GWM 01865) entnommen wurden, zeigen aufgrund des DOC-Gehaltes ( $\leq 4,5$  mg/l) keine Hinweise auf erhöhte Anteile von organischen Stoffen.

Die quartären sandig-kiesigen Ablagerungen der Niederterrasse des Rheins können insbesondere an der Schichtoberfläche z.T. schluffige Beimengungen aufweisen. An der Schichtoberfläche stehen überwiegend kiesige Mittel- bis Grobsande an, erst zur Tiefe treten zunehmend kiesige Anteile hervor. Bei enger Kornabstufung sowie lockerer Lagerungsdichte sind die Sande im Grundwasser als fließgefährdet zu bewerten. Generell sind in den Terrassenablagerungen immer wieder Schichten von geringer Mächtigkeit oder geringer Ausdehnung vorhanden, die eine enge Kornabstufung besitzen. Auch diese zwischengeschalteten Schichten sind fließgefährdet.

Insgesamt ist von einer überwiegend mitteldichten Lagerung auszugehen, die mit zunehmender Tiefe in eine dichte Lagerung übergeht und damit typisch für die quartären Terrassensedimente ist. Die Eindringwiderstände liegen oberhalb des Grundwassers in Größenordnungen von  $N_{10} \approx 7$  bis 25. Stellenweise sind auch geringere Widerstände gemessen worden. Dies ist allerdings eher einer gleichförmigen Kornabstufung als einer lockeren Lagerung zu zuordnen. Unterhalb des Grundwasserspiegels sind normalerweise auch bei gleichbleibender Lagerungsdichte geringere Eindringwiderstände festzustellen. Bei den jetzt durchgeführten Sondierungen mit der schweren Rammsonde und den Bohrlochrammsondierungen (SPT) wird dies überwiegend von der höheren Lagerungsdichte kompensiert. Es sind Eindringwiderstände in Größenordnungen von  $N_{10} \approx 7$  bis 20 bzw. stellenweise auch bis  $N_{10} > 40$  gemessen worden. Dies bedeutet eine überwiegend dichte Lagerung. Lokal sind auch Schlagzahlen von  $N_{10} > 50$  (DPH 4/3, DPH 10/1) festzustellen, die auf natürliche Verfestigungen

hinweisen. Die hohen Schlagzahlen können besonders, wenn sie als Spitzenwerte auftreten, auch auf Steine und grobe Kiese hinweisen.

Die Schichtunterkante der Terrassenablagerungen des Rheins bzw. die Grenze Unterkante Quartär / Oberkante Tertiär wurde mit den ergänzenden Erkundungen in Tiefen von ca. 23,3 m bis 26,5 m unter GOK festgestellt. Dabei liegt Grenze im Bereich der Brücke an den Erkundungsstellen bei +5,33 mNN (B4/2), +9,34 mNN (B4/1) und +12,2 mNN (B4/3). Nach den ausgewerteten vorliegenden Erkundungen [U 12] liegt der Übergang vom Quartär zum Tertiär im Bereich des Nordsterns bei +10,1 bis +6,8 mNN. In dieser lokalen Vertiefung sind vermehrt Groblagen angetroffen worden. Dies sind erkundete Grobkiese und stark steinige Beimengungen. Es ist möglich, dass auch Blöcke vorhanden sind, die allerdings mit den punktuellen Aufschlüssen nicht erbohrt wurden.

Im Bereich des Terminals wurde der Tertiärübergang bei relativ einheitlichen Höhen von +11,25 bis 11,77 mNN (B9/1 bis B9/3) festgestellt. Zum Terminal West steigt die Unterfläche des Quartärs leicht auf +12,04 mNN (B10/1) an. Auch hier sind Basisgerölle möglich, wobei diese mit den durchgeführten Bohrungen nicht angetroffen worden sind.

### 3.5 Schicht D: Tertiär

Unterhalb der quartären (pleistozänen) Sande und Kiese der Niederterrasse des Rheins folgen die Schichten des Tertiärs mit meist schwach schluffigen und schwach mittelsandigen bis schluffigen Feinsanden. Abbildung 5 zeigt das typische Körnungsband der tertiären Feindsande. Es handelt sich stratigraphisch gesehen, um die marinen Grafenberger-Sande, die dem Oberoligozän zuzuordnen sind. Das Tertiär weist eine Mächtigkeit von über 50 m auf.

Die Oberfläche der tertiären Schichten wurde im hier relevanten Projektgebiet mit den vorhandenen und ergänzenden Aufschlüssen in Tiefenlagen von ca. +5,3 bis +12,2 mNN erkundet. Es zeigt sich, dass in die Tertiäroberfläche Rinnen von mehreren Metern Tiefe eingeschnitten sein können und die Tiefenlage der Oberfläche besonders im Bereich der Brücke erheblichen Schwankungen unterliegt. Typisch für die Rinnen ist es, dass dort vermehrt Basisgerölle (Grobkies, Steine und auch Blöcke) des Quartärs anzutreffen sind. Dies zeigen auch die Erkundungsergebnisse der Bohrung B 4/1 und B 4/2.

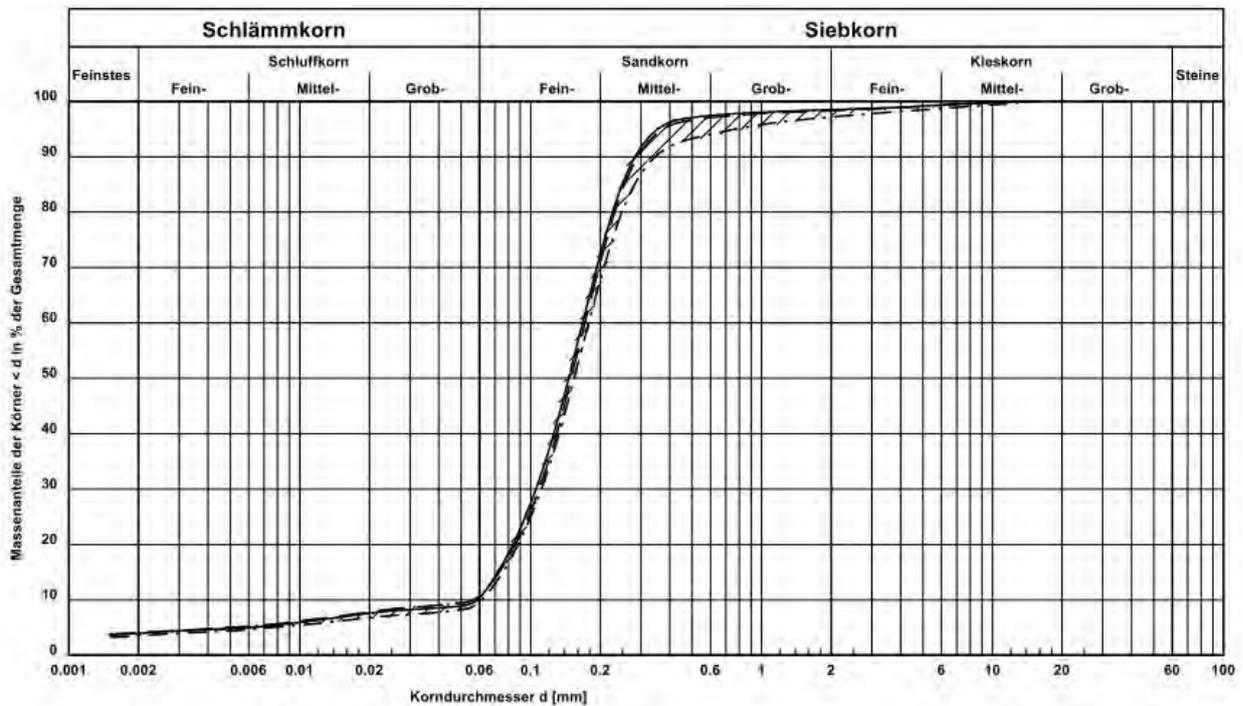


Abbildung 5: Körnungsband des Tertiärs

Meist im Grenzbereich zum überlagernden Quartär sind örtlich im Tertiär feste Eisenhydroxidschwarten und -knollen sowie Brauneisensteinbildungen, z. T. in Stein- und Blockgröße anzutreffen. Weiter können bereichsweise zu Sandstein verfestigte Lagen des tertiären Feinsands auftreten.

Im Bereich der tertiären Schichten überwiegt erfahrungsgemäß eine dichte und örtlich sehr dichte Lagerung. Dies belegen die Bohrlochrammsondierungen (SPT), die hier durchgeführt wurden. In den ersten beiden Metern sind vorwiegende Eindringwiderstände von  $N_{30} \approx 20$  bis 35. Tiefer an den Unterkanten der Bohrungen betragen die Eindringwiderstände nahezu durchgängig  $N_{30} > 50$ . Hierbei handelt es sich wahrscheinlich um Bereiche mit einer sehr dichten Lagerung. Auch zu Sandstein verfestigte Zonen können zu ähnlich hohen Eindringwiderständen führen.

Auffällige tieferreichende aufgelockerte Bereiche wurden bei den Rammsondierungen innerhalb der tertiären Schichtenfolge nicht festgestellt.

### 3.6 Durchlässigkeit der Schichtung

Die Wasserdurchlässigkeit der quartären Sand- und Kiesschichten variiert kleinräumig, bedingt durch die stark unterschiedliche Kornzusammensetzung der einzelnen Schichten, in weiten Grenzen. Die Wechselfolge und Ausdehnung der Schichten innerhalb des quartären Grundwasserleiters bestimmen die mittlere Durchlässigkeit des Aquifers.

Als Anhaltswerte können bei näherungsweise unterstellten gleichmäßigen Durchlässigkeitsverhältnissen innerhalb des Quartärs eine mittlere Bandbreite für Sande von  $k = 10^{-3}$  bis  $10^{-5}$  m/s und für Kiese zwischen  $k = 10^{-2}$  und  $10^{-3}$  m/s, ein gemittelter Wert für den Grundwasserleiter bei etwa  $4 \cdot 10^{-3}$  m/s (Erfahrungswert) angegeben werden. Die örtlich unterschiedlichen Schichten sind bei der Ausbildung von Brunnen, Drainageflächen etc. zu beachten. In Abhängigkeit der Mächtigkeit örtlicher Einlagerungen von geringer durchlässigen schluffigen Bereichen oder stärker durchlässigen kiesigen, steinigen oder blockigen Bereichen können sich die Durchlässigkeitsbeiwerte örtlich auch um mehr als eine 10er Potenz ändern. Davon ist insgesamt die vertikale Durchlässigkeit der Quartärschichtung weniger betroffen. Diese variiert etwa nur halb so stark um den gemittelten Wert der Durchlässigkeit.

Für die schluffigen Feinsande des Tertiärs kann der Durchlässigkeitsbeiwert erfahrungsgemäß bei näherungsweise unterstellten isotropen Durchlässigkeitsverhältnissen allgemein in einer Größenordnung  $k_f = \text{ca. } 5 \cdot 10^{-5}$  bis  $5 \cdot 10^{-7}$  m/s angegeben werden. Dies bedingt, dass die natürlichen unterirdischen Wasserbewegungen vorrangig durch die Vorgänge im Quartär bestimmt werden.

## 4 Bodenklassen und bodenmechanische Kennwerte

### 4.1 Bodenklassen und -gruppen

Nach den insgesamt vorliegenden Aufschlussergebnissen lassen sich die angetroffenen Böden gemäß der Bodenklassen der DIN 18300 (Erdarbeiten) und DIN 18301 (Bohrarbeiten) sowie den Bodengruppen nach DIN 18196 klassifizieren. Weiter kann eine Einteilung in Bodenklassen nach DIN 18311 (Nassbaggerarbeiten) erfolgen.

In DIN 18300 (Erdarbeiten) werden Boden- und Felsarten entsprechend ihrem Zustand beim Lösen für bautechnische Zwecke in Bodenklassen eingestuft. Weiter werden Boden- und Felsarten, die beim Bohren gelöst und als Bohrgut gefördert werden, nach DIN 18301 (Bohrarbeiten) ebenso in Klassen eingeteilt. Nachfolgend wird die Einstufung der bisher angetroffenen Böden in Bodenklassen angegeben. Für die Klassifizierung wesentliche Randbedingungen werden im Folgenden benannt.

Der Hochflutlehm sowie bindige Bereiche der Auffüllungen sind je nach Zusammensetzung bei hoher Wassersättigung bewegungsempfindlich. Dieser Zustand kann auch durch starke Niederschläge oder sonstige Wasserzutritte hervorgerufen werden. Bodenarten, die von flüssiger bis breiiger Beschaffenheit sind und die das Wasser schwer abgeben, entsprechen nach DIN 18300 der Bodenklasse 2 (fließende Bodenarten). Nach DIN 18301 erfolgt bei Böden mit starkem Einfluss der bindigen Anteile eine Einordnung nach der undränierten Scherfestigkeit sowie der Konsistenz. Im flüssig bis breiigen Zustand sind die Hochflutlehme sowie die bindigen Bereiche der Auffüllung der Klasse BB 1 zuzuordnen. Bei weicher bis steifer Konsistenz liegt die Klasse BB 2 und bei halb fester Konsistenz die Klasse BB 3 vor. Etwaige organische Ablagerungen innerhalb der Hochflutlehme werden, soweit sie nicht unzersetzt sind in die Klasse BO 1 eingestuft.

Sandig-kiesige (nichtbindige) Böden sind i.d.R. nach DIN 18300 der Bodenklasse 3 (leicht lösbare Bodenarten) zuzuordnen. Die Einstufung in Bodenklasse 4 (mittelschwer lösbare Bodenarten) ist bei den sandig-kiesigen Böden dann gegeben, wenn der Anteil <math><0,06\text{ mm}</math> mehr als 15 Massen-% beträgt bzw. steinige Einlagerungen (Korndurchmesser  $> 63\text{ mm}$  und bis zu  $0,01\text{ m}^3$  Rauminhalt) vorhanden sind, die einen gewichtsmäßigen Anteil von 30 % nicht überschreiten. Bei einem gewichtsmäßigen Anteil an Steinen von mehr als 30 % sind die Böden der Bodenklasse 3 und 4 der Bodenklasse 5 (schwer lösbare Bodenarten) zuzuordnen. Außerdem zählen zur Bodenklasse 5 ausgeprägt plastische Tone, die je nach Wassergehalt weich bis halb fest sind.

Die nichtbindigen Böden werden nach DIN 18301 bei einem Feinkornanteil bis 15 % in die Klasse BN 1 und bei höherem Feinkornanteil in die Klasse BN 2 eingestuft. Für Anteile von Blöcken und Steinen in den Lockergesteinen sind Zusatzklassen vorgesehen. Bei Steinen (Korndurchmesser  $> 63$  bis  $200\text{ mm}$ ) mit einem Volumenanteil von bis zu 30% ist es die Klasse BS 1 und über 30 % die Klasse BS 2. Bei Blöcken (Korndurchmesser  $> 200$  bis  $600\text{ mm}$ ) gelten bei Volumenanteilen bis 30 % die Klassen BS 3 und über 30 % die Klasse BS 4. Die Blöcke und Steine können Druckfestigkeiten von  $350\text{ MN/m}^2$  aufweisen.

Verfestigte Bereiche, wie gelegentlich auftretende Konglomerationen infolge von Eisen- und Manganausfällungen (Verockerungen) in den quartären Terrassenablagerungen oder Sandsteinbänke in den tertiären Feinsan-

den sind nach DIN 18301 mit Felsklassen zu beschreiben. Je nach Grad der Verfestigung entsprechen die Bereiche mit entfestigtem Fels der Klasse FV 1 oder angewittertem Fels der Klassen FV 2 bei Trennflächenabständen bis 30 cm und der Klasse FV 3 bei Trennflächenabständen über 30 cm. Die Zusatzklassen richten sich nach der einaxialen Druckfestigkeit. Die quartären Verockerungen und die Sandsteinbänke im Tertiär können Druckfestigkeiten von 100 bis 200 MN/m<sup>2</sup> erreichen. Damit ergeben sich die Zusatzklassen von FD 1 bis FD 3.

Darüber hinaus können auch Lockergesteine den Bodenklassen 6 und 7 zugeordnet werden. Die Bodenklasse 6 liegt dann vor, wenn in bindigen und nichtbindigen Böden mehr als 30 % Steine von mehr als 0,01 m<sup>3</sup> bis 0,1 m<sup>3</sup> Rauminhalt eingelagert sind. Die Bodenklasse 7 ist dann vorhanden, wenn Steine von mehr als 0,1 m<sup>3</sup> Rauminhalt angetroffen werden. Nach dem Ergebnis der Baugrunderkundungsbohrungen ist davon auszugehen, dass in den quartären Sanden und Kiesen und im Grenzbereich Quartär/Tertiär sowie im unterlagernden Tertiär örtlich die Kriterien der Bodenklasse 6 oder ausnahmsweise auch 7 zutreffen.

Die Klassifizierung nach DIN 18311 gilt i.W. für das Lösen, Laden, Fördern und Ablagern von Boden und Fels unter Wasser. Sie gilt auch dann, wenn alleinig das Lösen unter Wasser ausgeführt wird. Die Einstufung erfolgt bei bindigen und organischen Böden nach der undränierten Scherfestigkeit in die Klassen BOB 1 bis BOB 4. Nicht bindige Böden werden nach den Anteilen von Kies und Feinkorn in die Klassen NB 1 bis NB 5 eingeteilt. Ergänzend sind für Anteile von Steinen und Blöcken (Korngröße > 63 mm bis 400 mm) Zusatzklassen S1 bis S3 vorgesehen. Auffüllungen können mit den vorgenannten Klassen für Böden beschrieben werden. Die Einteilung von Fels in die Klassen F1 und F2 erfolgt nach dem Verwitterungsgrad und dem Trennflächenabstand. Verfestigte Bereiche von Lockergesteinen können näherungsweise in die Felsklassen eingeordnet werden.

Die aufgefüllten und gewachsenen Bodenarten werden gemäß DIN 18300, DIN 18301 und DIN 18311 demnach zusammenfassend in folgende Bodenklassen der Tabelle 7 eingeordnet.

In DIN 18196 sind die bei Erdarbeiten anfallenden Bodenarten (Lockergesteine) für bautechnische Zwecke in Bodengruppen mit annähernd gleichem stofflichen Aufbau und ähnlichen Eigenschaften zusammengefasst. Durch unterschiedliche Lagerungsdichten und Wassergehalte sind jedoch auch bei Böden, die zu einer bestimmten Bodengruppe gehören, stark unterschiedliche bodenmechanische Eigenschaften möglich.

Die stark differenzierende Gruppierung in DIN 18196 bedingt zur sicheren Zuordnung bei dem stellenweise vorhandenen dünn-schichtigen Aufbau oftmals eine genauere Untersuchung. Es ist damit zu rechnen, dass untergeordnet stellenweise Böden eingeschaltet sind, die in andere Bodengruppen einzustufen sind.

Tabelle 7: Bodenklassen nach DIN 18300, DIN 18301 und DIN 18311 sowie Bodengruppen nach DIN 18196

Bodenart	Bodenklasse nach DIN 18300	Bodenklasse nach DIN 18301	Bodenklasse nach DIN 18311	Bodengruppen nach DIN 18196
Mutterboden (Oberboden)	1	-	BOB 1 bis BOB 2	OH
Auffüllung, bindig (Schluff mit Nebenbodenarten Ton, Sand, Kies und mit mineralischen Beimengungen)	4 bis 5 <sup>1)</sup> oder 2 <sup>3)</sup>	BB 2	BOB 2	A [GU*, GU, SU*, SU, UL, UM, UA]
Auffüllung, nichtbindig (Kies/Sand mit Nebenbodenarten Schluff, Sand, Kies und mit mineralischen Beimengungen)	3 bis 5 <sup>1)</sup>	BN 1, BN 2	NB 1, NB 3, NB 5	A [GW, GI, GE, SW, SI, SE, GU*, GU, SU*, SU]
Decksande	3	BN 1	NB 1	SE, SU
Auelehm, Bachablagerungen (flüssige bis breiige Beschaffenheit oder Torf, Mudde)	2	BB 1, BO 1	BOB 1 bis BOB 2	SU*, SU, UL, UM, UA, F, HN, HZ, OU, OT
Hochflutlehm (Schluff, mit Nebenbodenarten Ton, Sand, Kies)	4 bis 5 <sup>1)</sup>	BB 2, BB 3	BOB 2	SU*, SU, UL, UM, UA
Hochflutlehm (Schluff, mit Nebenbodenarten Ton, Sand, Kies, flüssige bis breiige Beschaffenheit)	2 <sup>3)</sup>	BB 1	BOB 1	SU*, SU, UL, UM, UA
Niederterrasse <sup>2)</sup> (Sand oder Kies mit Nebenbodenarten Kies bzw. Sand, Schluff, Ton, Steine, Blöcke) je nach Stein-/Blockanteil und -größe	3  bis 7	BN 1 (FV 1, FV 2 FD 1 bis 3) <sup>2)</sup>  BN1 BS 1 bis BS 4	NB 1, NB 3, NB 5 (F1 bis F2) <sup>2)</sup>  zusätzlich S1 bis S3	GW, GI, GE, SW, SI, SE, SU
Tertiär <sup>2)</sup> (Feinsand mit Nebenbodenarten Schluff, Sand, Kies, Steine, Blöcke) je nach Stein-/Blockanteil und -größe	3  bis 7	BN 1, BN 2 (FV 1, FV 2 FD 1 bis 3) <sup>2)</sup> BN1 BS 1 bis BS 4	NB 1 bis NB 2 (F1 bis F2) <sup>2)</sup> zusätzlich S1 bis S3	SE, SU

- 1) Straßen-/Gehwegbefestigungen, großvolumige Hindernisse im Untergrund, Reste von Altbebauung, Gesteinstrümmer, Findlinge, evtl. Beton, Stahlbeton, grobe Mauerwerke etc. sind hinsichtlich erforderlicher Erdarbeiten getrennt zu erfassen.
- 2) Bereichsweise können im Boden verfestigte Zonen in Art von Sandsteinen oder Konglomeraten auftreten, wie z.B. Bodenverfestigungen mit Eisenausfällungen und Brauneisensteinbildungen. In diesen Zonen können erfahrungsgemäß vereinzelt Druckfestigkeiten im Bereich von bis zu ca. 100 bis 200 MN/m<sup>2</sup> (Blöcke und Steine auch 350 MN/m<sup>2</sup>) auftreten.
- 3) Bei Änderung der vorhandenen Zustandsform.

## 4.2 Bodenmechanische Kennwerte

Nach den Ergebnissen der Baugrunderkundungen können für die anstehenden Böden die nachfolgend angegebenen bodenmechanischen Kennwerte angesetzt werden. Diese Kennwerte basieren auf den projektbezogenen Untersuchungsergebnissen sowie auf Baugrunduntersuchungen im Zusammenhang mit weiteren Baumaßnahmen im Projektgebiet. Zur Klassifikation und Beschreibung des Probenmaterials der untersuchten Proben wurden projektbezogen bodenphysikalische Kennwerte ermittelt. Für spezielle Problemstellungen oder Methoden sind die Erfordernisse für gesonderte Untersuchungen ggf. zu prüfen.

Die Baugrundbeurteilung macht deutlich, dass je nach Kornzusammensetzung, Konsistenz, Lagerungsdichte usw. die Parameter selbst innerhalb einer Schicht in erheblichen Grenzen variieren. Für rechnerische Untersuchungen im Rahmen der weiteren Planung wurden diese Parameter zu mittleren Kenngrößen vereinheitlicht und in der nachfolgenden Tabelle 8 als charakteristische bodenmechanische Kennwerte zusammengefasst.

Tabelle 8: Charakteristische bodenmechanische Kennwerte

Bodenart	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi'$ [°]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$E_{sw}$ [MN/m <sup>2</sup> ]
Auffüllung, fein- bis gemischtkörnig, weich bis steif bzw. locker gelagert	18 bis 19	10	30	0	--	--
Hochflutbildungen, Hochflutlehm (Schluff, tonig, sandig, steif)	20	11	25	10	10 bis 15	30 bis 45
Hochflutbildungen, Auenlehm, Bachablagerungen						
- Torf, Mudde weich bis steif	12 bis 16	2 bis 6	8 bis 12	1 bis 5	1 bis 4	2 bis 8
- Schluff, z.T. humos weich bis steif	16 bis 19	6 bis 10	12 bis 20	5 bis 10	4 bis 8	8 bis 15
Sand, z.T. schluffig, z.T. kiesig, locker gelagert	17	10	30	0	20 bis 30	50 bis 80
Sand, z.T. schluffig, z.T. kiesig, mitteldicht bis dicht gelagert	20	11	32,5 bis 37,5 i.M. 35	0	30 bis 50	80 bis 150

Bodenart	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi'$ [°]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$E_{sw}$ [MN/m <sup>2</sup> ]
Kiesiger Sand, sandiger Kies (z.T. steinig) mitteldicht bis dicht gelagert	21	12	35 bis 42 i.M. 37,5	0	70 bis 100	200 bis 250
Tertiär (Feinsand, mittelsandig, schluffig, mitteldicht bis dicht gelagert, z.T. sehr dicht)	21	12	35	0	60 bis 100	180 bis 300

Zeichenerklärung zu vorstehender Tabelle 8:

$\gamma$  = Wichte des feuchten Bodens

$\gamma'$  = Wichte des Bodens unter Auftrieb

$\varphi'$  = Reibungswinkel

$c'$  = Kohäsion

$E_s$  = Steifemodul für Erstbelastung, d.h. Spannung liegt oberhalb der geologischen Vorbelastung

$E_{sw}$  = Steifemodul für Wiederbelastung, d.h. Spannung liegt unterhalb der geologischen Vorbelastung

Die in der vorstehenden Tabelle angegebenen Wichten verstehen sich als mittlere charakteristische Kennwerte. Untere charakteristische Kennwerte für die Wichten nach DIN 1054:2010-12 sind durch Abzug von 1 kN/m<sup>3</sup> von diesen Werten zu ermitteln. Diese unteren charakteristischen Kennwerte sind bei den Nachweisen immer dann anzusetzen, wenn der Einfluss der Wichten gegenüber dem der Scherparameter dominiert und eine große Wichte sich begünstigend auswirken würde, also zum Beispiel bei den Nachweisen gegen hydraulischen Grundbruch oder Aufschwimmen.

## 5 Grundwasserverhältnisse

### 5.1 Grundwasseruntersuchungen

Zur Feststellung der Grundwasserverhältnisse und der Grundwasserbeschaffenheit wurden zum einen vorhandene Unterlagen ausgewertet. Die verwendeten Unterlagen sind im Abschnitt 1.2 aufgeführt. Zum anderen wurden eigene Untersuchungen, das heißt Grundwasserstandsmessungen und chemische Analysen, durchgeführt. Diese Ergebnisse werden im Folgenden noch dargestellt.

## 5.2 Übergeordnete Grundwasserverhältnisse

Der maßgebliche Grundwasserspiegel liegt im Bereich der geplanten Baumaßnahme innerhalb des Grundwasserleiters der quartären Sande und Kiese der Niederterrasse des Rheins. Im unterlagernden Tertiär ist ebenfalls ein Grundwasserspiegel festzustellen, der näherungsweise das gleiche Druckniveau, wie der Grundwasserleiter im Quartär aufweist.

Der Rhein liegt etwa 3 km westlich der Baumaßnahme. Die Grundwasserstände werden somit auch durch die Wasserführung des Rheins beeinflusst. Die großräumige Fließrichtung des Grundwassers ist bei niedrigen bis mittleren Rheinwasserständen etwa nach Westen zum Rhein als Vorfluter hin gerichtet. Sie kann aus der Grundwassergleichendarstellung in Abbildung 6 abgeleitet werden. Die Fließrichtung liegt jeweils senkrecht zu den Gleichelinien.

Hohe Rheinwasserstände können zu einer landeinwärts gerichteten Infiltration mit einem der großräumigen Fließrichtung entgegen gerichteten Anstieg des Grundwassers führen. Die Größe des Anstiegs hängt zum einen vom Rheinhochwasserstand und zum anderen wesentlich von der Dauer des Hochwasserereignisses ab. Auf Grund der Entfernung zum Rhein (ca. 3 km) sind die Auswirkungen von Hochwasserereignissen gedämpft und zeitverzögert.

Die geplante Baumaßnahme liegt im Wasserschutzgebiet für das Einzugsgebiet der Wassergewinnungsanlage „Am Staad“ der Stadtwerke Düsseldorf. Dabei liegt der wesentliche Teil in der Wasserschutzzone WSZ IIIB, lediglich der Bereich der Haltestelle Freiligrathplatz zusammen mit dem südlichen Teil der Niveaulage in der Wasserschutzzone WSZ IIIA. Zur Orientierung sind in Abbildung 6 die Wasserschutzzonen und der geplante Bahnhof Terminal eingetragen. Planungen müssen daher die bestehenden Wasserrechte berücksichtigen. In diesem Zusammenhang wird besonders auf die Wasserschutzgebietsverordnung „Am Staad“ [U 8] hingewiesen.

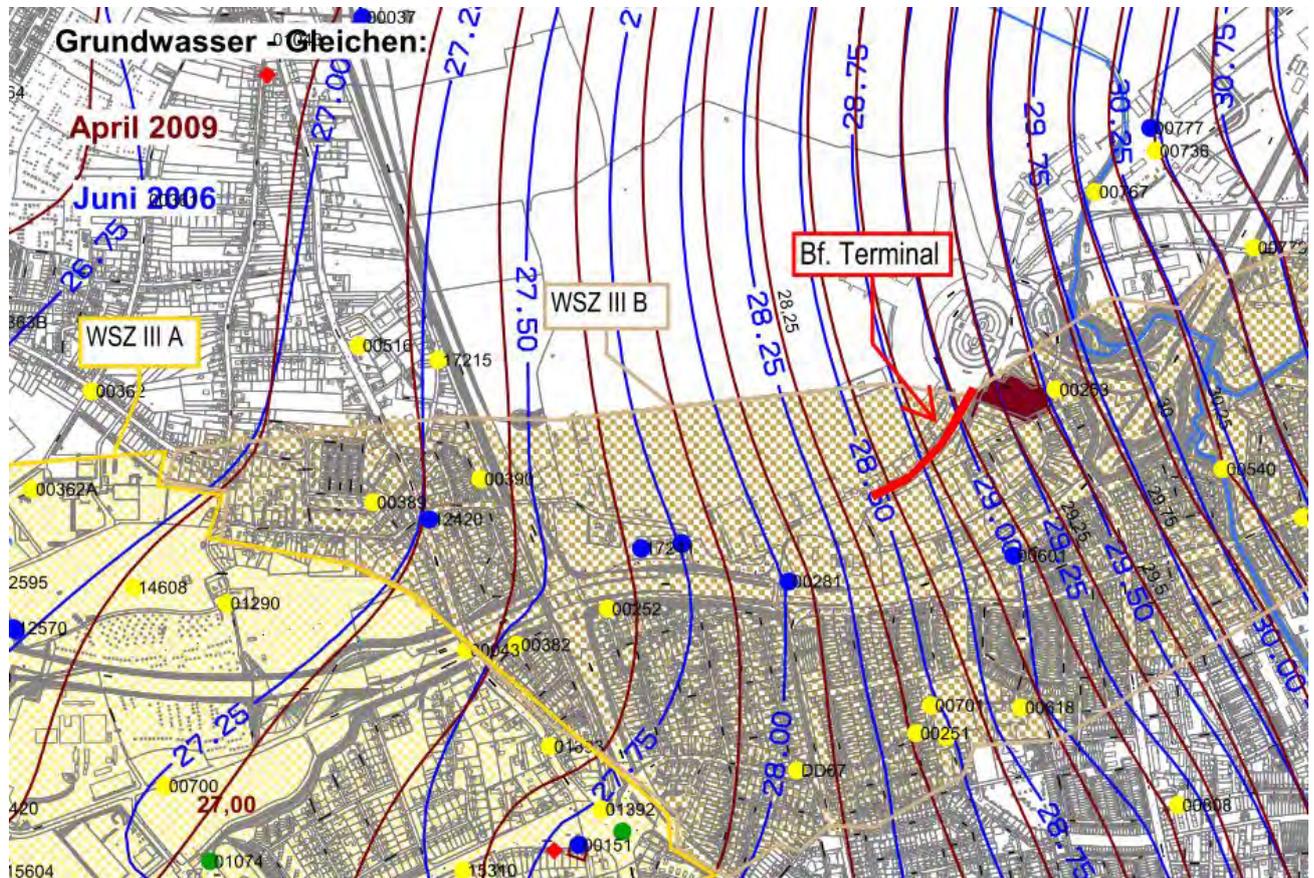


Abbildung 6: Grundwassergleichen nach Angabe UA [U 6]

### 5.3 Grundwasserstände

Nach der Ingenieurgeologischen Karte [U 2] sowie nach den Auswertungen von langjährigen Messreihen werden im Projektgebiet mittlere Grundwasserstände (MGW) von ca. 28 bis 29 mNN erwartet. Diese Größenordnung zeigt sich auch in der Grundwassergleichendarstellung in Abbildung 6.

Dabei können vom Niedrigwasserstand (NGW) bis zum höchsten Grundwasserstand (HGW) durchaus Grundwasserschwankungen in Größenordnung von ca. 2 bis 3 m auftreten. Erfahrungen zeigen, dass mit nach Osten zunehmender Entfernung zum Rhein die Schwankungsbreite des Grundwasserstandes kontinuierlich abnimmt.

Generell kann im Projektgebiet von einem geschlossenen quartären Grundwasserstockwerk ausgegangen werden. Dieses Stockwerk kann erfahrungsgemäß örtlich begrenzt von kleineren Stauwasserhorizonten überlagert werden, die sich oberhalb gering wasserdurchlässiger Zonen des Hochflutlehms bzw. bindiger oder un-

durchlässiger Auffüllungen bilden. Die Stauwasserhorizonte sind i.d.R. von geringer Mächtigkeit im Dezimeterbereich und geringer seitlicher Ausdehnung. Die Stauwasserhorizonte können zur Wassersättigung der betreffenden Bodenhorizonte sowie zu Wasserzutritten zur Baugrube führen.

Im Nahbereich des Projektgebiets betreibt die Landeshauptstadt einige Grundwassermessstellen (vgl. Abbildung 6). Die Auswertung der mehrjährigen Messreihen gibt einen generellen Überblick der vorhandenen Grundwasserstände. In Anlage 5 sind die Messreihen einzelner besonders relevanter Grundwassermessstellen dargestellt (Reihenfolge von Nord-Ost nach Süd-West):

GWM 00253	Kalkumer Straße
GWM 00601	Zaberner Straße
GWM 00281	Eckener Straße
GMW 01392	Niederrheinstraße
GWM 00151	Beckbuschstraße

Weiter ist in Anlage 5 ein Lageplan mit den genannten GWM beigefügt. Es sind folgende Grundwasserstände gemessen worden:

Tabelle 9: Grundwasserstände städtischer Grundwassermessstellen [U 4]

Grundwassermessstelle	Auswertungszeitraum	Niedrigststand		Höchststand		Mittlerer Wasserstand	
		[mNN]	u. GOK	[mNN]	u. GOK	[mNN]	u. GOK
GWM 00253 Kalkumer Straße	Januar 1973 bis Oktober 2011	+27,92	9,76 m	+30,80	6,88 m	+29,21	8,47 m
GWM 00601 Zaberner Straße	Oktober 1988 bis Oktober 2011	+27,72	10,02 m	+30,31	7,43 m	+29,07	8,67 m
GWM 00281 Eckener Straße	November 1973 bis März 2012	+26,51	11,78 m	+29,61	8,68 m	+27,62	10,37 m
GMW 01392 Niederrheinstraße	April 2007 bis April 2012	+26,51	7,86 m	+27,75	6,62 m	+27,28	7,09 m
GWM 00151 Beckbuschstraße	Januar 1978 bis April 2011	+25,25	9,21 m	+29,07	5,39 m	+27,43	7,03 m

Weiter wurden im Zuge der projektbezogenen Baugrunderkundungen drei Bohrungen zu Grundwassermessstellen ausgebaut. Die Ausbauskizzen der Ausbauten sind in Anlage 4 diesem Bericht beigefügt. Folgende Erstmessungsergebnisse wurden festgestellt:

Tabelle 10: Grundwasserstände in ergänzend hergestellten Grundwassermessstellen

Bohrung	Bezeichnung GWM	Geländeoberkante [mNN]	Pegeloberkante [mNN]	Filterstrecke	Bodenschicht (Filterstrecke)	Messung am	Grundwasserstand	
							[mNN]	u. GOK
B 4/1	01863	+33,42	+33,36	4,0 m bis 24,0 m	Quartär	27.08.2012	+26,62	6,80 m
						15.11.2012	+26,78	6,64 m
B 8/1	01864	+37,30	+37,23	7,3 m bis 24,30 m	Quartär	10.09.2012	+27,80	9,50 m
						15.11.2012	+27,85	9,45 m
B 10/1	01865	+37,22	+37,18	6,0 m bis 25,0 m	Quartär	22.09.2009	+28,62	8,60 m
						15.11.2012	+28,83	8,39 m

#### 5.4 Bemessungswasserstand

Für das quartäre Grundwasserstockwerk ist zwischen bauzeitlichen Wasserständen und Wasserständen, die aller Voraussicht nach während der Lebenszeit nicht überschritten werden und für die das endgültige Bauwerk zu dimensionieren ist sowie Wasserstände die den Bauzuständen zu Grunde gelegt werden, zu unterscheiden.

Zur Bemessung des endgültigen Bauwerks sind Lastzustände anzusetzen, die sich zum einen aus der Berücksichtigung des höchsten oder niedrigsten zu erwartenden Grundwasserstandes oder auch unter Vernachlässigung des Grundwassers ergeben. Der höchste bekannte Grundwasserstand (HGW) wurde für das Hochwasser 1926 rekonstruiert. Das Ergebnis wurde geoteam mit Grundwassergleichen [U 7] angegeben.

Für das Umfeld des Projektes liegen längerfristige Grundwasserbeobachtungen vor [U 4], anhand derer Grundwasserstände abgeleitet wurden, die nachfolgend in der Tabelle 11 wiedergegeben werden. Aufgrund der räumlichen Ausdehnung der Trasse ist es sinnvoll, die charakteristischen Wasserstände für einzelne Bereiche differenziert anzugeben. Dabei wurde für die Bauzeit ein Niedrigwasserstand gewählt, der den niedrigsten gemessenen Grundwasserständen aus dem Zeitraum 1973 bis 2011 entspricht. Das Mittelwasser wurde als Mittelwert der gemessenen Grundwasserstände ausgewertet.

Aus den Grundwasserstandsmessungen können die Bemessungswasserstände für ein Hochwasserereignis während der Bauzeit abgeleitet und als Grundlage der weiteren Planung vorgeschlagen werden. Die Festlegung der maßgeblichen Größen erfolgt in Abstimmung mit dem Bauherrn. Der Bemessungswasserstand der Bauzeit (BW), der vorgeschlagen wird, wurde durchschnittlich etwa einmal in 10 Jahren erreicht, bzw. im Auswertungszeitraum um höchstens 0,3 m überschritten.

Tabelle 11: Vorgeschlagene charakteristische Wasserstände

	Niedrigwasser	Mittelwasser	Bemessung Hochwasser Bauzeit	Höchster bekannter Grund- wasserstand
Bezeichnung	NGW	MGW	BW	HGW
Bahnhof Terminal	+27,7 mNN	+29,1 mNN	+31,0 mNN	+32,0 mNN
Tunnelstrecke und Rampe			+30,5 mNN	
Brücke und Rampe Bereich Nordstern	+26,5 mNN	+28,0 mNN	+30,0 mNN	+31,0 mNN
Überwerfungsbauwerk, südliche Ni- veaulage und Freiligrathplatz	+25,2 mNN	+27,5 mNN	+29,0 mNN	+29,5 mNN

## 5.5 Grundwasserbeschaffenheit

Zur Untersuchung der Beschaffenheit des Grundwassers werden zum einen bestehende Unterlagen ausgewertet, als auch chemische Analysen in Abstimmung mit dem Umweltamt geführt.

Die nachfolgende Tabelle 12 listet die Messstellen aus denen Proben für Untersuchungen entnommen wurden auf.

Tabelle 12: Chemisch untersuchte Grundwasserproben

Bezeichnung	Verfilterter Horizont	Labor-Nummer
GWM 01863 - B4/1	Quartär	43501-1
GWM 01864 - B8/1	Quartär	43501-2
GWM 01865 - B10/1	Quartär	43501-3

Die Ergebnisse sind in Anlage 8.1 tabellarisch zusammengefasst und die Prüfberichte in Anlage 8.2 beigefügt.

Nach Angabe des Umweltamtes liegt die Trasse im Randbereich einer möglichen Grundwasserverunreinigung mit PFT (Perfluorierte Tenside) vor. Im weiteren Projektumfeld befinden sich zwei städtische Grundwassermessstellen, in denen Gehalte bis zu ca. 80 ng/l PFT festgestellt wurden. Diese Gehalte liegen nahe dem allgemein vorgeschlagenen Vorsorgewert von 100 ng/l = 0,1 µg/l, aber deutlich unter einem möglichen Maßnahmengrenzwert von 300 ng/l. In allen neu eingerichteten Grundwassermessstellen (GWM 01863, GWM 01864 und GWM 01865) wurden entsprechende Untersuchungen durchgeführt. Hierbei wurden keine messbaren Gehalte festgestellt. Die Einzelwerte liegen jeweils unterhalb der Nachweisgrenze (< 0,01 µg/l).

Weitere Verunreinigungen des Grundwassers sind im Trassenverlauf nicht bekannt. Stellenweise ist im Stadtgebiet von Düsseldorf das Grundwasser durch CKW (Chlorierte Kohlenwasserstoffe) verunreinigt. Nach hiesigem Kenntnisstand ist davon der Bereich der Baumaßnahme nicht betroffen. Vorsorglich wurden Grundwasserproben aus den neuen Messstellen entsprechend untersucht. Dabei wurde festgestellt, dass nur geringe Gehalte gemessen wurden. Diese liegen bei  $\leq 4,1 \mu\text{g/l}$  (vgl. Anlage 8) und liegen damit unter einem möglichen Grenzwert für eine Einleitung in ein offenes Gewässer von  $10 \mu\text{g/l}$ .

Zusätzlich zu den vorgenannten Untersuchungen sind auch weitere Parameter untersucht worden. Die tabellarische Zusammenstellung in Anlage 8.1 gibt einen Überblick des Untersuchungsumfangs und den entsprechenden gemessenen Gehalten. Die Gehalte an chemischen Bestandteilen sind aus Sicht von geoteam im Wesentlichen unauffällig. Lediglich der Eisengehalt mit  $2 \text{ mg/l}$  (GWM 01865) ist herauszustellen, da dieser den Grenzwert zur Einleitung von Entnahmewasser in Oberflächengewässer erreicht.

Grenzwerte von chemischen Inhaltsstoffen werden bezüglich der Entnahme und Einleitung durch die Untere Wasserbehörde (Umweltamt) festgelegt. Dabei wird werden auch die Regelungen für Wasserschutzzonen berücksichtigt. Eine entsprechende Voranfrage wurde durch geoteam nicht durchgeführt.

## 5.6 Aggressivität von Grundwasserproben

Zur Beurteilung des lokalen Grundwassers hinsichtlich Aggressivität sind aus zwei Grundwassermessstellen je eine Grundwasserprobe entnommen und chemisch analysiert worden. Die ausgewählten Grundwasserstellen liegen im Bereich der späteren Brückengründung und dem Tunnel. Die Untersuchungen konzentrierten sich dabei auf Parameter zur Beurteilung der Betonaggressivität nach DIN 4030 und der Stahlaggressivität nach DIN 50929 sowie zusätzlich den DOC-Gehalt.

Aus den zwei der vorgenannten Messstellen wurden je eine Grundwasserprobe entnommen und auf die Parameter gemäß DIN 4030-1:2008-09 (Betonaggressivität) und DIN 50929-3:1985-09 (Stahlaggressivität) hin untersucht. Die Ergebnisse sind mit den Prüfberichten in der Anlage 8 beigefügt.

Wie die Tabelle der Anlage 8 zeigt, wurden in den beiden Grundwasserproben keine erhöhten Konzentrationen an den untersuchten Parametern gemäß DIN 4030 nachgewiesen. Alle Einzelwerte unterschreiten den jeweiligen Grenzwert für „schwach angreifend“. Damit können die untersuchten Grundwasserproben gemäß DIN 4030 wie folgt eingestuft werden:

B4/1 (GWM 01863)                      Expositionsklasse XA1  
 B8/1 (GWM 01864)                      Expositionsklasse XA1

Neben den in der DIN 4030 aufgeführten Parametern können ferner Huminsäuren auf das Abbindeverhalten des Betons z.B. von Düsenstrahlkörpern negative Auswirkungen haben. Im Rahmen der oben beschriebenen chemischen Analysen wurde auch der Parameter „DOC“ bestimmt. Es konnte in der Probe B10/1 ein Gehalt von 4,5 mg/l festgestellt werden. Daher wird empfohlen, im Vorfeld Eignungsversuche der Schlitzwandsuspension durchzuführen, besonders wenn Grundwasser als Anmachwasser verwendet werden sollte.

Neben der Untersuchung gemäß DIN 4030 wurden die zwei Grundwasserproben auch auf die Parameter gemäß DIN 50929 („Stahlaggressivität“) untersucht, um die Gefahr von Mulden- bzw. Lochkorrosion und Flächenkorrosion abschätzen zu können. Die ermittelten Einzelwerte sind in der Tabelle in Anlage 8.1 dargestellt.

Aus den dort aufgeführten Werten ergeben sich die nachfolgenden Einstufungen der Tabelle 13:

Tabelle 13: Ergebnisse der Untersuchungen gemäß DIN 50929 („Stahlaggressivität“)

Grundwasserprobe	Pegel	Beurteilung für unlegiertes Eisen und verzinkter Stahl	
GW 1	B4/1 GWM 01861	Mulden-/Lochkorrosion:	sehr gering
		Flächenkorrosion:	sehr gering
GW 2	B8/1 GWM 01862	Mulden-/Lochkorrosion:	sehr gering
		Flächenkorrosion:	sehr gering

## 5.7 Grundwasserschutz

Es sind alle zur Verhinderung einer Verunreinigung des Grundwassers erforderlichen Vorkehrungen zu treffen. Im Hinblick auf die Wasserschutzzonen sind besondere Genehmigungsaufgaben zu beachten. So sind in der Zone III A und B beispielsweise Abfallzwischenlager genehmigungspflichtig [U 8]. Genehmigungen werden bei der Unteren Wasserschutzbehörde (Umweltamt der LHD, Amt 19, Brinkmannstraße 5, 40225 Düsseldorf) beantragt.

Die Grundwasserfließrichtung ist im Wesentlichen von der Baumaßnahme in Richtung der Grundwasserentnahmen am Rhein gerichtet. Bei der Bauausführung sind generell nur solche Geräte und Materialien zu verwenden, die eine Gefährdung des Grundwassers ausschließen. Der Einfluss von Bauteilen oder Baustoffen, die ins Grundwasser einbinden, ist im Einzelfall gesondert zu untersuchen.

Zur Überwachung der Grundwasserqualität können bauzeitlich Beprobungen und Analysen in vorhandenen oder ggf. neuen Grundwassermessstellen dienen.

## 5.8 Einfluss der Bauwerke auf die Grundwasserverhältnisse

Gemäß derzeitigem Stand der Planung soll der Tunnel des Bahnhofs Terminal und die zugehörige Rampe wasserdicht ausgeführt werden, so dass keine dauerhafte Entnahme von Grundwasser auftritt. Dies sind auch die einzigen Grundwassersperrbauwerke des geplanten Projektes. Im Bereich der Brücke werden die Lasten über Pfähle in den Untergrund geleitet. Die Pfähle oder die Pfahlgruppen sind von den Abmessungen im Verhältnis zur Mächtigkeit des quartären Grundwasserleiters nach Ansicht von geoteam so gering, dass hierdurch keine Beeinflussung zu befürchten ist. Es werden außer Tunnel und Brückengründung keine weiteren Bauteile geplant, die ins Grundwasser einbinden.

Der Tunnel und der tieferliegende Teil der Rampe werden voraussichtlich in einer nahezu wasserdichten Baugrubenumschließung errichtet. Als Verbauwände bieten sich vom Grundsatz her Spundwände oder Ortbetonwände (Schlitzwände oder Verbauwände aus überschrittenen Bohrpfählen) an. In der derzeitigen Projektphase ist es noch nicht abschließend festgelegt, ob eine Einbindung der Verbauwände in das weniger durchlässige Tertiär einbinden sollen. Die Verbaumaßnahmen, die bis in den nahezu abdichtenden Tertiärhorizont reichen (z.B. Schlitz- oder Dichtwände) sperren den Grundwasserstrom auf eine bestimmte Länge ab.

Die Alternative ist eine abdichtende Sohle, die bspw. als Unterwasserbetonsohle hergestellt werden kann. Hier ist eine Grundwasserkommunikation unterhalb der endgültigen Bauwerke im Grundwasserleiter möglich. Ggf. ist auch eine tieferliegende Dichtungssohle technisch sinnvoll.

Im Rahmen der weitergehenden Planung sind mögliche Beeinflussungen der Grundwasseroberfläche insbesondere bei einem möglichen Einfluss z.B. auf benachbarte Bauwerke unter Einbeziehung der Bauwerksgeometrien sowie gemessener Grundwasserstände im relevanten Projektbereich zu überprüfen. Weiterhin ist der Einfluss von eventuellen Änderungen der Grundwasserfließrichtung zu beachten. Allerdings kann bereits festgestellt werden, dass das Tunnelbauwerk in Längsrichtung parallel zur Grundwasserströmung liegt. Dies zeigt Abbildung 6. Daher ist keine wesentliche Beeinflussung im weiteren Umfeld des Bauwerks zu erwarten.

Erfahrungsgemäß ist eine Beeinflussung von Grundwasserständen im Nahfeld des (Sperr-) Bauwerks kaum messbar. Dies gilt auch bei einer bauzeitlichen Restwasserhaltung innerhalb einer nahezu dichten Baugrube.

Auch eine bauzeitliche Entnahme von Grundwasser aus dem Tertiär wird bei ausreichender Einbindung ins Tertiär kaum eine messbare Absenkung des Wasserstands im Quartär bewirken, sodass diese aus Sicht von geoteam vernachlässigbar ist.

Da zum einen keine Grundwasserverunreinigung mit den chemischen Analysen festgestellt wurde und zum anderen die Beeinflussung der Grundwasserströmung nur unwesentlich sein wird, ist keine Verschleppung von vorhandenen Verunreinigungen zu erwarten.

## 6 Bautechnische Beurteilung (Gründungsberatung)

### 6.1 Gründung geplanter Bauwerke

Nach derzeitigem Planungsstand können folgende charakteristischen Bauwerke mit spezifischen gründungsmaßnahmen entlang der Trasse vom Freiligrathplatz zum Flughafen unterschieden werden:

Haltestelle Freiligrathplatz	Flachgründung
Niveaulage Süd	Flachgründung
Überwerfungsbauwerk	Flachgründung
Brückenwiderlager	voraussichtlich Flachgründung
Brückenstützen	Tiefgründung
Rampe und Tunnel	tiefliegende Flachgründung

### 6.2 Flach- und Flächengründungen

Der Nachweis der Tragfähigkeit von Flach- und Flächengründungen ist nach DIN EN 1997-1 und DIN 1054:2010-12 zu führen. Die Abhängigkeit der Widerstände von Bodenart, Schichtenfolge und -mächtigkeit, Fundamentgröße, Lastangriffspunkt und -richtung sowie dem Grundwasserstand sind dabei zu berücksichtigen. Im Allgemeinen ist ebenfalls ein expliziter Nachweis der Verformungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) erforderlich. Dabei werden berechnete Verformungen, in erster Linie Setzungen, den zulässigen Werten gegenübergestellt. Dafür sind Berechnungen mit charakteristischen Kennwerten und Lasten durchzuführen.

Für die bereichsweise anstehende Auffüllung werden, aufgrund der teilweise zu erwartenden starken Zusammendrückbarkeit und örtlich wechselnden Verhältnisse keine generellen Angaben gemacht. Für erforderliche

Gründungen sind die Sohlwiderstände im Einzelfall zu bestimmen. Dabei können im Bereich von nicht tragfähigen Auffüllungen verbessernde Maßnahmen wie Bodenaustausch durch geeignetes tragfähiges Material erforderlich werden.

Für die gewachsenen Bodenschichten können in einfachen Fällen zur Berechnung der erforderlichen Fundamentabmessungen im Sinne der DIN 1054:2010-12 A6.10 unter Einhaltung der nachfolgend genannten Randbedingungen die Bemessungswerte der Sohlwiderstände der Tabelle 14 entnommen werden. Generell setzen die genannten Anhaltswerte einen mittigen und lotrechten Lastangriffspunkt auf eine horizontale Fundamentsohle voraus. Die Fundamentbreite  $b'$  bezieht sich auf die kleinere der beiden infolge Ausmittigkeit der Last reduzierten Fundamentseiten. Weiterhin wird eine Einbindetiefe der Fundamente bzw. Höhe der seitlichen Überdeckung von mindestens 1,0 m sowie eine nicht aufgeweichte und ungestörte Gründungssohle vorausgesetzt. Die Werte für den Hochflutlehm gelten ohne Einfluss des Grundwassers; die Werte für die Sande und Kiese sind auch unter Berücksichtigung des Einflusses des Grundwasserspiegels angegeben.

Bei außermittigem Lastangriff sind die Sohlwiderstände nach DIN 1054:2010-12 auf die wirksame Fundamentfläche  $A'$  zu beziehen, deren Schwerpunkt der Lastangriffspunkt ist. Durch Horizontalkräfte kann die Grundbruchsicherheit erheblich reduziert werden. Wirken auf den Gründungskörper neben der lotrechten resultierenden Kraft  $V$  auch waagerechte Kräfte  $H$ , so ist der Sohlwiderstand abzumindern. Die Einzelheiten zur Abminderung der Werte in Tabelle 14 sind DIN 1054:2010-12 A6.10 zu entnehmen. In diesen Fällen wird empfohlen eine spezifische Grundbruchberechnung durchzuführen.

Aufgrund der o.g. zahlreichen Einflussfaktoren besitzen die Angaben der Tabelle 14 nur allgemeinen Charakter. Es ist insbesondere zu berücksichtigen, dass die angegebenen Sohlwiderstände lediglich auf einer Bewertung der allgemeinen Baugrundverhältnisse basieren und z.B. örtliche Lage, Tiefe, Größe und Belastung der Fundamente nicht erfassen. Entsprechend ist die Gründungssituation im Einzelfall unter Berücksichtigung eines detaillierten Fundamentplanes einschl. der zugehörigen Lasten hinsichtlich auftretender Differenzsetzungen und ggf. erforderlicher Baugrundverbesserungen im Rahmen der weiteren Planung zu bewerten. Die angegebenen Sohlwiderstände sind im Rahmen der Nachweise gegen Grundbruch sowie der Berechnung der Setzungen für den Einzelfall zu überprüfen.

Bei Ausnutzung der Sohlwiderstände ist bei unterstelltem, jeweils einschichtigem Baugrundaufbau mit Setzungen in der Größenordnung bis zu ca. 2 bis 4 cm zu rechnen. Setzungen bei mehrschichtigem Aufbau und Differenzsetzungen zwischen Bauwerksteilen (Bauabschnitten) sind gesondert zu bewerten und z. B. bei Fugen-

konstruktionen zu berücksichtigen. Bei der Bewertung auftretender Setzungen und Setzungsdifferenzen ist die Konsolidierungszeit eines bindigen Untergrundes sowie evtl. zusätzliche Setzungen infolge Auflockerungen und Entspannung der Gründungssohle durch Aushub zu berücksichtigen.

Sofern die bei den vorausgesetzten Randbedingungen ermittelten Sohlwiderstände keine ausreichende Grundlage zur Lastabtragung darstellen, sind z.B. Baugrundverbesserungsmaßnahmen einzuplanen.

Tabelle 14: Bemessungswerte des Sohlwiderstands  $\sigma_{R,d}$  für Streifen- und Einzelfundamente bei Einbindetiefen  $t \geq 1,0$  m

Gründung in Schicht	Fundamentbreite $b'$ [m] <sup>1)</sup>					Grundwasser (GW)
	0,5	1,0	1,5	2,0	$\geq 3,0$	
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	
Hochflutlehm (Schluff, tonig, sandig),steif	250 (200)	250 (200)	250 (200)	250 (200)	250 (200)	ohne GW
Sand, z.T. schluffig, z.T. kiesig, mind. mitteldicht	300 (280)	350 (300)	400 (350)	420 (400)	420 (400)	ohne GW
Kiesiger Sand, sandiger Kies, mind. mitteldicht	400 (350)	420 (400)	470 (450)	500 (450)	500 (450)	
Sand, z.T. schluffig, z.T. kiesig, mind. mitteldicht	220 (180)	250 (220)	290 (260)	320 (300)	390 (390)	mit GW
Kiesiger Sand, sandiger Kies, Tertiär mind. mitteldicht	310 (250)	360 (310)	410 (380)	460 (440)	560 (560)	

Werte für quadratische Einzelfundamente (Werte für Streifenfundamente in Klammern)

1) Zwischenwerte sind linear zu interpolieren, es gilt generell  $a' > b'$

Für den Nachweis gegen Gleiten bei horizontal oder schräg belasteter Gründungsebene kann bei ungestörter Kontaktfläche und Ortbetongründungen für die Ermittlung des charakteristischen Wertes des Gleitwiderstands ein Reibungsbeiwert von  $\mu = \tan \varphi'$ , mit  $\varphi'$  als innerem Reibungswinkel des Lockergesteins gemäß Tabelle 8 in der Gründungssohle angesetzt werden. Der Reibungswinkel ist allerdings auf  $\varphi' \leq 35^\circ$  zu begrenzen.

Mit Rücksicht auf die möglichen Setzungen und Setzungsdifferenzen kann für einzelne Bauteile eine Reduzierung der vorab angegebenen Sohlwiderstände erforderlich sein. Für Gründungssohlen mit größeren Einbindetiefen bzw. tiefen Flächengründungen können – auf der sicheren Seite liegend – die angegebenen Werte an-

gesetzt werden. Alternativ dazu kann jedoch der Nachweis gegen Grundbruch in Verbindung mit einer Setzungsberechnung zu wirtschaftlicheren Lösungen führen.

Für die Bemessung der Einzel- und Streifenfundamente kann als Eingangswert für Berechnungen im ungestörten Baugrund ein vertikaler Bettungsmodul in der Größenordnung von  $k_s \approx 25 \text{ MN/m}^3$  angesetzt werden, soweit die Sohlspannungen größer als der Überlagerungsdruck sind (Erstbelastung). Für Bodenplatten und Tunnelrahmenbauwerke wird der Ansatz eines Bettungsmoduls von  $k_s \approx 10$  bis  $15 \text{ MN/m}^3$  bei Erstbelastung empfohlen. Bei Sohlspannungen, die kleiner als der Überlagerungsdruck sind (Wiederbelastung), können in erster Näherung Bettungsmodule in der Größenordnung der 2 bis 3-fachen Werte bei Erstbelastung angesetzt werden. In den Randbereichen der Rahmenbauwerke kann auf einer Breite von ca. 2 m unter den Außenwänden der Bettungsmodul jeweils 1,5- bis 2,0-fach erhöht werden. Für die Berücksichtigung von Unterwasserbetonsohlen sind Hinweise in Kapitel 7.5 angegeben.

Es wird darauf hingewiesen, dass der Bettungsmodul keine bodenmechanische Kenngröße darstellt, sondern vielmehr von der Gründungsgeometrie, der Sohlnormalspannung, der Steifigkeit des Baugrundes sowie dem Verhältnis von Baugrundsteifigkeit zur Steifigkeit der betrachteten Bauwerkskonstruktion abhängig ist. Grundsätzlich ist die Ermittlung des Bettungsmoduls, der die Interaktion Baugrund/Bauwerk zutreffend abbildet, ein iterativer Prozess. Die mit der angesetzten Bettungsmodulverteilung ermittelten Verformungen des Bauwerks müssen dabei in ihrer Größenordnung mit den aus der Bettungsspannung resultierenden Setzungen des Baugrundes übereinstimmen. Der Bettungsmodulansatz ist iterativ anzupassen, bis die der Berechnung des Bettungsmoduls zugrundeliegenden Vertikalverformungen mit dem Berechnungsergebnis der Setzungsberechnungen ausreichend genau übereinstimmen. Alternativ kann zur Berechnung auch das Steifemodulverfahren angewendet werden.

Es wird empfohlen, dass Bauteile der Brücke oder der Überwerfung/Ausfädelung, die höhere Lasten erwarten lassen, in den gewachsenen Sanden und Kiesen des Quartärs gegründet werden. Ggf. ist dafür eine Tieferführung oder ein Bodenaustausch vorzusehen. Nach den stichpunktartigen Baugrunderkundungen sind dann die Gründungsebenen mit folgenden Tiefen zu berücksichtigen.

Tabelle 15: Gründungstiefen

Bauwerk	Bohrung	Tiefe
Überwerfungsbauwerk/ Ausfädelung	B3/1	+32,1 m NN (t ≥ 1,5 m)
Südliche Brückenrampe	B4/1	+32,0 mNN (t ≥ 1,45 m)
Nördliche Brückenrampe und Widerlager Nord	B4/3 und B5/1	+34,6 mNN bis +33,8 mNN (t ≥ 1,0 bis 3,1 m)

### 6.3 Pfahlgründungen

Nach derzeitigem Kenntnisstand sind Bohrpfähle vor dem Hintergrund von ggf. auftretenden Hindernissen im Untergrund und Erschütterungsemissionen anderen Pfahlsystemen vorzuziehen. Bei ausschließlicher axialer Beanspruchung können vom Grundsatz her auch Pfähle mit kleinem Durchmesser nach DIN 14199 zum Einsatz kommen.

Zur Bemessung von Pfahlgründungen werden nachfolgend Angaben zur Berechnung und Herstellung von Bohrpfählen und Pfählen mit kleinen Durchmessern (Mikropfähle/Verpresspfähle) gemacht. Grundsätzlich gilt für die Bemessung und für Probelastungen DIN 1054:2010-12. Bei der Herstellung sind in Verbindung mit DIN 1054:2010-12 für Bohrpfähle insbesondere die DIN EN 1536 sowie für Pfähle mit kleinen Durchmessern DIN 14199 „Verpresspfähle“ zu beachten.

Die nachfolgend angegebenen Kennwerte für die Bemessung der Pfähle gelten für Einzelpfähle. Dabei ist zu beachten, dass neben der Tragfähigkeit des Baugrundes auch die zulässigen Setzungen und eine etwaige Gruppenwirkung die zulässige Belastung von Pfählen bestimmen.

Weiterhin gelten die angegebenen Tragfähigkeiten sowohl für die mindestens mitteldicht gelagerte Sande und Kiese als auch für den tertiären Feinsand. Sie sind durch Probelastungen bzw. entsprechende Referenzen gemäß DIN 1054:2010-12 zu überprüfen. In Abhängigkeit von den Genauigkeitsanforderungen einer Setzungsuntersuchung für das Brückenbauwerk ist auch der Verlauf der Widerstandssetzungslinie durch eine Probelastung zu bestimmen.

Bohrpfähle sind – sofern Schwächezonen innerhalb einer Tiefe von  $3 \cdot D$  unterhalb des Pfahlfußes anstehen – auf das Liegende abzusetzen. Dabei wird vorausgesetzt, dass bei der Pfahlherstellung sichergestellt wird, dass die Tragfähigkeit des Baugrundes durch Herstellungseinflüsse nicht unzulässig herabgesetzt wird.

Bei einer Berechnung der Pfahltragfähigkeit bei Druckbelastung sowie der Ermittlung der Widerstandssetzungslinie können für Bohrpfähle (Einzelpfahl) die folgenden charakteristischen Widerstände angesetzt werden:

Bei einer Einbindetiefe im mindestens mitteldicht gelagerten Sand und Kies

$$t \geq 3,0 \text{ m}$$

$$\text{Spitzenwiderstand bei } s/D = 0,1 \quad q_{b,k} = 4,0 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{Spitzenwiderstand bei } s/D = 0,03 \quad q_{b,k} = 2,25 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{Spitzenwiderstand bei } s/D = 0,02 \quad q_{b,k} = 1,75 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{Mantelwiderstand bei } s = s_{sg} \quad q_{s,k} = 0,08 \text{ MN/m}^2$$

Voraussetzung für den Ansatz dieser Werte ist eine Mindesteinbindetiefe in den mindestens mitteldicht gelagerten Baugrund von  $t \geq 3 \text{ m}$  (Mittlerer Spitzenwiderstand von  $q_c = 10 \text{ MN/m}^2$  im maßgebenden Bereich des Pfahlmantels und  $q_c = 25 \text{ MN/m}^2$  im maßgebenden Bereich des Pfahlfußes, entsprechend Eindringwiderständen der Schweren Rammsonde von etwa  $N_{10} = 10$  bis  $N_{10} = 20$ ).

Durch gezielte Mantel- und Pfahlfußverpressungen können Pfahlwiderstände erhöht werden. Generelle Angaben dazu können, nach Festlegung des Verfahrens (Abstände der Ventile, Verpressmittel, Verpressdrücke uwm.) erarbeitet werden. Bei einer Mantelverpressung kann ein Mantelwiderstand von

$$q_{s,k} = 0,25 \text{ bis } 0,30 \text{ MN/m}^2$$

erreicht werden. Dieser Anhaltswert sollte lediglich zur Vorplanung/Entwurfsplanung herangezogen werden und ist im Rahmen von Probelastungen oder entsprechende Referenzen zu bestätigen.

Horizontallasten können von Bohrpfählen über eine horizontale Bettung in den Untergrund abgetragen werden. Der Bettungsmodul kann in erster Näherung mit

$$k_{s,h} = E_s/D$$

angesetzt werden.  $E_s$  bezeichnet den Steifemodul des Baugrundes nach Tabelle 8 und  $D$  den Pfahldurchmesser mit  $D \leq 1,0 \text{ m}$ . Die Bettungsspannung darf nicht höher als die charakteristische Erdwiderstandsspannung sein, ggf. ist bei rechnerischer Überschreitung der Bettungsmodul abzumindern. Die Resultierende der Bettung muss kleiner als der Bemessungswert des Erdwiderstands sein.

Für Pfähle mit kleinem Durchmesser (Mikropfähle, Verpresspfähle) bei Druckbelastung können für einen Einzelfahl bei der Berechnung ihrer Tragfähigkeit beim Entwurf der Gründung die folgenden charakteristischen Werte angesetzt werden:

Bei einer Einbindetiefe im mindestens mitteldicht gelagerten Sand und Kies

Spitzenwiderstand	$q_{b,k}$	=	0 MN/m <sup>2</sup>
Mantelwiderstand	$q_{s,k}$	=	0,3 MN/m <sup>2</sup>

Die Werte gelten für mindestens mitteldicht bis dicht gelagerte Baugrund (Mittlerer Spitzenwiderstand von  $q_c \geq 15$  MN/m<sup>2</sup> im maßgebenden Bereich des Pfahlmantels, entsprechend Eindringwiderständen der Schweren Rammsonde von etwa  $N_{10} = 10$  bis 20). Soweit die Anforderungen an die Lagerungsdichte erfüllt sind, können die Ansätze auch für nichtbindige Auffüllungen verwendet werden. Besonders bei Pfählen mit kleinem Durchmesser sind Probelastungen zur Feststellung des spezifischen Pfahlwiderstands erforderlich, da die Tragfähigkeit erheblich vom Herstellverfahren abhängen kann.

Es wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass es sich bei diesen, für beide Pfahlarten angegebenen charakteristischen Werten um Grenzwerte handelt, die einen Bruchzustand beschreiben und somit keinerlei Sicherheiten beinhalten.

In Bezug auf die bei axialer Belastung auftretende Wechselwirkung zwischen Einzelfählen in Pfahlgruppen ist die Möglichkeit der Verschlechterung des Lastsetzungsverhaltens durch die Gruppenwirkung nach EA Pfähle zu prüfen.

Für Schlitz- und Bohrpfahlwände, die neben ihrer Hauptfunktion, der Aufnahme von horizontalem Erd- und Wasserdruck über Biegung sowie typische damit verbundene Vertikallasten (Vertikalkomponenten aus Erddruck und Ankerkräften) in den Baugrund ableiten, werden im nächsten Kapitel 7 „Baugrubensicherung“ besondere Hinweise zur Bemessung gegeben.

Für die weitere Entwurfsplanung besonders der Brückengründung sollte eine weitere Abstimmung mit dem Tragwerksplaner erfolgen, um spezifische Baugrundrandbedingungen (Schichtung, Absetztiefe, Interaktion mit Bestand u.a.) an jeden einzelnen Stützpunkt der Brücke zu bewerten.

## 7 Baugrubensicherung

### 7.1 Baugrubenausbildung

Die Bauwerksunterkante des Bahnhofs Terminal wird nach derzeitiger Planung bei etwa +23,0 mNN, das heißt circa 14 m unter GOK liegen. Die Bauwerksohle befindet sich damit in den gewachsenen Kiesen und Sanden der Terrassenablagerungen und bei allen Grundwasserständen auch unterhalb des Grundwasserspiegels. Der Tertiärhorizont liegt in der Größenordnung von +11,25 bis +12,05 mNN mit einer leichten ansteigenden Tendenz nach Osten. Die Rampe führt von +23 mNN bis auf Niveaulage an GOK (ca. +37,0 mNN).

Eine tiefreichende Grundwasserabsenkung für die Herstellung des Tunnelbauwerks ist aus Sicht von geoteam wegen der Auswirkungen auf die Umgebung, auf den Grundwasserhaushalt und die damit verbundenen Kosten voraussichtlich nicht sinnvoll. Wahrscheinlich ist dies auch nicht wasserrechtlich genehmigungsfähig. Die Baubaugruben sollten daher eine untere Abdichtung erhalten oder die Verbauwände sind bis in das weniger durchlässige Tertiär zu führen, um eine natürliche „Abdichtung“ zu erreichen.

Die Erstellung des Tunnels und Rampe sollten somit, unterhalb des Grundwasserspiegels, im Schutz von dichten Verbauwänden erfolgen. Grundsätzlich kommen dafür sowohl Schlitz- als auch überschnittene Bohrpfehlwände in Frage. In Teilbereichen (z.B. Rampen) sind auch Spundwände oder oberhalb des Grundwasserspiegels auch Trägerbohlwände als Baugrubensicherung möglich.

Als Sohlabdichtung in Bereichen unterhalb des Grundwasserspiegels kommt in Betracht:

1. Einbindung der Verbauwände in das Tertiär (mindestens 3 m zuzüglich der erforderlichen Nachweise)
2. Anordnung einer tiefliegenden Dichtsohle
3. Anordnung einer (verankerten) Unterwasserbetonsohle

Die **Lösung 1** erfordert die größte Einbindetiefen und somit die größten Verbauwandlängen. Vor diesem Hintergrund scheidet die Spundwand als Verbauwandkonstruktion in diesem Fall voraussichtlich aus, da aufgrund der großen Länge ( $L \approx 29$  m, bei Höhenlage des Tertiärs von +11 mNN) und der möglichen Einlagerungen von größeren Steinen oder Blöcken im Übergang Quartär/Tertiär die notwendige Einbindung ohne größere Zusatzmaßnahmen nicht sicher zustellen ist.

Somit verbleiben als Verbauwandarten die Schlitzwand und die Bohrpfahlwand. Aufgrund der erforderlichen großen Tiefenlagen und der geringeren Fugenanzahl ist jedoch einer Schlitzwand für Baugruben, die in das Tertiär einbinden, der Vorzug zu geben. Bei der Herstellung sollten nur Geräte verwendet werden, die nachweislich eine große Richtungsstabilität aufweisen. In jedem Fall muss sichergestellt werden, dass einzelne Lamellen nicht unzulässig gegeneinander verlaufen, sodass vermeidbare Undichtigkeiten auftreten. Kontinuierliche Kontrollen mit einem Neigungsmessgerät (Inklinometer o.ä.) werden unbedingt für erforderlich gehalten und sind in der Ausschreibungsplanung zu berücksichtigen.

Für die dichten Verbauwände, die in das weniger durchlässige Tertiär einbinden, beträgt die konstruktiv erforderliche und auch auf Grund der variierenden Tertiäroberfläche zu empfehlende Einbindetiefe mindestens 3,0 m in diese Schicht. Weitere Kriterien zur Festlegung der erforderlichen Einbindetiefe ergeben sich aus der statischen Berechnung der Verbauwand sowie dem Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch. Es ist dabei auch die hydraulische Stabilität der tertiären Feinsandschichten gegenüber dem Quartär zu prüfen.

Nach den Erkundungsergebnissen sind Schwankungen in der Tertiäroberfläche vorhanden. Im Bereich des Bahnhofs Terminal ist ein leichter Anstieg in Richtung Osten festzustellen. Der tatsächliche Verlauf der Oberfläche entlang der Verbauachsen wird erst mit der Herstellung der Bohrpfahl- bzw. Schlitzwände festgestellt werden. Für die Ausschreibung ist dies entsprechend zu berücksichtigen. Für die Planung von Spundwänden ergeben sich daraus besondere Randbedingungen, da die Profillängen nicht mit Sicherheit oder vertretbarem Aufwand festgelegt werden können. Auch aus diesem Grund wird die Spundwandlösung nicht ohne Weiteres realisierbar sein.

Bei Anordnung einer tiefliegenden Dichtsohle gemäß Lösung 2 reduzieren sich die Verbauwandlängen. Die Tiefenlage wird über den Nachweis der Auftriebs- beziehungsweise Aufbruchssicherheit bestimmt. Es ist allerdings zu prüfen, dass der Nachweis es erlaubt, die Dichtsohle beziehungsweise die Unterkante der Düsenstrahlsohle mindestens 2 m oberhalb des Tertiärs anzuordnen, da gegebenenfalls vorhandene Steine und Blöcke im Übergang zwischen Quartär und Tertiär keine gesicherte Herstellung der Dichtsohle erlauben. In Verbindung mit Dichtsohlen sind, neben Ortbetonwänden auch Spundwände als Verbauwandlösung möglich. Allerdings ist zu berücksichtigen, dass die Spundwandbohlen bei Anordnung einer Düsenstrahlsohle möglicherweise nicht mehr gezogen werden können. Es ist weiter anzumerken, dass die Anordnung einer tiefliegenden Dichtsohle gegebenenfalls eine zusätzliche Aussteifung zu Begrenzung der Wandfußverformungen erforderlich macht.

Bei der Lösung 3 mit einer Unterwasserbetonsohle sind sowohl Schlitzwände als auch Spundwände oder Bohrpfahlwände möglich, wobei auch hier aufgrund der geringen Fugenanzahl der Schlitzwand der Vorzug zu geben ist. Auch im Hinblick auf die Anschlussfuge zwischen Verbauwand und einer Unterwasserbetonsohle ist eine Schlitzwand günstiger zu bewerten, als eine Bohrpfahl- oder Spundwand.

Grundsätzlich ist anzumerken, dass Ortbetonwände (Schlitz-/Bohrpfahlwände) eine wesentlich höhere Verbausteifigkeit besitzen als Spundwände. In den Bereichen, wo benachbarte Bauwerke oder Leitungen tangiert werden, und ein steifer, verformungsarmer Verbau erforderlich wird, scheidet die Spundwandlösung wahrscheinlich aus. Im Hinblick auf den Erddruckansatz gelten prinzipiell die Hinweise, die für Ortbetonwände angegeben werden. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, dass ein Spundwand- oder Trägerbohlwandverbau nur eingeschränkt einen verformungsarmen Verbau darstellt. Bei erforderlichem Ansatz eines erhöhten aktiven Erddrucks ist in jedem Fall eine entsprechende Stützung des Verbaus vorzusehen. Beim Einsatz in der Nähe verformungsempfindlicher Bauteile oder Leitungen ist im Einzelfall zu prüfen, ob die zu erwartenden Verformungen verträglich sind.

Trägerbohlwände kommen nur oberhalb des Grundwasserspiegels oder in Verbindung mit einer Grundwasserhaltung in Frage. Bei Anordnung von Trägerbohlwänden im oberen Grundwasserbereich bzw. im Grundwasserschwankungsbereich ist eine örtlich begrenzte Teilabsenkung des Grundwassers bis unter die Aushubsohle mittels Brunnen möglich. Aufgrund der großen Durchlässigkeit des Aquifers und der damit verbundenen großen Wassermenge kommen hierfür nur kleine Absenkbeträge in Frage.

Nach Erfahrungen im Düsseldorfer Baugrund – insbesondere auch beim Bau der Autobahn A44 – stellt die Spundwandbauweise grundsätzlich ein geeignetes Bauverfahren zur Baugrubensicherung von dichten Baugruben dar. Unter Berücksichtigung der mitteldichten bis dichten Lagerung der Sande und Kiese mit teilweise eingelagerten Steinen, Blöcken oder verfestigten Bereichen ist das Spundwandprofil jedoch nicht nur nach statischen, sondern auch nach rammtechnischen Kriterien auszuwählen. Als Einbringhilfe ist generell eine Spülung (Nieder- oder Hochdruck) vorzusehen. Darüber hinaus sollte ein Anteil von mindestens 10 % mit Vorbohrung in der Planung und Ausschreibung berücksichtigt werden. Große Rammhindernisse in den Auffüllungen, wie bspw. Mauerwerks- und Betonbauteile sind mit den bisher durchgeführten Erkundung nicht angetroffen worden, aber ggf. zu entfernen. Insofern ist auch die Hindernisbeseitigung (z.B. durch Bohren) vorzusehen. Im Hinblick auf mögliche Gerölllagen im Übergang Quartär/Tertiär gelten die Hinweise zu Lösung 1.

## 7.2 Berechnungsansätze für Baugrubenwände

Für die Bemessung der Baugrubenwände kann im Regelfall der aktive Erddruck angesetzt werden. Dort, wo Bauwerke bzw. empfindliche Leitungen und Kanäle im unmittelbaren Einflussbereich der Verbauwände liegen, sind die Verbauwände verformungsarm auszubilden. Es ist dabei der erhöhte aktive Erddruck  $E_a' = 1/2 (E_a + E_o)$  zugrunde zu legen. Beim Nachweis des Erdwiderlagers ist in diesen Fällen stets zur Begrenzung der Verformungen ein Anpassungsfaktor gem. den Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben (EAB, 5. Auflage, 2012) von maximal  $\eta_{Ep} \leq 0,8$  bei durchgehenden Wänden und minimal  $\eta_{Ep} \geq 0,6$  bei aufgelösten Wänden anzusetzen. Wenn die Berechnungen unverträglich große Verschiebungen ergeben, ist der Anpassungsfaktor weiter zu verringern. Bei Trägerbohlwänden ist unabhängig vom Erddruckansatz ein Anpassungsfaktor von maximal  $\eta_{R,e} \leq 0,8$  anzusetzen.

Spund- oder Trägerbohlwände kommen für kleinere Baugruben (z.B. Rampen) als Baugrubensicherung infrage. Im Hinblick auf den Erddruckansatz gelten prinzipiell die Hinweise, die für Ortbetonwände angegeben werden. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, dass Spundwand- oder Trägerbohlwandverbau nur eingeschränkt einen verformungsarmen Verbau darstellt. Bei erforderlichem Ansatz eines erhöhten aktiven Erddrucks ist in jedem Fall eine entsprechende Stützung des Verbaus vorzusehen. Beim Einsatz in der Nähe verformungsempfindlicher Bauteile oder Leitungen ist im Einzelfall zu prüfen, ob die zu erwartenden Verformungen verträglich sind.

Grundsätzlich sind bei der Berechnung und Bemessung der Verbauwände die Hinweise der DIN 1054:2010-12 sowie in Verbindung mit den EAB (5. Auflage) zu beachten. Für ausgesteifte oder rückverankerte Baugrubenwände ist die resultierende Erddruckkraft in Abhängigkeit der Wandkonstruktion und der Stützungsart umzulagern. Der Bereich, in dem der Erddruck umgelagert wird, erstreckt sich in der Regel von der Geländeoberfläche bis zur Baugrubensohle. Sofern Gründe vorliegen, die eine Erddruckumlagerung aus dem Bereich unterhalb der Baugrubensohle erwarten lassen, ist der Bereich der Erddruckumlagerung im Grenzfall bis zur Wandunterkante bzw. dem theoretischen Fußpunkt zu erweitern. Der Wasserdruck wird nicht umgelagert.

Bei der Berechnung der Verbauwände ist das Erdwiderlager zur Bestimmung der Verformungen durch eine realitätsnahe elastische Bettung zu simulieren. Beim Ansatz des Bettungsmoduls ist sicherzustellen, dass die charakteristische Bettungsspannung  $\sigma_{n,k}$  an keiner Stelle die charakteristische Erdwiderstandsordinate  $e_{ph,k}$  übersteigt. Außerdem darf der Bemessungswert der Bettungsreaktionskraft  $B_{n,d}$  nicht größer als der Bemes-

sungswert des Erdwiderstands  $E_{ph,d}$  sein. Beim Ansatz der Bettung sind zur realitätsnahen Ermittlung der Verformungen die Vor- und Rückbauzustände zu berücksichtigen. Auch hier sind die Hinweise der EAB zu beachten.

In den Fällen, in denen die Verformung einer Verbauwand zweifelsfrei keine Auswirkung auf Bauwerke, empfindliche Leitungen oder Kanäle hat, kann mit einem vereinfachten Ansatz der Bettung am Erdauflager gerechnet werden. Der Bettungsverlauf ist in Höhe der Aushubsohle mit Null und dann bis in eine Tiefe von 3,0 m linear ansteigend auf den angegebenen Bettungsmodul anzusetzen. Ab 3,0 m Tiefe ist der Verlauf konstant über die Tiefe anzunehmen.

Alternativ zum Bettungsansatz können die Verschiebungen des Erdauflagers auch über einen Mobilisierungsansatz des Erdwiderstands oder eine FEM- Simulation ermittelt werden.

Für den Ansatz einer bodenmechanischen Einspannung oder Teileinspannung sind Verformungen der Verbauwand am Wandfuß gegen das Erdreich erforderlich. Bei gestützten Ortbetonwänden sind diese notwendigen Verformungen nur bei ausgesprochen nachgiebiger und hochliegender Stützung zu erwarten. Daher kann bei Ortbetonwänden nur in diesem Fall eine bodenmechanische Einspannung oder Teileinspannung angesetzt werden. Beim Lenzen stellen Unterwasserbetonsohlen in Regel ein festes Auflager der Verbauwand dar, so dass sich in diesem Lastfall mindestens eine Teileinspannung ergibt.

Der Nachweis gegen „Versagen bodengestützter Wände durch Vertikalbewegung“ nach DIN 1054:2010-12 kann für die Schlitzwände und Bohrpfahlwände unter Beachtung der zu Bohrpfählen benannten Anforderungen vereinfachend mit dem jeweiligen, nachfolgend genannten charakteristischen Spitzenwiderstand  $q_{b,k}$  (als Grenzwert) geführt werden. Die Werte gelten für eine Mindesteinbindetiefe unter der Baugrubensohle von 3,0 m in mindestens mitteldicht gelagerten gewachsenen Boden. Im Bereich von Unterwasseraushub beträgt die Mindesteinbindetiefe 5,0 m.

In die Festlegung dieser Widerstände sind Überlegungen zur Begrenzung der vertikalen Verformung bereits einbezogen, so dass i.a. auf einen gesonderten Nachweis der Setzung über die Ermittlung einer Pfahlwiderstands-Setzungslinie verzichtet werden kann. Allerdings ist bei einer Überbauung der Baugrube mit einer möglichen Hochbebauung das Last-Verformungsverhalten genauer zu untersuchen.

Der Ansatz der negativen Wandreibung am Erdauflager ist abhängig vom inneren Gleichgewicht der Vertikalkräfte. Die Summe der nach unten gerichteten Kräfte (aktiver Erddruck, Eigengewicht der Wand, ggf. vertikale

Komponente der Ankerkraft, Ersatzkraft bei Einspannung oder Teileinspannung, Auflasten am Wandkopf) muss dabei größer sein, als die nach oben gerichtete Komponente des Erdwiderstands. Besonders bei nicht-verankerten oder nicht zusätzlich vertikal belasteten Wänden ist daher die mögliche Wandreibung am Erdauf-lager begrenzt. Das innere vertikale Gleichgewicht wird mit charakteristischen Größen überprüft.

### Berechnungsansätze für Schlitz- und Bohrpfahlwände

Wandreibung und Erddruckneigungswinkel bei suspensionsgestützten Wänden:

Aktiver Erddruck: 
$$\delta_{a,k} \leq + \frac{1}{2} \varphi'$$

Erdwiderstand, bei Ansatz gekrümmter oder gebrochener Gleitflächen:

$$\delta_{B,k} \geq - \frac{1}{2} \varphi'$$

Erdwiderstand, bei Ansatz ebener Gleitflächen

$$\delta_{B,k} \geq - \frac{1}{3} \varphi'$$

Wandreibung und Erddruckneigungswinkel bei nicht suspensionsgeschützten Wänden:

Aktiver Erddruck: 
$$\delta_{a,k} \leq + \frac{2}{3} \varphi'$$

Erdwiderstand, bei Ansatz gekrümmter oder gebrochener Gleitflächen:

$$\delta_{B,k} \geq - \varphi'$$

Erdwiderstand, bei Ansatz ebener Gleitflächen

$$\delta_{B,k} \geq - \frac{2}{3} \varphi'$$

Charakteristischer Spitzenwiderstand:

Innerhalb der mindestens mitteldicht gelagerten Baugrund

$$q_{b,k} = 1,75 \text{ MN/m}^2$$

Charakteristische Mantelwiderstand:

Ab einer Einbindetiefe, die größer als für das horizontale Erdauf-lager erforderlich ist:

Innerhalb der mindestens mitteldicht gelagerten Schichten

$$q_{s,k} = 0,075 \text{ MN/m}^2$$

Vereinfachter Ansatz der horizontalen Bettung am Erdauflager

Hochflutlehm  $k_{sh,k} = 0 - 10 \text{ MN/m}^3$

Quartäre Sande, locker gelagert

$$k_{sh,k} = 0 - 10 \text{ MN/m}^3$$

Quartäre Sande, mindestens mitteldicht gelagert

$$k_{sh,k} = 0 - 20 \text{ MN/m}^3$$

Quartäre Kiessande, mindestens mitteldicht gelagert

$$k_{sh,k} = 0 - 35 \text{ MN/m}^3$$

Tertiäre Feinsande, dicht gelagert

$$k_{sh,k} = 0 - 35 \text{ MN/m}^3$$

Berechnungsansätze für Spundwände

Wandreibung und Erddruckneigungswinkel:

Aktiver Erddruck:  $\delta_{a,k} \leq + \frac{2}{3} \varphi'$

Erdwiderstand, bei Ansatz gekrümmter oder gebrochener Gleitflächen:

$$\delta_{B,k} \geq - \varphi'$$

Erdwiderstand, bei Ansatz ebener Gleitflächen

$$\delta_{B,k} \geq - \frac{2}{3} \varphi'$$

Charakteristischer Spitzenwiderstand:

Innerhalb der mindestens mitteldicht gelagerten Baugrund

$$q_{b,k} = 2,0 \text{ MN/m}^2$$

Dabei ist die wirksame Aufstandsfläche bspw. nach A. Weißenbach: Baugruben Teil III zu bestimmen. Voraussetzung für den Ansatz dieses Spitzenwiderstands ist eine Einbindetiefe der Spundwand von mindestens 3 m und bei Unterwasseraushub mindestens 5 m in die mindestens mitteldicht gelagerten Sande und Kiese bzw. das Tertiär. Auf Spülhilfen beim Einbringen sollte nahe der Endtiefe verzichtet werden.

Die Bettungsansätze können nach den Angaben für Schlitz- und Bohrfahlwänden übernommen werden.

## Berechnungsansätze für Trägerbohlwände

Beim Nachweis des Erdwiderlagers ist in jedem Fall ein Anpassungsfaktor nach EAB von maximal  $\eta_{R,e} \leq 0,8$  anzusetzen.

Wandreibung und Erddruckneigungswinkel:

Aktiver Erddruck: 
$$\delta_{a,k} \leq + \frac{2}{3} \varphi'$$

Erdwiderstand, bei Ansatz gekrümmter oder gebrochener Gleitflächen im Nachweis des Gleichgewichts der Horizontalkräfte:

$$\delta_{B,k} \geq - \varphi'$$

Charakteristische Werte für Spitzenwiderstand und Mantelwiderstand

Für gebohrte Bohlträger mit ausbetoniertem Fuß gelten die Berechnungsansätze für Bohrpfähle.

Charakteristischer Spitzenwiderstand:

Innerhalb der mindestens mitteldicht gelagerten Baugrund

$$q_{b,k} = 4,0 \text{ MN/m}^2$$

Für gerammte Bohlträger können die folgenden Werte für Spitzen- und Mantelwiderstand angesetzt werden. Falls die Bohlträger eingerüttelt werden, sind die Widerstände um 25% zu reduzieren. Bei der Verwendung von Rammhilfen, wie Spüllanzen oder Lockerungsbohrungen gelten die angegebenen Ansätze nicht.

Einbindung von  $t_g > 3,0$  m innerhalb der mindestens mitteldicht gelagerten Böden:

Spitzenwiderstand: 
$$q_{b,k} = 0,6 + 0,12 (t_g - 0,5) \text{ [MN/m}^2\text{]}$$

Mantelwiderstand 
$$q_{s,k} = 0,06 \text{ MN/m}^2$$

Verformungen des Erdaufagers können über die Mobilisierung des Erdwiderstands bestimmt werden.

## 7.3 Verpressanker

Bei der Ausführung von Verpressankern sowie bei den zugehörigen rechnerischen Nachweisen und Prüfungen sind in erster Linie die derzeit bauaufsichtlich eingeführten Normen DIN 1054:2010-12, DIN 4125:1980-11 und DIN EN 1537:2001-01 zu beachten. Im Folgenden finden sich weitere, teilweise baugrund- und projektspezifische Hinweise zu Ankerkräften, zur Anordnung, Staffelung, Länge sowie zur Ausführung und Prüfung der Verpressanker, die zu berücksichtigen sind.

## Ankerkräfte

Die mitteldicht bis dicht gelagerten Sande und Kiessande und auch das Tertiär stellen in Bezug auf die Lasteinleitung der Ankerkräfte über die Verpresskörper in den Boden einen sehr gut geeigneten Baugrund dar. Die erzielbaren Grenzlaster (äußere Tragfähigkeit) sind wesentlich von den örtlichen Baugrundverhältnissen (Zusammensetzung und Lagerungsdichte) sowie der Herstellung abhängig und können vorab nur geschätzt werden. Bei der Anwendung der Grenzwerte ist im Hinblick auf die örtlich wechselnden Bedingungen zu berücksichtigen, dass

- die Grenzlast mit der Lagerungsdichte zunimmt,
- bei gleicher Lagerungsdichte die Grenzlast mit größer werdendem mittleren Korndurchmesser steigt (Vergleich Sand mit sandigem Kies),
- insbesondere bei höheren Lagerungsdichten die Zunahme der Ankertragfähigkeit bei größeren Verpresskörperlängen nur noch unterproportional zur Länge erfolgt.

Das Tragverhalten von Ankern kann infolge örtlich kleinräumig wechselnder Untergrundverhältnisse wesentlich beeinflusst werden. Entsprechend sind die aufnehmbaren Ankerkräfte frühzeitig durch Eignungsprüfungen sowie durch die Überwachung der Herstellung der Verpressanker (Einbauüberwachung) sowie durch die abschließende Abnahmeprüfung nach DIN EN 1537 zu bestätigen. Gegebenenfalls können nachverpresste Ankersysteme eine Erhöhung der Tragfähigkeit bewirken. Dies ist im Rahmen der Eignungsprüfung festzulegen.

Für Entwurfszwecke können folgende Ankerkräfte (Grenzkraft) für den Verpresskörper ( $l_v \geq 6$  m) zugrunde gelegt werden:

Im Quartär (Sande und Kiese, mitteldicht bis dicht gelagert):

$$F_k = 800 \text{ bis } 900 \text{ kN}$$

Im Tertiär (Feinsande, dicht gelagert):

$$F_k = 1100 \text{ bis } 1200 \text{ kN}$$

Der Bemessungswert für den Herauszieh Widerstand eines Verpressankers ist nach DIN 1054:2010-12 zu ermitteln. Schätzwerte der äußeren Tragfähigkeit aufgrund von Erfahrungswerten sind im Rahmen von (bei Dauerrankern zwingend erforderlichen) Eignungsprüfungen zu bestätigen.

## Ankeranordnung und Staffelung von Ankern

Nach den Ergebnissen von Modellversuchen im Sand und theoretischen Ansätzen ist für übliche Verpresskörperdurchmesser von  $d = 0,1$  bis  $0,15$  m ab Verpresskörperabständen von  $a = 10 \cdot d$  (1,0 bis 1,5 m) keine maßgebliche gegenseitige Beeinflussung der erzielbaren Grenzlast zu erwarten. Entsprechend muss der Mindestabstand der Verpresskörper in Anlehnung DIN 4125 Abs. 7.6.5 bei Gebrauchskräften bis 700 kN 1,0 m und bei Gebrauchskräften bis 1300 kN 1,5 m betragen (dazwischen darf interpoliert werden). Bei größeren Ankerlängen sollte der o.g. Mindestabstand planerisch um zu erwartende Bohrabweichungen vergrößert bzw. die Anker gespreizt werden. Da die Tragfähigkeit der Anker bei der vorliegenden Wechsellagerung u.a. maßgeblich auch von dem den Verpresskörper umgebenden Baugrund (Sand oder Kies) geprägt wird, sollte eine Mindestneigung der Anker von ca. 15 bis 20° angestrebt werden. Es wird empfohlen, die Krafteinleitungsstrecke nicht im Grenzbereich von Quartär und Tertiär zu planen, um eine gleichmäßige Krafteinleitung entlang der Verpressstrecke zu erzielen. In jedem Fall sollte die Anordnung der Verpresskörper einheitlich entweder im Quartär oder Tertiär erfolgen. Eine Verankerung in den Auffüllungen mit Verpressankern kann nicht empfohlen werden.

Die erforderliche freie Ankerlänge ergibt sich über die erforderlichen statischen Nachweise (z.B. tiefe Gleitfuge) und aus der Höhe der gewählten Vorspannkraft. Die Verpresskörperbereiche, über die die Ankerkräfte in den Baugrund eingetragen werden, müssen außerhalb potentieller Bruchflächen liegen (z.B. außerhalb des Bruchkörpers des aktiven Erddrucks). In der Regel muss die freie Ankerlänge mindestens 5 m betragen.

Zum Nachweis der ausreichenden Ankerlänge ist grundsätzlich der Nachweis in der tiefen Gleitfuge nach DIN 1054:2010-12 in Verbindung mit EAB zu führen. Weiterhin sind die Verpresskörperlagen und somit die Ankerlängen so zu staffeln, dass bevorzugte Bruchfugen ausgeschlossen werden. Dies gilt insbesondere im Hinblick auf die Bereiche, in denen die Verpresskörper unterhalb von Gebäuden liegen. In jedem Fall ist die Verträglichkeit der eingeleiteten Ankerkräfte in den Baugrund in Bezug auf die Gebrauchstauglichkeit der im Einflussbereich stehenden Gebäude zu prüfen und sicherzustellen.

Wenn die Bodenverformungen im Einflussbereich der Verpressanker auch außerhalb des Einflussbereiches verformungsempfindlicher Bebauung und sonstiger Anlagen möglichst gering gehalten werden sollen, wird empfohlen, benachbarte Anker so zu staffeln, dass die Verpresskörpermitten einen Mindestabstand von mindestens 3 m aufweisen.

Im Einflussbereich verformungsempfindlicher Bebauung und sonstiger Anlagen sollte zur Reduzierung der Verformungen und Beanspruchungen dieser Bebauung die Verpressstrecke der Anker, soweit möglich, entweder hinter der Bebauung oder soweit davor liegen, dass sich ein aktiver Erddruckkeil nicht nachteilig auf die Bebauung auswirkt. Soweit dies nicht möglich ist, sind die Verpresskörperlagen und somit die Ankerlängen mindestens unter verformungsempfindlichen Bauwerken und im Bereich sonstiger baulicher Anlagen (Kanäle etc.) um das nachfolgend dargelegte Mindestmaß mit dem Ziel zu staffeln, um so bevorzugte Bruchfugen zu vermeiden (Verteilung der Zerrungen des Bodens und der Verformungen auf größere Bodenbereiche):

- Staffelung um eine Verpresskörperlänge bei Gebrauchslasten > 500 kN
- Staffelung um eine halbe Verpresskörperlänge bei Gebrauchslasten < 500 kN

Diese Empfehlungen gelten für mehrfach verankerte Baugrubenwände und einen Mindestabstand des obersten Verpresskörpers von 3 m unterhalb von Bauwerken oder sonstigen Anlagen.

In jedem Fall ist seitens der Tragwerksplanung die Verträglichkeit der eingeleiteten Ankerkräfte in den Baugrund in Bezug auf die Gebrauchstauglichkeit des jeweiligen Bauwerks / Bauteils zu prüfen.

#### Ausführung der Anker

Für Verpressanker mit einer voraussichtlichen Einsatzdauer von mehr als 2 Jahren wird wahrscheinlich der Einsatz von Semi-Permanent-Ankern (Kurzzeitanker, bei denen der Ankerkopf hinsichtlich des Korrosionsschutzes wie bei einem Daueranker ausgebildet ist) erforderlich. Für diesen Ankertyp gibt es keine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, so dass hier eine Zulassung im Einzelfall (ZiE) zu beantragen ist.

Bei hoher planmäßiger Ausnutzung der Ankerkräfte und gleichzeitig engem Ankerabstand, wird empfohlen, die Nachverpressmöglichkeit der Ankersysteme zwingend vorzuschreiben.

Der planmäßige Abstand der Verpresskörper zu Verkehrsflächen bzw. zur Geländeoberfläche soll mindestens 4 m betragen, zu bestehenden Bauwerken oder empfindlichen Leitungen sollte ein Abstand von 3 m nicht unterschritten werden.

Mit Bezug auf DIN 1537 wird bei Einbindung der Verpresskörper bis in das Grundwasser auf die Ergebnisse der vorliegenden Grundwasseranalysen (Kapitel 8.2.2) verwiesen. Sofern eine längere Einsatzdauer von mehr als zwei Jahren vorgesehen ist, wird der Einsatz von Semi-Permanent-Ankern empfohlen.

Das Herstellen der Anker hat, soweit im Hinblick auf empfindliche Nachbarbauteile erforderlich, mittels erschütterungsarmem Bohrverfahren ohne Bodenentzug zu erfolgen, um herstellungsbedingte Senkungseinwirkungen zu minimieren. Während des Bohrens (Senkungsrisiko aus Bodenentzug bzw. Umlagerung des Korngerüsts), Verpressens und Spannens sind messtechnische Kontrollen benachbarter Bauwerke und der Geländeoberfläche erforderlich.

Bei Herstellung der Ankerbohrungen und Einbau der Anker gegen Wasserdruck sind geeignete Maßnahmen zu treffen, um einen Bodenentzug sicher zu vermeiden. Unterhalb des maßgebenden Bauwasserspiegels sind die Durchführungen der Anker durch die Verbauwand und die Ankerkopfkonstruktionen wasserdicht auszubilden.

Wegen der Gefahr von Hebungen und des Austretens von Verpressmaterial ist der Verpressdruck an der Austrittsstelle zu begrenzen.

Bei der Anordnung der Verpressstrecke der Anker innerhalb der quartären Kies-/Sandschichten kann örtlich ein erhöhter Verbrauch an Zementsuspension infolge angeschnittener grobkörniger Zwischenlagen nicht ausgeschlossen werden. Dies gilt besonders für die ausgewiesenen kiesigen/steindigen Zonen und für den Übergang vom Quartär zum Tertiär, wo Basisgerölle (grobkörnige Kiese, Steine oder Blöcke) auftreten können. Daher ist eine Verankerung in dem Grenzbereich auch aus diesem Grund nicht zu empfehlen. In jedem Fall ist zur Begrenzung der Reichweite und zur Sicherstellung einer definierten Verpresskörperlänge die Verpressmenge zu limitieren. Gegebenenfalls ist mehrstufig mit unterschiedlichen Medien und Drücken zu verpressen.

Für die Verpress- und ggf. Spannarbeiten sind detaillierte Arbeitsanweisungen im Rahmen der Planung aufzustellen. Während des Verpressens und des Spannens sind messtechnische Kontrollen benachbarter Bauwerke und der Geländeoberfläche erforderlich. Begleitende Eigenkontrollen der ausführenden Firma hinsichtlich Hebungen und unkontrolliertem Suspensionsverlust sind zu empfehlen. Evtl. können auch Zusatzmaßnahmen wie Ankerverlängerung zur räumlichen Verteilung der Verpressstrecken vorgesehen werden.

Durch konstruktive Maßnahmen ist sicherzustellen, dass eine mechanische Beschädigung des Ankerkopfes (z.B. infolge Baubetrieb) ausgeschlossen ist. Nach dem Anspannen auf die endgültige Festlegekraft sind die Ankerköpfe gegen „Herausschießen“ zu sichern.

Sofern ein Teil der Anker zurückgebaut werden muss, ist vorab die „Rückbaubarkeit“ dieser Anker durch Versuche oder vergleichbare Referenzen (mit entsprechenden Ankersystemen, Ankerlängen, Bodenarten, etc.)

nachzuweisen. In dem Nachweis sind auch Angaben zu den erwartenden Senkungen, besonders bei Ankern im Bereich von Bauwerken oder verformungsempfindlichen Leitungen einzuschließen.

### Prüfung der Anker

Für Verpressanker mit einer voraussichtlichen Einsatzdauer von mehr als 2 Jahren wird für die Abnahmeprüfung eine Behandlung als Daueranker und somit eine Prüfung mit dem  $\gamma_a$ -fachen Bemessungswert der Beanspruchung empfohlen, wobei die Prüfkraft nach DIN 1054:2010-12 Gleichung A(8.4) zu ermitteln ist.

Der Nachweis für den Ausfall eines Ankers kann entfallen, wenn im Rahmen der Abnahmeprüfung jeder Anker auf den  $\gamma_a$ -fachen Bemessungswert der Beanspruchung überprüft wird.

## 7.4 Sohlverankerungen

Für die Rückverankerung von Unterwasserbetonsohlen mit Hilfe von Rüttel-Injektionspfählen (RI-Pfählen) bzw. GEWI-Verpresspfählen können für die mindestens mitteldicht gelagerten Sande und Kiese bzw. das Tertiär die nachfolgenden charakteristischen Werte des Mantelwiderstands zugrunde gelegt werden. Diese Werte müssen durch Probelastungen bzw. vergleichbare Referenzen bestätigt werden:

RI-Pfahl	$q_{s1,k} =$	0 MN/m <sup>2</sup> (bis 2 m unter Aushubsohle)
	$q_{s1,k} =$	0,14 MN/m <sup>2</sup> (ab 2 m unter Aushubsohle)
GEWI-Verpresspfahl	$q_{s1,k} =$	0 MN/m <sup>2</sup> (bis 2 m unter Aushubsohle)
	$q_{s1,k} =$	0,28 MN/m <sup>2</sup> (ab 2 m unter Aushubsohle)

Auf den oberen 2 m der Sohlverankerungslänge darf infolge möglicher Auflockerungen im Boden durch Aushubentlastung bzw. durch die Herstellung keine Mantelreibung im Boden angesetzt werden. Falls die Sohlverankerungslänge den Übergang zwischen Quartär und Tertiär erreicht, sollte eine konstruktive Mindesteinbindetiefe ins Tertiär von mindestens 1,5 m vorgesehen werden.

Zur Bestimmung der Pfahlschaftfläche ist bei gebohrten Pfählen der Bohrdurchmesser und bei gerüttelten/gerammten Pfählen die Umhüllende (z.B. bei HEB-Profilen  $2 \cdot (b+h)$ ) anzusetzen.

Ob RI-Pfähle bei dichter Lagerung der Sand- und Kiesschichten und etwaigen Block- oder Steinlagen oder Verfestigungen eingebracht werden können, hängt maßgeblich von der Profilwahl, der Schuhausbildung und der Möglichkeit einer eventuellen Spülung unter dem Pfahlfuß ab und ist vorab durch einen Großversuch zu

überprüfen. Im Zuge des Großversuchs wird empfohlen, auch die mögliche Auflockerung des Bodens durch die eingetragene Rammenergie festzustellen, um die maßgebliche charakteristische Wichte, die für die Standsicherheitsuntersuchungen notwendig ist, zu bestimmen. Rammhilfen zum Einbringen der RI-Pfähle, wie Spülung oder Lockerungsbohrungen können die angegebenen Tragfähigkeiten ggf. verringern.

Für Sohlverankerungen ist ein Rastermaß von  $a < 3 \times 3 \text{ m}$  einzuhalten. Die Standsicherheit des Gesamtsystems aus Unterwasserbetonsohle und Zugverankerung ist nachzuweisen. Auf Grund des engen Abstands der Verankerungselemente ( $a < 5,0 \text{ m} \cdot \tan \varphi'$ ) überschneiden sich die einzelnen angehängten Bodenkörper, so dass das Gesamtgewicht des angehängten Bodenpaketes aktiviert werden kann. Das maximale anzuhängende Bodengewicht  $G_{E,k}$  ergibt sich nach DIN 1054:2010-12. Dabei ist die Wichte des angehängten Bodenkörpers mit dem unteren charakteristischen Wert der Wichte unter Auftrieb ( $\gamma'_{u,k}$ ) zu berücksichtigen. Reibungskräfte in der Verbauebene dürfen nicht angesetzt werden. Als haltende Kräfte wirken somit nur Eigengewichtskräfte ohne Reibungsanteile.

Infolge des Schichtwechsels Quartär/Tertiär kann die Ausbildung des rechnerischen Bruchkörpers am Ankerfuß möglicherweise verändert werden; das Gewicht des Erdkörpers im Bereich der „Pyramidenspitze“ sollte daher vorsichtshalber nur zu z.B. 2/3 angesetzt werden. Dies wirkt sich in Form einer Verlängerung der Verankerungselemente aus.

Auf den Nachweis „Ausfall eines Sohlankers“ zur Bemessung der Unterwasserbetonsohle (UWBS) darf verzichtet werden, wenn jeder Sohlanker hinsichtlich seiner Tragfähigkeit und der zugehörigen Verformung vor dem Einbau der Unterwasserbetonsohle geprüft wird. Andernfalls muss dieser Nachweis, auch unter Berücksichtigung der Herstelltoleranz der Sohle, geführt werden.

Falls im Endzustand im Nachweis gegen Aufschwimmen des Bauwerks je nach Grundwasserstand noch Zugkräfte aufzunehmen sind, wird vorgeschlagen, den Lastanteil der Verankerung auf 60 % dessen Widerstandes zu begrenzen. Der Wechsel- und Schwelllastanteil der Einwirkungen ist auf 20 % des Widerstandes in der Bemessungssituation BS-P zu begrenzen.

Grundsätzlich ist bei einer Rückverankerung mit RI-Pfählen zu berücksichtigen, dass bei diesem Verfahren durch die in den Boden eingebrachte Rüttelenergie zusätzliche Horizontal- und Vertikalverformungen an den Verbauwänden auftreten können. Dies ist beim Ansatz des Erdwiderlagers vor der Verbauwand entsprechend zu berücksichtigen. Durch die ggf. größeren Wandverschiebungen im Erdwiderlager nach dem Einbringen der

RI-Pfähle reduzieren sich die in Kapitel 7.2 angegebenen Bettungsmodule. Weiter kann die Rammenergie zu einer Verringerung der Wichte des umliegenden Bodens führen, sofern dieser dicht gelagert ist. Diese Phänomene treten beim Einsatz von gebohrten GEWI-Pfählen in dieser Form nach den Erfahrungen des geoteams nicht auf. Weiterhin weisen GEWI-Pfähle im Hinblick auf die zum Einbau erforderlichen Bauhöhen als auch im Hinblick auf etwaige Hindernisse (Blöcke/Steine, Verfestigungen ...) Vorteile gegenüber RI-Pfählen auf.

### 7.5 Interaktion zwischen Baugrund, verankerter Unterwasserbetonsohle und Bauwerk

Die verankerte Unterwasserbetonsohle (UWBS) wirkt sich bei einer vertikalen Druckbeanspruchung steifigkeitserhöhend gegenüber einer unmittelbaren Lasteintragung in den Untergrund aus. Für die Bettung unter Bauwerkssohlen, die über UWBS hergestellt werden, können erhöhte Bettungsmodule zur Bemessung der Bauwerke angesetzt werden. Ein Bettungsmodul kann in der Größenordnung von  $k_{sv,k} \approx 35 \text{ MN/m}^3$  unterhalb der Bauwerkssohlen angesetzt werden, soweit die Sohlspannungen größer als der Überlagerungsdruck (Erstbelastung) sind. Bei Sohlspannungen, die kleiner als der Überlagerungsdruck sind, kann in erster Näherung ein Bettungsmodul in der Größenordnung von  $k_{sv,k} \approx 100 \text{ MN/m}^3$  angesetzt werden. In den Randbereichen auf einer Breite von ca. 2 m unter den Außenwänden kann der Bettungsmodul jeweils 1,5- bis 2,0-fach erhöht werden.

Tabelle 16: Lastverformungsgrößen für Verankerungssysteme

Kraft / Last	Vertikale Verformungen RI-Pfahl	Vertikale Verformungen GEWI-Pfahl
250 kN	2 mm	4 mm
500 kN	5 mm	10 mm
1000 kN	10 mm	20 mm

Jedes Pfahlsystem weist ein spezifisches Last-Verformungs-Verhalten auf, dass weitgehend unabhängig davon ist, ob der Pfahl auf Druck oder Zug beansprucht wird. Insofern wird auch vorbehaltlich der Ergebnisse von Probelastungen empfohlen, zunächst von einheitlichen vertikalen Verformungsgrößen der nachfolgenden Tabelle 16 in Abhängigkeit von der Pfahlbelastung auszugehen.

### 7.6 Aufschwimmen und hydraulischer Grundbruch

Bereichsweise binden dichte Baugrubenwände (Schlitzwände oder Bohrpfahlwände) bis in das Tertiär ein. Das weniger durchlässige Tertiär stellt für die Grundwasser führende Schicht des Quartärs den Grundwasserstauer

dar. Durch die Absenkung des Grundwasserspiegels im Inneren der Baugruben entsteht eine Potentialdifferenz, die zu einer Umströmung der Verbauwände führt. Der Potentialabbau findet nahezu ausschließlich innerhalb der geringer durchlässigen Schicht des Tertiärs statt. Es ist der Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch gem. DIN 1054:2010-12 zu führen. Die Teilsicherheitsbeiwerte sind DIN 1054:2010-12, Tab. A 2.1 (HYD und UPL) für die Bemessungssituation BS-P zu entnehmen.

Bei der Bestimmung des Bemessungswerts der Strömungskräfte kann für die quartären Sande und Kiese der Teilsicherheitsbeiwert für „günstigen Untergrund“ ( $\gamma_H = 1,35$ ) angesetzt werden. Dabei wird entsprechend den Ergebnissen der durchgeführten Baugrunderkundungen vorausgesetzt, dass eine ausreichende Quartärüberdeckung der Baugrubensohle vorhanden ist. Die tertiären Feinsande sind an sich als „ungünstiger Untergrund“ einzustufen.

In Abhängigkeit der Baugrubengeometrie liegen sowohl ebene als auch räumliche Strömungsverhältnisse vor, wobei sich die räumlichen Strömungsverhältnisse auf die Eckbereiche der Baugruben konzentrieren. Unter Berücksichtigung der räumlichen Strömungsverhältnisse ergeben sich im Eckbereich größere erforderliche Einbindetiefen als in den jeweiligen Seitenmitten, wo das räumliche Strömungsverhalten bei entsprechender Länge in ein ebenes Strömungsverhalten übergeht.

Bei schmalen Baugruben reduziert sich der Potentialabbau im Extremfall alleine auf die Innenseite (Luftseite) der Verbauwand. Nahezu ausschließlich baut sich dann das Potential zwischen Unterkante des Wandfußes und der Oberfläche des Tertiärs ab. Dies ist in Abhängigkeit der geometrischen Verhältnisse beim Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch zu beachten.

Ungeachtet des Nachweises gegen hydraulischen Grundbruch ist der Nachweis gegen Aufschwimmen der Baugrubensohle auf Grund einer dichtenden Schicht im Tertiär im Bereich des Wandfußes zu führen. Je nach Wasserstand innerhalb der Baugrube kann hier der untere Wert der charakteristischen Wichte des gesättigten Bodens angesetzt werden.

Unterer charakteristischer Wert der Wichte des gesättigten Bodens

$$\gamma_{Ru,k} \approx \gamma'_{u,k} + 10,0 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

Als Wichten des Bodens unter Auftrieb sind dem Nachweis untere charakteristische Werte ( $\gamma'_{u,k}$ ) zugrunde zu legen, da sich größere Wichten günstig auf die Erfüllung des Nachweises auswirken. Das Eigengewicht einer UWBS ist beim Nachweis der Auftriebssicherheit ebenfalls als günstige Einwirkung anzusetzen.

Bei der Nachweisführung der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch muss aufgrund der verschiedentlich angetroffenen Grobmateriallagen die Filterstabilität der im Durchströmungsbereich anstehenden Böden gegeneinander anhand der Körnungslinien überprüft und die Sicherheit der hydraulischen Stabilität gegen Boden-transport nachgewiesen werden.

## 7.7 Sohlabdichtung

In Verbindung mit einem seitlichen wasserdichten Baugrubenverbau ergibt sich dann durch die Ausbildung einer Dichtsohle eine gegenüber dem Grundwasser wasserdichte Baugrubenumschließung.

Dichtsohlen können z.B. als Injektionssohle oder Unterwasserbetonsohle (UWBS) ausgeführt werden, auf deren maßgebende Randbedingungen nachfolgend aus geotechnischer Sicht eingegangen wird. Als Injektionssohlen werden an dieser Stelle auch Sohlen verstanden, die mit Hilfe des Düsenstrahlverfahrens hergestellt werden.

### Injektions- und Düsenstrahlsohlen

Das Ziel einer abdichtenden Injektion besteht in der Verringerung des Porenraumes im Boden, indem dieser durch das Einpressgut ersetzt wird. Die Injizierfähigkeit des anstehenden Baugrundes mit Zement-, Ton-Zement- oder Feinstzement-Injektionen ist u.a. anhand der örtlichen Zusammensetzung zu prüfen. Im Allgemeinen ist die Injizierfähigkeit der anstehenden quartären Böden (Kiese und Sande) mindestens für Feinstzemente gegeben, aber auch hier an eine geeignete Zusammensetzung (Korngrößenverteilung) gebunden.

Injektions- und Düsenstrahlsohlen sind nicht absolut wasserdicht, sondern verringern die Durchlässigkeit des natürlich anstehenden Bodens um i.d.R. mehrere Zehnerpotenzen des Durchlässigkeitsbeiwertes. Die Wasserdurchlässigkeit der in den quartären Schichten liegenden Sohle läge damit in der Größenordnung von  $10^{-7}$  bis  $10^{-9}$  m/s.

Die erforderliche Tiefenlage der Dichtsohle unter Baugrubensohle ergibt sich aus der erforderlichen Sicherheit gegen Aufschwimmen der Sohle nach Abpumpen des in der Baugrube befindlichen Wassers. Die seitliche Baugrubenumschließung sollte auf Grund der Grundwasserströmung unabhängig von den statischen Erfordernissen mindestens eine um ca. 1 m vergrößerte Tiefe aufweisen.

Mit zunehmender Tiefe wirken sich übliche horizontale Bohrabweichungen in der Größenordnung von 1 bis 1,5 % der Bohrtiefe entscheidend auf das erforderliche Injektionsraster bzw. die damit erforderlichen Ver-

pressmengen aus. Zu große Abstände bergen zunehmend das Risiko von Fehlstellen, wenn durch ungenaue Lage der Ansatzpunkte und Vertikalabweichungen die erforderliche Überlappung der Verpresskörper nicht erreicht wird. Bei der Festlegung des Injektions- und Düsrasters bzw. der Injektionsmengen wären entsprechende Abweichungen zu berücksichtigen, um die Dichtigkeit der hergestellten Injektionssohlen zu gewährleisten.

Da Leckagen in Dichtsohlen nur schwer lokalisiert und damit auch nur bedingt saniert werden können, sind ein besonders sorgfältiges Arbeiten und eine kontinuierliche Kontrolle bei diesem Verfahren unverzichtbar. Zur Sicherstellung der Lagegenauigkeit wird die Vermessung jeder Bohrung mit einem Inklinometer empfohlen.

Bei abgetreppter Dichtsohlenausführung ist an der Sprungstelle ein Übergangsblock mit der Breite von mindestens dem 2-fachen Höhenversprung der Sohle vorzusehen.

Unabhängig vom Verfahren bestehen aufgrund von Bodeninhomogenitäten Risiken für die Entstehung von Fehlstellen. Auf Basis gewonnener Erfahrungen ist die Herstellung einer hochliegenden Dichtsohle bei höheren Wasserdrücken nicht zu empfehlen.

Bei Anordnung einer tiefliegenden Dichtsohle ist ggf. eine zusätzliche Aussteifung erforderlich, um die Verschiebungen des Wandfußauflagers in Höhe der Baugrubensohle zu minimieren. Es sind auch die Hinweise im Kapitel 1 zu Lösung 2 zu beachten.

#### UW-Betonsohle

Insbesondere bei schmalen, langgestreckten Baugruben bietet sich bei hoch stehendem Grundwasser die Ausführung von Unterwasserbetonsohlen (UWBS) an. Dieses Verfahren ist nahezu unabhängig von den im Sohlbereich anstehenden Bodenarten anwendbar. Das System aus Verbauwand und UWBS ist nicht absolut wasserdicht. Die Systemdurchlässigkeit ist auf maximal 1,5 l/s je 1000 m<sup>2</sup> benetzte Fläche zu begrenzen. Bei fachgerechter Ausführung ist dies baupraktisch zu erreichen. Das geoteam empfiehlt in jedem Fall für den Anschlussbereich von UWBS und Verbauwand die Anordnung von Verpressschläuchen mit Nachverpressmöglichkeit zur Sicherstellung der Dichtigkeit. Darüber hinaus haben sich auch Nachdichtungen mittels Injektionsharzen bewährt.

Die Betonierabschnitte der Sohlen sind von Wechseln der Tiefenlagen, den Neigungen der Sohlflächen, den ggf. unterschiedlichen Verankerungssystemen oder Verbausystemen u.s.w. anzupassen.

Die UWBS ist für den bauzeitlichen Bemessungswasserstand (BW) zu bemessen. Steigt das Grundwasser über den angesetzten Wasserstand hinaus an, ist die Baugrube kontrolliert zu fluten. Entsprechende Vorkehrungen sind vor dem Lenzen der jeweiligen Baugruben zu installieren. Nachfolgend wird kurz auf die Besonderheiten der einzelnen Verfahren zur Sicherstellung der Sicherheit gegen Aufschwimmen eingegangen. Je nach Höhe des Wasserdruckes auf die UWBS kann (nach Leerpumpen der Baugrube) kann die Sicherheit gegen Aufschwimmen der Sohle unterschiedlich sichergestellt werden:

- Unbewehrte Schwergewichtssohle
- Sicherung gegen Aufschwimmen über die Baugrubenwände
- Sicherung gegen Aufschwimmen mit Injektionsankern
- Sicherung gegen Aufschwimmen über Pfähle

Bei einer Schwergewichtssohle wird die Sicherung gegen Aufschwimmen ausschließlich durch das Eigengewicht des Betons gewährleistet. Bei der Herstellung von Schwergewichts-UWBS ist im Allgemeinen der Einsatz von Tauchern erforderlich. Hier beschränkt sich der Einsatz jedoch z.B. auf das Führen der Betonierrohre, Abgleichen der Sohle oder ggf. Vorbereiten des erforderlichen wasserdichten Anschlusses an den Verbau.

Bei Sicherung gegen Aufschwimmen über die Baugrubenwände wird die Sohle wegen der auftretenden Biegebeanspruchung bewehrt, sofern sich keine Gewölbewirkung ausbilden kann. Die Sicherheit gegen Aufschwimmen wird durch das Eigengewicht der Sohle, die Reibung zwischen Verbau und Boden sowie ggf. der Vertikalkomponente von Ankerkräften gewährleistet. Die einwandfreie Einleitung der Auftriebskräfte in die Verbauwände ist bei Schlitz- und Bohrpfahlwänden durch Aussparungen (z.B. Hartschaumplatten, die am Bewehrungskorb befestigt werden) oder bei Spundwänden durch angeschweißte kraftschlüssige Verbindungselemente (Knaggen, Bolzen o.ä.) zu gewährleisten. Vor dem Betonieren der Sohle ist der Einsatz von Tauchern zur Freilegung der Aussparungen bzw. zum Anschweißen der kraftschlüssigen Verbindungselemente erforderlich.

Bei einer Sicherung gegen Aufschwimmen mit Injektionsankern oder Pfählen treten in der Sohle bei ausreichend geringem Rasterabstand der Anker i.A. geringe Biegebeanspruchungen auf, so dass die Sohle über Gewölbe, die sich zwischen den Stützpunkten ausbilden, unbewehrt ausgeführt werden kann. Die nach dem Betonieren hergestellten Anker erhalten Ankerköpfe als kraftschlüssige Verbindungselemente zur Sohle. Für das Montieren der Ankerköpfe oder das eventuelle Vorspannen der Anker ist der Tauchereinsatz erforderlich.

Pfähle zur Sicherung gegen Aufschwimmen werden als Stahl- oder Stahlbetonpfähle in den Baugrund gerammt, gerüttelt oder gebohrt. Bei relativ großen Pfahlabständen ist die Sohlplatte zu bewehren. Wird die Rückverankerung der Sohle über Rüttelinjektionspfähle (RI-Pfähle) bzw. GEWI-Verpresspfähle nach DIN 14199 vorgenommen, so kommt in der Regel eine unbewehrte UWBS zum Einsatz. Die in ausreichend engem Abstand ( $a \leq 3 \times 3 \text{ m}$ ) angeordneten Pfähle werden vor Herstellung der UWBS abgeteuft. Die Kontrolle der Pfahlkopfplatten zur Verankerung in die UWBS wird mittels Taucher vorgenommen. Während die GEWI-Pfahlsysteme eine bauaufsichtliche Zulassung besitzen bzw. nach DIN 14199 genormt sind, ist für die RI-Pfähle eine Zulassung im Einzelfall (ZiE) erforderlich. Dabei ist auch auf einen erforderlichen Korrosionsschutz zu achten.

Die Nenndicke der UWBS muss eine sichere Ausbildung eines Gewölbes zwischen den Verankerungen sicherstellen. Infolge von Toleranzen kann diese Nenndicke um weniger als  $2 \times 10 \text{ cm}$  (jeweils  $10 \text{ cm}$  an der Ober- und Unterseite) eingeschränkt werden. Die für den Nachweis der Gewölbewirkung zur Verfügung stehende rechnerische Dicke der UWBS ergibt sich aus dem Abstand von Unterkante der Ankerkopfplatte bis zur planmäßigen Unterkante der UWBS abzüglich der vorgenannten Toleranzen.

Es ist nachzuweisen, dass der Ausfall eines Sohllankers im Rahmen reduzierter Sicherheiten durch das verbleibende Tragsystem aufgenommen und die Kämpfer-Normalkraft aus Gewölbewirkung in der UWBS über die Verbauwand in den Baugrund eingeleitet werden kann. Die zusätzliche Spannungen sowie die daraus resultierenden Verformungen müssen für das System unschädlich sein.

Da das System Verbauwand und UWBS keine absolute Dichtigkeit aufweist, muss zwischen Sohle und Bauwerk eine Dränschicht eingeplant werden, die den Aufstau unzulässiger Wasserdrücke im Zeitraum vom Betonieren bis zum Erreichen der Sicherheit gegen Aufschwimmen des Bauteils verhindert.

## **8 Weitergehende Hinweise**

### **8.1 Ergänzende Hinweise zur Planung von Bauwerken**

#### **Überwerfungsbauwerk**

Das Bauwerk kann voraussichtlich flach in den gewachsenen Kiesen und Sanden des Quartärs gegründet werden. Nach derzeitiger Planung soll die Auffahrt zur Brücke in einer erdgefüllten Trogkonstruktion gebaut

werden. Hier sollte eine gegenseitige Verspannung der Wände ähnlich einer Fange-Damm-Konstruktion vorgesehen werden. Die Verfüllung sollte lagenweise verdichtet eingebracht werden, wobei nicht bindigen Material mit guten Verdichtungseigenschaften (z.B. Kiessand, Bodengruppe GW, GI) verwendet werden sollte.

Alternativ ist ein Rampenbauwerk mit Deckel aus geotechnischer Sicht möglich. Dies hat den Vorteil, dass Mitnahmesetzungen der benachbarten Gleislagen aus dem Gewicht der Bodenfüllung vermindert werden.

### Brückenstützen

Teilweise liegen die Stützpunkte der Brücke seitlich des Trogbauwerks der A 44. Je nach Variante der Trasse wird dieses Trogbauwerk beeinflusst. Beispielsweise wird bei der Variante 0 eine Herstellung der Bohrpfähle durch die Sporne des Trogbauwerks vorgesehen. Vermutlich dienen die Sporne zur Mobilisierung von Auflast im Hinblick auf die Sicherheit gegen Aufschwimmen, die in Abhängigkeit von geplanten Bauzuständen zu überprüfen ist. Die Herstellung von Gründungselementen nahe an Bestandsbauwerken kann zu herstellungsbedingten Verformungen und Beanspruchungen führen, die hinsichtlich der Verträglichkeit bewertet werden müssen.

Die Gründung der Brücke muss bei möglichen Vertikal- und Horizontalbeanspruchungen entkoppelt von den Bestandsbauwerken sein. Dies gilt sowohl für Beanspruchungen des Bestandes als auch für Beanspruchungen der Brücke.

Sofern die geplante Stahlbrückenkonstruktion eine besonders hohe Genauigkeit hinsichtlich der prognostizierten und tatsächlichen Verformungen erfordert, sind entsprechend qualifizierte Untersuchungen des Last-Verformungsverhaltens der Gründungselemente durchzuführen.

### Tunnel

Angesichts der Tiefenlage des Tunnels scheint eine Baugrube mit rückverankerter Unterwasserbetonsohle als eine wirtschaftliche Variante. Unter bestimmten Voraussetzungen kann dies auch mit einer Deckelbauweise kombiniert werden, so dass der Flächenbedarf während der Bauzeit eingegrenzt werden kann. Bei den Voraussetzungen ist besonders die Herstellung der Rückverankerung zu beachten. Bei der Herstellung unter dem Deckel ist die Arbeitshöhe durch den Grundwasserstand und die Höhenlage des Deckels begrenzt. Bei einer vorlaufenden Herstellung der Rückverankerung ist die Lagegenauigkeit der Elemente von besonderer Bedeutung.

Beim Einsatz von unterschiedlichen Baugrubensicherungssystemen sind in deren unterschiedliches Verformungsverhalten im Hinblick auf das Tunnel- und Rampenbauwerk zu beachten. Desweiteren können sich maßgebliche Setzungsdifferenzen aus dem Bauablauf (Deckelbauweise, Dockbauweise, Überschüttung etc.) und einer gegebenenfalls geplanten späteren Überbauung ergeben, die ebenfalls zu untersuchen sind.

Die Wahl der Baugrubensicherung beeinflusst die Belastungsansätze für das endgültige Bauwerk. Hier ist die Verteilung von Erd- und Wasserdrücken zu nennen. Ebenso sind Lastbilder aus Überschüttung oder ggf. Überbauung zu betrachten. Hierzu können noch weitere Angaben seitens geoteam erfolgen, sobald die Baugrundsicherung gewählt ist.

### Niveaulagen

Im Bereich der südlichen Niveaulage zwischen Freiligrathplatz und südlicher Brückenrampe sowie im Bereich der östlichen Niveaulage in der Flughafenstraße wurden vereinbarungsgemäß in dieser Projektphase keine Baugrunderkundungen durchgeführt. Daher folgen hierzu nur generelle Hinweise.

Im südlichen Bereich wird voraussichtlich eine Erweiterung der bestehenden Gleislage erfolgen. Daher kann man davon ausgehen, dass hier die Untergrundverhältnisse weitgehend geeignet sind, um als Planum zu dienen. Mit den Erkundungen B3/1 und B4/1, die den südlichen Bereich eingrenzen, sind Auenablagerungen bis in eine Tiefe von etwa 1,5 m unter den Ansatzstellen aufgeschlossen worden. Nach den Eindringwiderständen der Sondierungen kann auf eine etwa steife Konsistenz geschlossen werden. In diesem ungestörten Zustand des Bodens ist es wahrscheinlich, dass auf dem nicht vernässten Planum ein Verformungsmodul von etwa  $E_{v2} \geq 20 \text{ MN/m}^2$  erreicht werden kann. Je nach Anforderungen der Rheinbahn an das Planum ist ein höherer Verformungsmodul erforderlich, der bspw. durch einen gut verdichteten Bodenaustausch aus Kiessand (Boden-Gruppe GW/GI nach DIN 18196) erreicht werden kann. Die folgende Tabelle gibt näherungsweise Anhaltwerte für die Dicke eines etwaigen Bodenaustauschs durch Kiessand. Bei der Verwendung von Schotter als Boden-ersatz können auch kleiner Dicken ausreichend sein.

Tabelle 17: Dicke eines etwaigen Bodenaustausch durch Kiessand auf einem bindigen Planum mit  $E_{v2} \geq 20 \text{ MN/m}^2$

Anforderung an OK Bodenaustausch	Dicke der Austauschschicht
$E_{v2} = 45 \text{ MN/m}^2$	20 cm
$E_{v2} = 80 \text{ MN/m}^2$	40 cm
$E_{v2} = 120 \text{ MN/m}^2$	75 cm

Anforderung an OK Bodenaustausch	Dicke der Austauschschicht
----------------------------------	----------------------------

Anmerkung: Die Tabellenwerte sind nicht linear und sollten daher nicht gradlinig interpoliert werden

Die westliche Niveaulage liegt etwa zwischen den Bohrungen B5/1 und B8/1. Mit diesen beiden Erkundungen wurden festgestellt, dass die sonst natürlich anstehenden Auenablagerungen durch Auffüllungen bis in Tiefen von 3,1 bzw. 5,4 m ersetzt worden sind. Die überwiegend bindigen Auffüllungen, die mit der Bohrung B5/1 aufgeschlossen worden sind, zeigen nach den gemessenen Eindringwiderständen eine etwa steife Konsistenz. Im Hinblick auf die Verformbarkeit und die ggfs. erforderlichen Ertüchtigung gelten hier die o.g. Hinweise zur den natürlichen Auenablagerungen.

Nicht bindige Auffüllungen, die mit der Bohrung B8/1 aufgeschlossen worden sind, können i.d.R. nachverdichtet werden, sodass ein Verformungsmodul von  $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$  erreicht werden kann. Nach der Rammsondierung zeigen sie allerdings derzeit eine mitteldichte und zur Tiefe nur lockere Lagerung. Zur dauerhaften Raumbeständigkeit der Auffüllungen können derzeit ohne genauere Untersuchungen keine Hinweise gegeben werden.

Nach Angaben von Anforderungen und Lastbildern sowie unter Berücksichtigung weiterer Untersuchungsergebnisse (vgl. Abschnitt 8.4) können ergänzend auch Aussagen zu möglichen Setzungen erarbeitet werden.

## 8.2 Ergänzende Hinweise zur Planung von Bauhilfsmaßnahmen

### Humusgehalte im Boden

Es kann nicht ausgeschlossen werden, dass organische Böden oder Böden mit organischen Anteilen angetroffen werden, auch wenn die Ergebnisse der chemischen Analysen und durchgeführten Baugrunderkundungen keine besonderen Hinweise liefern. Nachfolgend werden mögliche Auswirkungen humushaltiger Böden auf die Eigenschaften von hydraulisch erhärtenden Bindemitteln dargelegt. Gemäß DIN 4030 sind Huminsäuren für erhärteten Beton im Allgemeinen wenig gefährlich. Das Erhärten des frischen Betons kann jedoch bereits beeinträchtigt werden, wenn geringe Mengen an Humusstoffen auf ihn einwirken. Insbesondere ist dies bei Zementsuspensionen (z.B. einer frisch hergestellten Düsenstrahlkubatur, Schlitz- oder Dichtwand) bzgl. des Abbindeverhaltens bzw. der Festigkeitsentwicklung des Zementsuspension-Boden-Gemisches zu berücksichtigen. Huminstoffe und andere Stoffe organischen Ursprungs in fein verteilter Form in Zementsuspension - Boden - Gemischen können das Erhärten des Zementes stören, wobei es zu Festigkeitsverlusten kommen kann. Ggf. kann das Erstarren des Zementes gehemmt bzw. sogar unterbunden werden. Besonders gilt dies, wenn

Grundwasser als Anmachwasser verwendet wird. Hierauf sollten die erforderlichen Eignungsprüfungen abgestimmt werden.

#### Eisen- und Manganverbindungen im Boden

Eisen- und Manganverbindungen sind, wie bereits dargelegt, in den Schichten der Auffüllung und insbesondere in den natürlich gewachsenen Böden der quartären und tertiären Schichten vorhanden, wobei oberhalb des Grundwasserspiegels und im Schwankungsbereich des Grundwasserspiegels sowie an der Grenze der tertiären und quartären Schichten in der Regel mit stärkeren Eisen- und z.T. Manganausfällungen zu rechnen ist. Teilweise sind die Böden durch Eisen- / Manganverbindungen konglomeratisch verfestigt. In den quartären und tertiären Schichten können verfestigte Zonen in Art von Sandsteinen oder Konglomeraten auftreten, wie z.B. Bodenverfestigungen mit Eisenausfällungen und Brauneisensteinbildungen.

Die Auswirkungen dieser ggf. anzutreffenden verfestigten Zonen können vielfältig sein. Sie können zum Beispiel bei Injektionsmaßnahmen die Entstehung von Dösschatten hervorrufen oder sich bei Bohr-, Aushub- oder Rammarbeiten als Hindernis erweisen. Hinsichtlich der Grundwasserströmung können größere verfestigte und damit nahezu dichte Schichten störend wirken und von den im Allgemeinen als relativ homogen zu unterstellenden Durchlässigkeitsverhältnissen abweichende Strömungen hervorrufen.

Aufgrund der im Boden und im Grundwasser enthaltenen Eisen- und Manganverbindungen sind mögliche Verockerungen von Anlagenteilen, insbesondere Brunnen, z.B. bei Wasserhaltungsmaßnahmen, ebenfalls zu beachten.

Weiter können die Eisen- und Manganverbindungen Einflüsse auf die Stabilität von Stützflüssigkeiten und Dichtwandmassen sowie die Erhärtung hydraulisch erhärtender Bindemittel haben. Die Bestandteile des Grundwassers sind chemisch analysiert worden. Die Ergebnisse sind in Anlage 8.1 dargestellt. Es ist sinnvoll das Grundwasser in Eignungsprüfungen einzubeziehen.

#### Versickerung

Die Versickerung von Niederschlagswasser in den Untergrund kann grundsätzlich über zentrale oder dezentrale Anlagen als

- Flächenversickerung
- Muldenversickerung

- Rigolen- und Rohrversickerung
- Schachtversickerung oder
- Versickerungsbecken

erfolgen und ist im Einzelfall mit den zuständigen Fachbehörden auch vor dem Hintergrund der Wasserschutzzonen abzustimmen.

### Grundwasserhaltung

Allgemein ist bei den anstehenden grundwasserführenden Sanden und Kiesen eine geringfügige bauzeitliche Absenkung von Grundwasser durch eine offene Wasserhaltung möglich, wobei das der Baugrube zuströmende Grundwasser zu fassen, zu sammeln und rückstaufrei einer Vorflut zuzuführen ist. Sind größere Absenktiefen in den grundwasserführenden Sanden und Kiesen erforderlich, kommt eine Entwässerung mit Schwerkraftbrunnen in Betracht. Dabei ist die Förderung großer Wassermengen und die Ausbildung vergleichsweise weitreichender Absenktrichter und ggf. ein Einfluss auf benachbarte Bauwerke und Anlagen zu beachten.

Eine bauzeitliche Grundwasserabsenkung in den gelegentlich anstehenden bindigen Böden ist bei den geringen Wasserdurchlässigkeiten unter bestimmten Randbedingungen im Vakuumverfahren möglich, wobei aufgrund der vergleichsweise geringen Durchlässigkeit kleine Wassermengen anfallen und mit der Ausbildung von Absenktrichtern mit kleinem Radius zu rechnen ist. In den bindigen Böden auftretendes Schichtenwasser kann ggf. mit einer offenen Wasserhaltung gesammelt und abgeführt werden.

Zu berücksichtigen sind bei Wasserhaltungsmaßnahmen insbesondere:

- Mögliche Änderungen der Grundwasserströmungssituation mit Absenkwirkungen in einem von den Randbedingungen abhängigen Einflussbereich.
- Mögliche Setzungen und Setzungsdifferenzen, die sich im Einflussbereich einer Grundwasserabsenkung durch die Erhöhung der wirksamen Spannungen im Boden ergeben.
- Behandlung von möglichen Verunreinigungen

Im Bereich der Flughafenanbindung U81 liegt der Grundwasserspiegel innerhalb des Grundwasserleiters der quartären Sande und Kiese der Niederterrasse des Rheins. Die Rampen- und Tunnelbauwerke binden in den quartären Grundwasserleiter ein. Die Baugruben erhalten unterhalb des Grundwasserspiegels eine seitliche wasserdichte Baugrubenumschließung. Voraussichtlich werden Sohlabdichtungen vorgesehen. Möglicher-

weise binden die dichten Baugrubenwände bis in den wenig durchlässigen Tertiärhorizont ein. Hiervon können einzelne kleinere Teilbaugruben ausgenommen sein, bei denen örtliche temporäre Wasserhaltungsmaßnahmen erforderlich werden können.

Nach Herstellung der Baugruben und der Sohlabdichtung sind während der Bauzeit nur relativ geringe Restwassermengen (Tagwasser, Systemdurchlässigkeit Verbau und ggf. Zustrom aus dem Tertiär) zu fördern und abzuführen.

Sofern es bei entsprechend hohen Rhein- oder Grundwasserständen in Abhängigkeit der Höhenlage der OK des Baugrubenverbaus u.U. zu einer Flutung der Baugruben kommen kann, sind entsprechende Schutzmaßnahmen im Sinne eines Vorsorgekonzeptes einzuplanen. Diese umfassen für die Bauphase die Gewährleistung der Sicherheit gegen Aufschwimmen in allen Ausführungsstadien, den Schutz der unbeabsichtigten Flutung der Baugruben sowie ggf. Maßnahmen zur gezielten Flutung der Baugruben (u.a. zur Gewährleistung der Sicherheit gegen Aufschwimmen).

#### Restwasserhaltung in den dicht umschlossenen Baugruben

Zur Ermöglichung eines abschnittsweise unabhängigen Bauablaufs (Aushub, Abpumpen des inneren Wassers) und der damit verbundenen geringeren Wasserentnahmen sowie ggfs der Verringerung von Beeinflussungen der Grundwasserkommunikation kann eine Trennung der Baugruben durch Querschotts (Dockbauweise) sinnvoll sein. Dies gilt ebenfalls für die Berücksichtigung unterschiedlicher Bemessungswasserstände, die abschnittsweise festgelegt werden können.

Die baugrubeninneren und äußeren Wasserstände sind durch Pegelmessungen während des Aushubs kontinuierlich zu überwachen. In der Phase des Auspumpens des inneren Wassers (ggf. nach Erstellen einer Dichtsohle) ist der Erfolg der allseitigen Wasserdichtigkeit der Baugrube neben baugrubenseitigen visuellen Kontrollen mindestens auch durch Pegelmessungen innerhalb und außerhalb der Baugrube zu überwachen.

Das Lenzwasser auf Baugruben mit UWBS ist in der Regel alkalisch, so dass hierfür eine Neutralisation wahrscheinlich erforderlich ist.

### 8.3 Allgemeine Hinweise zur Bauausführung

#### Aushub- und Gründungssohlen

Die Gründung von Bauwerken kann grundsätzlich als Flachgründung in den gewachsenen quartären Schichten erfolgen. Eine Gründung in den nichtbindigen Auffüllungen kann ggf. ebenfalls erfolgen. Voraussetzung dafür ist allerdings, dass durchgängig eine mindestens mitteldichte Lagerung vorliegt. Dennoch kann es in Folge von Inhomogenitäten besonders in den Auffüllungen zu lastunabhängigen Verformungen und einhergehende Differenzsetzungen kommen. Von einer Gründung in den bindigen Auffüllungen wird abgeraten.

Grundsätzlich ist auf eine möglichst einheitliche Gründungsebene zu achten. Nichtbindige Materialien in der Aushubsohle sind generell vor Einbau des Unterbetons fachgerecht zu verdichten.

Bei Durchführung von Erdarbeiten ist zu beachten, dass bindige Bodenmaterialien bei Wasserzutritt und unter dynamischer Beanspruchung schnell ihre Konsistenz verändern und weich bis breiig werden können. Es ist ein Schutz gegen zufließendes Oberflächenwasser vorzusehen. Gründungssohlen innerhalb bindiger Böden sind daher unmittelbar nach dem Fertigstellen mit einer Sauberkeitsschicht zu schützen, falls nicht sofort betoniert werden kann. Baugrubensohlen in bindigen Böden dürfen nach Möglichkeit nicht mit Geräten befahren werden.

Das vorliegende Schluff- / Tonmaterial (Bodengruppen TL, TM, ggf. auch UL, UM) kann gemäß ZTVE-StB 94 als stark frostempfindlich eingestuft werden. Daher sind freigelegte, bindige Bodenarten vor Frost zu schützen, da sonst mit einem Mehraushub zu rechnen ist.

Die Neigung von Böschungen für den Bauzustand dürfen ohne Grundwassereinfluss und ohne Lasten im Einflussbereich bei Höhen bis 5 m höchstens 60° für bindigen bzw. 45° für nichtbindigen Boden betragen. Ansonsten sind erdstatische Nachweise gemäß DIN 1054:2010-12 vorzulegen. Die Böschungsflanken sind gegen Witterungseinflüsse (Regen, Austrocknung, Wind) zu schützen.

Entstehende Arbeitsräume sind fachgerecht zu verfüllen und lagenweise zu verdichten. Hierfür kann zumindest das ausgehobene nichtbindige Material ggf. wiederverwendet werden. Beim Wiedereinbau der Aushubböden sind zum einen die bodenmechanische Eignung der Aushubböden gemäß der ZTVE-StB, zum anderen die Eignung der Aushubböden gemäß dem Verwertungskonzept der Landeshauptstadt Düsseldorf zu beachten.

Im Zuge von Bodenaustauscharbeiten, z.B. bei lokalem Antreffen von weichen bis breiigen Böden in Gründungssohlen, ist nichtbindiges, gut verdichtbares, raumbeständiges, wasserunempfindliches Material zu ver-

wenden. Sofern angeliefertes Bodenmaterial Anwendung finden soll, sind in Abstimmung mit den zuständigen Behörden entsprechende Gütezeugnisse und chemische Analysen vorzulegen. Es sind zusätzlich die Auflagen für Erdarbeiten in Wasserschutz-zonen zu beachten [U 8]. Im Hinblick auf die Festlegung von Bodenaustauschflächen ist i.d.R. ein ausreichender Überstand und ein Lastausbreitungswinkel von ca. 60° gegenüber der Horizontalen zu berücksichtigen.

Im Hinblick auf den Bodenaustausch unter der Gründungssohle ist das Niveau der Grundwasseroberfläche zu beachten. Bei Aushubsohlen im Einflussbereich des Grundwassers, können Grundwasserhaltungsmaßnahmen erforderlich werden.

Hinsichtlich einer fachgerechten Gründung ist eine baubegleitende Beurteilung der Gründungssohlen durch den geotechnische Gutachter vorzusehen.

#### Herstellung von Dicht- und Schlitzwänden

Bei der Ausführung sind die maßgebenden Vorschriften, insbesondere DIN EN 1538:2000-07 „Ausführung von besonderen Geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Schlitzwände“, DIN 4126 „Ortbeton-Schlitzwände, Konstruktion und Ausführung“, DIN 4126-100 sowie DIN 4127 „Schlitzwand-Tone für stützende Flüssigkeiten“ zu berücksichtigen. Die speziellen Anforderungen an Stützflüssigkeiten sind in den o.g. DIN-Normen und in den GDA-Empfehlungen für Dichtwandmassen E3, E5 festgelegt, dabei ist den folgenden Eigenschaften besondere Beachtung zu schenken:

- Scherfestigkeit (Stützwirkung, Eindringverhalten)
- Fließverhalten (Verarbeitbarkeit, Pumpbarkeit, Eindringverhalten)
- Sedimentationsverhalten
- Filtrationsverhalten (Stabilität der Suspension, Eindringverhalten)
- Dichte (hydrostatischer Druck)

Neben grundsätzlichen Eignungsprüfungen muss daher die Qualität der einzusetzenden Massen auch während der Baumaßnahme ständig durch entsprechende Untersuchungen überwacht werden; dies gilt insbesondere auch für die Überwachung der Qualität der Stützflüssigkeit während der Herstellung der Schlitzwände. Entsprechende Vorgaben wie z.B. Arbeitsanweisung, Qualitätssicherungsplan sind gemäß Stand der Technik im Zuge einer ordnungsgemäßen Planung zu berücksichtigen. Bei Auffälligkeiten des Aushubmaterials sollten zusätzliche Suspensionskontrollen im Schlitz durchgeführt werden.

Schlitzwände können nach den vorliegenden Erkenntnissen in den anstehenden natürlichen Böden abgeteuft werden. Bei sehr durchlässigen Böden (z.B. Groblagen in den quartären Böden) besteht das Risiko, dass Stützflüssigkeit in diese Groblagen abfließt. Entsprechend sind an die Planung hohe Ansprüche zu stellen (z.B. Abstimmung der Stützflüssigkeit auf den Boden und das Grundwasser).

Zur Beherrschung der mindestens lagenweise möglichen grobkörnigen Zusammensetzung kann die Eindringtiefe der Suspension durch Erstellung einer Suspension mit hoher Fließgrenze begrenzt werden. Näherungsweise ist die Eindringung der Suspension abhängig von der Fließgrenze, der Suspensionswichte, der Druckdifferenz längs der Eindringtiefe sowie dem  $d_{10}$ -Wert und dem Porenanteil des anstehenden Bodens. Die zur Beschränkung der Eindringung erforderliche Fließgrenze  $\tau_F$  kann anhand der nachfolgenden Beziehung abgeschätzt werden:

$$f_{s0} = 2 * \tau_F / d_{10} \text{ mit } f_{s0} \text{ (Druckgefälle)} > 200 \text{ kN/m}^3 \text{ (keine Eindringung)}$$

Aus den vorliegenden Körnungskurven ist ersichtlich, dass bei Böden mit geringeren  $d_{10}$ -Werten im Bereich  $d_{10} = 0,3$  bis  $0,5$  mm, die Suspension auch bei Fließgrenzwerten im bautechnisch günstigen Bereich von  $40$  bis  $60$  N/m<sup>2</sup> nicht oder nur geringfügig eindringt. Allerdings ist es bei gröberen Korngrößenverteilungen möglich, dass auch eine an der Grenze zur Schlitzfähigkeit eingestellte Suspension noch in den Boden eindringt.

Somit kann die Fließgrenze der Suspension mit Rücksicht auf die Schlitzbarkeit erwartungsgemäß nur bedingt zur Beschränkung der Eindringtiefe in ungünstig zusammengesetzten Böden angepasst werden. Dies ist bei der Planung entsprechender Maßnahmen zu berücksichtigen. Die Rezeptur der Stützflüssigkeit ist auf das Korngerüst des anstehenden Bodens abzustimmen. Hierbei ist ein Mehrverbrauch von Stützflüssigkeit gegenüber den theoretischen Randbedingungen einzuplanen.

Beim Aushub auftretende Spiegelschwankungen der Stützflüssigkeit müssen sich auf den Bereich der Leitwand beschränken. Der Suspensionsspiegel ist laufend zu beobachten und sollte i.d.R. um nicht mehr als  $30$  cm absinken, um die i.d.R. geringere Standsicherheit des oberflächennahen Teils des Schlitzes zu gewährleisten. Es ist eine ausreichende Menge Ersatzsuspension und geeignetes Material (z.B. verdickendes Material) vorzuhalten, um einem plötzlichen Absinken des Suspensionsspiegels bei im Boden befindlichen nicht erkundeten Hohlräumen (z.B. Kanäle oder ähnliches) entgegenzuwirken und anstehende Hohlräume zu schließen. Im Extremfall muss der Schlitz wieder verfüllt werden. Die dabei festgestellten Hohlräume bzw. undichten Kanäle etc. sind vor Wiederaufnahme der Schlitzarbeiten zu verfüllen bzw. abzudichten.

Belastungen des Bodens oder des Grundwassers z.B. durch Kohlenwasserstoffverbindungen, organische Substanzen, Eisengehalte, erhärtungsstörender oder betonangreifender Substanzen können eine Veränderung der Suspensionseigenschaften bewirken. Dies ist bei der Rezeptur der Stützflüssigkeit zu berücksichtigen.

#### Angaben zur Baugrubenverfüllung und Bauwerkshinterfüllung

Beim Wiedereinbau der Aushubböden sind zum einen die bodenmechanische Eignung der Aushubböden gemäß der ZTVE-StB, zum anderen die Eignung der Aushubböden im Hinblick auf den Schutz der Umweltmedien und Schutzgüter Boden, Bodenluft und Grundwasser gemäß dem Verwertungskonzept der Landeshauptstadt Düsseldorf zu beachten. Die Erstellung eines Aushub- und Verwertungskonzeptes einschließlich Angaben zur Entsorgung bzw. Angaben zur Verwertung - Beseitigung der anfallenden Böden und Schwarzdecken wird empfohlen. Weiter ist auch das Merkblatt für die Hinterfüllung von Bauwerken zu beachten.

Generell ist im Zuge des Bodenaushubes sowie der Zwischenlagerung von Böden auf eine Minimierung eines evtl. Zulaufs von Niederschlagswässern zu achten, um hinsichtlich des späteren Wiedereinbaus eine fachgerechte Verdichtbarkeit der Böden zu gewährleisten. In diesem Zusammenhang wird auch nochmals auf die Genehmigungspflicht von Zwischenlagern in WSZ hingewiesen.

Bindige und gemischtkörnige Böden sollten bei einer evtl. erforderlichen Zwischenlagerung abgedeckt werden. Ggf. ist für eine ausreichende Entwässerungsmöglichkeit, besonders von unter Wasser ausgehobenen Böden, zu sorgen. Böden, die einen Wassergehalt oberhalb des jeweiligen Grenzwassergehaltes aufweisen, sind ohne verbessernde Maßnahmen für einen Einbau i.A. nicht geeignet. Die Grenzwassergehalte sind anhand des erforderlichen Verdichtungsgrades unter Zugrundelegung von im Rahmen der Bauausführung durchzuführender Proctorversuche zu bestimmen. Für den Wiedereinbau von Aushubböden ist aufgrund der vorliegenden Untersuchungsergebnisse zu empfehlen, die Aushubböden mit höherem Wassergehalt mit den Aushubböden niedrigerer Wassergehalte unter Berücksichtigung der jeweils erforderlichen Wiedereinbauklasse im Hinblick auf den jeweils erforderlichen Verdichtungsgrad nach ZTVE-StB vor dem Wiedereinbau zu mischen oder ggf. Bodenverbesserungsmaßnahmen wie z.B. eine Kalkzugabe zur Reduzierung der Einbauwassergehalte durchzuführen. Das jeweils erforderliche Mischungsverhältnis sollte durch eine Eignungsprüfung im Zuge von Wiedereinbaumaßnahmen bestimmt werden.

Im Hinblick auf die Verfüllung der Baugruben stehen die Aushubböden zur Verfügung, die sich untergliedern in:

- Auffüllungen (gemischt- und grobkörnig)

- Hochflutbildungen (Hauptanteil Schluff, Ton)
- Niederterrasse (Hauptanteil Sand, Kiessand oder Kies)

Dabei gelten in Abhängigkeit vom Einbaubereich und der einzubauenden Bodenart Mindestanforderungen bezüglich des jeweils zu erreichenden Verdichtungsgrades. Hinsichtlich der Mindestanforderungen wird auf die ZTVE-StB verwiesen. Während des Einbaus sind Eigenüberwachungsprüfungen vorzunehmen, deren Mindestumfang in ZTVE-StB angegeben ist.

Im Rahmen der Eigenüberwachung ist die Durchführung von Kornverteilungsanalysen einschließlich Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenzen bei fein- und gemischtkörnigen Böden, Durchführung von Proctorversuchen sowie Dichtekontrollen zur Bestimmung des Verdichtungsgrades vorzusehen. Ggf. können Plattendruckversuche unter Vorlage der Kornverteilungsanalysen herangezogen werden.

Generell eignen sich zur Verfüllung und Überschüttung bis 1,0 m ab Bauwerksoberkante und zur Bauwerkshinterfüllung die Sande und Kiessande der Niederterrasse sowie grob- und gemischtkörnige Auffüllungsböden mit maximal 15 % Anteil  $< 0,063$  mm und in Ausnahmefällen auch gemischtkörnige Bodenarten mit Anteilen  $> 15$  %  $< 0,063$  mm oder feinkörnige Bodenarten. Stark schluffige/tonige Auffüllungsböden sowie die Tone und Schluffe des Hochflutlehms sind nur in Ausnahmefällen nach gesonderter Abstimmung zu verwenden. Ausgetauschte Böden von weicher bis breiiger Konsistenz können durch Bodenverbesserungsmaßnahmen (Bodenverbesserung mit Bindemitteln oder mechanische Bodenverbesserung) wiedereinbaufähig gemacht werden. Die Maßnahmen sind gemäß ZTVE-StB nach technischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten unter Berücksichtigung des Bauverfahrens und des zeitlichen Bauablaufes, des Verkehrs, der Beschaffenheit des Bodens, der Witterungsverhältnisse und der vorhandenen Baustoffe auszuwählen.

Abweichungen hiervon sind möglich und im Einzelnen mit dem Auftraggeber abzustimmen (Aufnahme in die Leistungsbeschreibung).

#### 8.4 Weiterer Untersuchungsbedarf

Im Rahmen der geotechnischen Untersuchungen zur Vor- und Entwurfsplanung sind weitere Aspekte mit der weiteren Projektentwicklung zu beachten:

Oberflächennahe Erkundungen und Beurteilung des Baugrundes im Bereich der Niveaulagen: Für die Ausschreibung sind ergänzende chemische Analysen der Auffüllungen in den Niveaulagen erforderlich; zusammen

mit den durchgeführten Untersuchungen ist damit ein Bodenmanagement/Verwertungskonzept zu erstellen, das Mengen und Qualitäten der anfallenden Bodenmassen beschreibt. Weiter erscheinen ergänzende Untersuchungen und Beurteilungen der Baugrundverhältnisse im Hinblick auf die Tragfähigkeit und die Verformbarkeit sinnvoll.

In dem Zusammenhang kann es auch sinnvoll sein, für gewachsene Böden eine Deklarationsanalytik durchzuführen; voraussichtlich müssen entsprechende Untersuchungen aber zu Beginn der Baumaßnahme aktualisiert werden (nicht älter als 1 Jahr), sodass entsprechende Leistungen in der Ausschreibung zu berücksichtigen sind. Ebenso sind noch Untersuchungen des Gleisschotters sowie der Schwarzdecken (einschl. Unterbauten) in Rückbaubereichen zu ergänzen.

Gefährdungsabschätzung und umwelttechnische Untersuchungen im Bereich der Niveaulagen und der Altstandorte beziehungsweise Altlastenflächen: Aus den größeren Auffüllungsdicken im Bereich der Bohrungen B5/1 bis B9/1 ergibt sich, unterstützt durch die hier auch vorhandenen Altablagerungen, ein ergänzender Untersuchungsbedarf zur Beschreibung der hier anfallenden Aushubmaterialien in umwelttechnischer Hinsicht.

Grundwasserhaltung: Sofern Wasserhaltungsmaßnahmen geplant werden, ist für die Bauzeit voraussichtlich ein Grundwassermonitoring hinsichtlich Wasserständen und Analytik der Grundwasserqualität erforderlich. Dies ist entsprechend zu planen und auszuschreiben.

Detailabstimmung über Gründungskonstruktion: Nach tatsächlicher Festlegung der Trasse sollte die Gründung der Brücke mit dem Tragwerksplaner mit gegebenenfalls ergänzenden Standortuntersuchungen der Stützpunkte eingehender betrachtet werden. Dazu gehört möglicherweise auch eine Überprüfung des Lastverformungsverhaltens der Tiefgründungselemente (Probebelastung vgl. Kapitel 6.3).

Restwasserhaltung: Sofern sog. „Tertiär-Baugruben“ geplant werden, sollten zur Planung der Restwasserhaltung noch ergänzende Durchlässigkeitsversuche (einschließlich Überprüfung der Wichten) an den Rückstellproben des Tertiärs durchgeführt und bewertet werden.

## 9 Schlussbemerkungen

Die Erkenntnisse und Ergebnisse des vorliegenden Berichtes über die Baugrund- und Altlastenuntersuchungen geben den letzten Kenntnisstand wider. Für Rückfragen werden selbstverständlich gerne beantwortet.

Die gegebenen Hinweise und Empfehlungen sind in der weiteren Entwurfsplanung und beim zukünftigen Bauablauf zu berücksichtigen sowie dann in der Ausschreibung in geeigneter Weise umzusetzen. Für die weitergehende Beratung bei der Entwurfs- und Genehmigungsplanung bzw. Ausschreibungsplanung steht geoteam ebenfalls gerne zur Verfügung.



Dr.-Ing. Klaus Haubrichs



Dr.-Ing. Stephan Gutjahr



Dr.-Ing. Frank Könemann

Anlagen: Nach Anlagenverzeichnis

Verteiler: 5-fach schriftlich an LDH, Amt 66/4  
5-fach auf Daten-CD an LHD, Amt 66/4