



Nur zur Information

Anlage 17.18a  
(geändert)

DB Engineering & Consulting GmbH  
Umwelt, Geotechnik & Geodäsie  
Büro Frankfurt am Main  
Oskar-Sommer-Straße 15  
60596 Frankfurt am Main  
Tel. 069 6319-176  
Fax 069 6319-118

## NUR ZUR INFORMATION

Zertifiziert nach  
DIN EN ISO 9001:2000  
DOS Reg.-Nr. 005061 OM

### Geotechnischer Bericht

Bauvorhaben: Ausbau des Knotens Frankfurt(M)-Sportfeld, 2. Ausbaustufe

Teilobjekt: Neubau Zweigleisiger Überbau Gutleutstraße km ~~77,890~~  
0,640, Strecke 3657

Leistungsphase: ~~Entwurfsplanung~~ Genehmigungsplanung

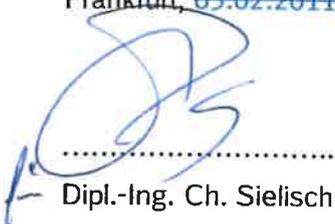
Auftraggeber: DB ~~ProjektBau GmbH~~ DB Netz AG  
Regionalbereich Mitte  
BV-MI-P (4-8-T)-I.ING-MI-F(1)  
Hahnstraße ~~52-49~~  
60528 Frankfurt (Main)

Auftragsnummer: ~~PF-3-0368-01~~ BG00217 P

Bearbeiter: Dipl.-Ing. Ch. Sielisch

Dieser geotechnische Bericht umfasst 29 Seiten und 7 Anlagen und darf auszugsweise nicht veröffentlicht werden.

Frankfurt, ~~03.02.2011~~ 05.08.2016

  
.....  
Dipl.-Ing. Ch. Sielisch

  
.....  
Dipl.-Geol. U. Tang



<b>Inhaltsverzeichnis</b>		<b>Seite</b>
<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>4</b>
1.1	Unterlagen	4
1.2	Vorgang / Aufgabenstellung	6
1.3	Aufschlussarbeiten und Laboruntersuchungen	6
<b>2</b>	<b>Darstellung und Bewertung der geotechnischen Untersuchungsergebnisse</b>	<b>8</b>
2.1	Beschreibung der örtlichen Verhältnisse	8
2.2	Geologische Situation	8
2.3	Baugrundverhältnisse - Schichtenaufbau und Kennwerte	10
2.4	Hydrologische Verhältnisse	13
2.5	Baugrundmodell	14
2.6	Bodenrechenwerte	16
2.7	Beton- und Stahlaggressivität des Grundwassers	18
2.8	Erdbebeneinwirkung	18
2.9	Rammfähigkeit des Untergrundes	19
<b>3</b>	<b>Gründungstechnische Schlussfolgerungen / Empfehlungen</b>	<b>20</b>
3.1	Allgemeines	20
3.2	Flachgründung	20
3.3	Bohrpfahlgründung	22
3.4	Pfahlwiderstände quer zur Pfahlachse	24
3.5	Baugrubensicherung und Wasserhaltung	25
3.6	Zusatzbelastung auf Pfähle	26
3.7	Entwässerung / Versickerungsfähigkeit	26
3.8	Einfluss auf angrenzende Bebauung	28
3.9	Ausbildung der Hinterfüllung	28
3.10	Wiederverwendbarkeit der Aushubmassen	29
<b>4</b>	<b>Zusammenfassung / Schlussbemerkungen</b>	<b>30</b>



## Anlagenverzeichnis

Anlage 17.18.1	Abkürzungsverzeichnis	1 Blatt
Anlage 17.18.2	Lage- und Aufschlusspläne	1 Blatt
Anlage 17.18.3	Bohr-/Sondierprofile und Rammdiagramme	12 Blatt
Anlage 17.18.4	Bodenmechanische Laborergebnisse	
Anlage 17.18.4.1	Körnungslinien	6 9 Blatt
Anlage 17.18.4.2	Zustandsgrenzen	2 4 Blatt
Anlage 17.18.4.3	Glühverlust	1 Blatt
Anlage 17.18.4.4	Beton- und Stahlaggressivität des Grundwassers	8 12 Blatt
Anlage 17.18.5	Fundament-/Bohrpfahldiagramme	3 Blatt
Anlage 17.18.6	Kampfmittelfreimessung	6 Blatt
Anlage 17.18.7	Fotodokumentation	7 Blatt

## 1 **Einleitung**

### 1.1 **Unterlagen**

Zur Ausarbeitung dieses Geotechnischen Berichtes standen folgende Unterlagen zur Verfügung:

- ~~/U1/ Bestellung 0086/VEW/22669874 vom 10.08.2010 zum Vertrag 0016/RA8/92166128 vom 06.08.2010 auf Grundlage unseres Angebotes ID30616 vom 19.07.2010.~~
- /U 1/ Leistungsvereinbarung (LV) 3-E-20-0029 vom 16.04.2013 auf Grundlage unseres Angebotes ID35829 vom 03.01.2013.
- ~~/U2/ Vorplanung Lagepläne LP21A, 22A, 23A, 04A und 05A, von DB ProjektBau GmbH, Stand: Juli 2004 / Okt. 2009 / Aug. 2010.~~
- /U 2/ Genehmigungsplanung Lagepläne GP-0101-VA-LP-01-0; GP-0102-VA-LP-02-0; GP-0103-VA-LP-03-0 von DB ProjektBau GmbH, Stand: März. 2012.
- /U 3/ Ergebnisse der Aufschlussarbeiten der Fa. Umweltgeotechnik GmbH, Okt. 2010 bis Jan. 2011.
- /U 4/ Laborergebnisse der DB International GmbH, Baugrund, Dez. 2010 bis Jan. 2011.
- /U 5/ Laborergebnisse der Fa. Wessling Laboratorien GmbH, Nov. 2010.
- /U 6/ Geologische Karte von Hessen, Blatt 5917 Kelsterbach, 3. neu bearbeitete Auflage, Maßstab 1:25.000; Herausgeber: Hessisches Landesamt für Bodenforschung, Wiesbaden 1980.
- /U 7/ Hydrologisches Kartenwerk, Hessische Rhein- und Mainebene, Grundwasserhöhengleichenplan vom Hessischen Landesamt für Umwelt und Geologie, Maßstab 1:50.000, Stand: 10/2009.
- /U 8/ Datenauszug zu Grundwassermessstellen vom Hessischen Landesamt für Umwelt und Geologie und der HESSENWASSER GMBH & CO. KG - MONITORING UND GRUNDWASSERMESSSTELLEN, Stand: Sept. 2010.
- ~~/U 9/ Ril 836 Erdbauwerke planen, bauen und instand halten, Fassung vom 01.10.2008.~~
- /U 10/ EA-Pfähle Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Verlag Ernst & Sohn, 2007.
- ~~/U 11/ EAB Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V., 4. Auflage; Verlag Ernst & Sohn, 2006.~~
- /U 12/ Arbeitsblatt DWA-A 138 „Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser“, Stand: 05/2005.
- /U 13/ Programm „GGU-FOOTING“, Berechnungen von Fundamenten nach DIN 4017 und DIN 4019 bzw. DIN 1054, Version 6.25, 16.06.2010, Copyright + Verfasser: Prof. Dr.-Ing. Johann Buß.
- /U 14/ Programm „GGU-Axpile“, Berechnung und graphische Darstellung von Bohr- und Rammpfählen nach DIN 4014 bzw. DIN 1054, Version 5.08, 16.10.2010, Copyright + Verfasser: Prof. Dr.-Ing. J. Buß.
- /U 15/ Ergebnisse der Aufschlussarbeiten der Fa. Wendt Bohrgesellschaft, Juli bis Oktober 2013.
- /U 16/ Ril 836 Erdbauwerke und sonstige geotechnische Bauwerke planen, bauen und instand halten, 3. Aktualisierung, 01.03.2014.



- /U 17/ EAB 2012 - Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“; Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 4. Auflage; Verlag Ernst & Sohn, 2012.
- /U 18/ DIN EN 1997-1:2009-09; Eurocode 7; Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik.
- /U 19/ Laborergebnisse der DB International GmbH, Baugrund, Nov. 2013.

Außerdem kommen die gegenwärtig gültigen DIN-Normen und Richtlinien für Erd- und Grundbau zur Anwendung.

## 1.2 Vorgang / Aufgabenstellung

Der Ausbau des Knotens Frankfurt(Main)-Sportfeld ist ein Teilprojekt der Gesamtmaßnahme Frankfurt RheinMain<sup>plus</sup>. Der Knoten Frankfurt(Main)-Sportfeld soll in der 2. Ausbaustufe im Streckenabschnitt zwischen Frankfurt(Main)-Sportfeld und Frankfurt(Main)-Gutleuthof durch zwei zusätzliche Fernverkehrsgleise ausgebaut werden.

Die vorhandene Eisenbahnüberführung Gutleutstraße wird dazu mit einem neuen zweigleisigen Überbau für die neuen Streckengleise der Strecke ~~4010~~ 3657, einschließlich der dazugehörigen Widerlager erweitert.

Die DB ~~International~~ DB Engineering & Consulting GmbH, Baugrund wurde auf der Grundlage der Bestellung 0 mit der Erkundung, Darstellung und Bewertung der Baugrundverhältnisse im Untersuchungsbereich des Brückenneubaus, mit Angabe bodenmechanischer Kennwerte für die Gründung der Brücke beauftragt.

Des Weiteren waren umweltanalytische Untersuchungen des im Untersuchungsbereich erkundeten Bodens durchzuführen.

Nachfolgend werden die Untersuchungsergebnisse für den Brückenneubau dargestellt und bewertet. Die abfalltechnische Beurteilung erfolgt in einem separaten Bericht.

## 1.3 Aufschlussarbeiten und Laboruntersuchungen

Während des Streckenbegangs durch Mitarbeiter der DB ~~International~~ DB Engineering & Consulting GmbH vom 06.-08.10.2010 wurden durch die Fa. Geolog die Ansatzpunkte der Kernbohrungen und der Rammsondierungen nach Vorgabe des RP Darmstadt auf Kampfmittelverdacht hin untersucht und freigemessen. Das Freimessprotokoll der Radarmessungen ist in Anlage 17.18.6 beigelegt.

Die Bestandsbohrungen wurden durch weitere Erkundungen im Bereich der geplanten Widerlager ergänzt. Hierbei wurden Bohrungen bis 20,0 m unter GOK abgeteuft und durch Drucksondierungen (DS) an ergänzt.

Die Aufschlussarbeiten im Bereich der Eisenbahnüberführung Gutleutstraße wurden durch die Firma Umweltgeotechnik GmbH vom 01.11.2010 bis 16.12.2010 und von der Fa. Wendt Bohrgesellschaft zwischen dem 13.-26.11.2013 ausgeführt.

Zur Erkundung der Baugrundverhältnisse waren in Abstimmung mit dem Auftraggeber je Brückenwiderlager eine Kernbohrung (B) mit Tiefen bis 20 m und 2 Kleinbohrungen im Damm (BS, Ø 60 mm) bis max. 10 m unter Gelände geplant. Für die Ermittlung der

Lagerungsverhältnisse des Baugrundes waren insgesamt 4 schwere Rammsondierung (DPH) mit Tiefen zwischen 10 und 20 m unter Gelände vorgesehen.

Die schweren Rammsondierungen im Dammbereich/Böschungsschulter konnten aufgrund unzureichender Platzverhältnisse nicht ausgeführt werden. Nach Rücksprache mit dem AG sind diese durch zwei leichte Rammsondierungen (DPL-5) ersetzt worden.

Für die Klärung der Kabel- und Leitungsfreiheit wurden vor Bohrbeginn Schürfe je Ansatzpunkt ausgeführt.

Die Aufschlüsse S/RKS/DPL-5 125, DPH 126, DPH 127 und S/RKS/DPL-5 128 mussten aufgrund eines zu hohen Eindringwiderstandes vorzeitig abgebrochen werden.

Die Drucksondierungen werden bis zur Auslastungsgrenze durchgeführt. Hierbei ergaben sich bei allen Sondierungen vorzeitige Abbrüche.

Die Aufschlüsse stellen sich ~~geordnet nach steigendem Kilometer~~ im Einzelnen wie folgt dar:

Tabelle 1: Übersicht der durchgeführten Aufschlüsse

km <sup>1)</sup>	Aufschluss	Lage <sup>1)</sup>	Ansatzhöhe [m NHN]	Endtiefe [m NHN]	Aufschlusstiefe [m]
34,445	S/RKS 125	3,3 m r.d.GA	101,60	92,50	9,10 <sup>2)</sup>
34,445	DPL-5 125	3,3 m r.d.GA	101,60	92,70	8,90 <sup>2)</sup>
34,461	S/B 126	12,0 m r.d.GA	95,32	75,32	20,00
34,461	DPH 126	12,0 m r.d.GA	95,32	84,02	11,30 <sup>2)</sup>
34,497	S/B 127	15,0 m r.d.GA	94,62	74,62	20,00
34,497	DPH 127	15,0 m r.d.GA	94,62	83,12	11,50 <sup>2)</sup>
34,507	S/RKS 128	3,8 m r.d.GA	102,40	93,80	8,60 <sup>2)</sup>
34,507	DPL-5 128	3,8 m r.d.GA	102,40	93,40	9,00 <sup>2)</sup>
	BK/ 66-2	Siehe LP	94,95	74,95	20,00
	DS/ 66-2	Siehe LP	94,90	74,79	20,11
	BK 67-2	Siehe LP	94,61	74,61	20,00
	DS/ 67-2	Siehe LP	94,61	78,41	16,12

S...Schurf, B...Kernbohrung, RKS...Kleinbohrung, DPH...schwere Rammsondierung, DPL-5...leichte Rammsondierung mit einer Sondierspitze A=5cm<sup>2</sup>, l./r. d. GA...links/rechts der Gleisachse, DS...Drucksondierung

<sup>1)</sup> bezogen auf Streckengleis 3620

<sup>2)</sup> vorzeitiger Abbruch, zu hoher Eindringwiderstand

Alle Ansatzpunkte wurden nach Lage und Höhe auf m NHN des DB Referenznetzes und die Gleisachse des nächstgelegenen Streckengleises eingemessen. Die Entnahme von Bodenproben erfolgte je lfd. Meter bzw. bei Schichtenwechsel. Die einzelnen, auf Bohrmeisterangaben beruhenden, handschriftlichen Schichtenverzeichnisse /U 3/ können bei Bedarf im Archiv der DB International GmbH, Baugrund eingesehen werden. Die Lage der

Aufschlüsse ist aus Anlage 17.18.2 ersichtlich. Die Baugrundprofile sind bezogen auf m NN in der Anlage 17.18.3 dargestellt.

Die entnommenen Bodenproben wurden durch den Bearbeiter nach DIN 4020 und DIN EN ISO 14688 spezifiziert. Zur genaueren Klassifizierung der Bodenarten in Bodengruppen nach DIN 18196 und Bodenklassen nach DIN 18300 sind ausgewählte Bodenproben bodenphysikalischen und chemischen Untersuchungen unterzogen worden. Aus der Kernbohrung S/B 126 ist eine Grundwasserprobe entnommen und bezüglich Beton- und Stahlaggressivität untersucht worden.

Im Einzelnen wurden ausgeführt:

- ~~4~~ 7x Nass-/Trockensiebung nach DIN 18123,
- 2x kombinierte Sieb-/Schlamm-analyse nach DIN 18123,
- ~~2~~ 4x Bestimmung der Atterberg'schen Zustandsgrenzen nach DIN 18122,
- 1x Bestimmung des Glühverlustes nach DIN 18128 und
- ~~±~~ 3x Bestimmung der Beton-/Stahlaggressivität (Wasser) nach DIN 4030 und DIN 50929.

Die Ergebnisse der Laboruntersuchungen können der Anlage 17.18.4 entnommen werden.

Weiterhin sind chemische Laboruntersuchungen an Bodenproben aus dem Bereich der Eisenbahnüberführung durchgeführt worden. Die umweltanalytischen Untersuchungen werden in einem separaten Bericht dargestellt und ausgewertet.

## **2 Darstellung und Bewertung der geotechnischen Untersuchungsergebnisse**

### **2.1 Beschreibung der örtlichen Verhältnisse**

Die vorhandene Eisenbahnüberführung bei ca. Bahn-km 34,480 der Strecke 3520 überquert die Gutleutstraße. Die Bestandsgleise der Bahnstrecken liegen hier auf einem 6-7 m hohen Damm. Die Böschungen des Bestandsdammes sind stark bewachsen. Im Bereich des nördlichen Widerlagers befindet sich auch das Fa-Stellwerk mit umfangreichen erdverlegten Kabelbeständen.

### **2.2 Geologische Situation**

Das Untersuchungsgebiet liegt regionalgeologisch in der hessischen Senke zwischen dem Rheinischen Schiefergebirge, dem Vogelsberg im Norden, dem Odenwald im Süden und dem Mainzerbecken im Westen. Die mächtige Grabenfüllung des Oberrheingrabens endet im Nor-

den etwa auf der Höhe von Rüsselsheim. Von Süden her bis dorthin sind über 2.000 m mächtige Tertiärschichten und über 100 m Quartär-Ablagerungen bekannt. Je weiter im Süden desto häufiger ist das Erkundungsgebiet geprägt durch eiszeitliche Flugsande mit Dünenbildung. Häufig sind diese Schichten kalkhaltig und besitzen Kalkkonkretionen. Die Mächtigkeit dieser quartären Flugsande kann mehrere Meter betragen. Nach Norden nehmen die Mächtigkeiten dieser Schichten ab. In großen Teilen des Erkundungsgebietes stehen unter den Terrassensanden und -kiesen des Mains die Gesteine des Oligozäns aus dem Unteren Tertiär in Form des Rupeltones an. Darunter befinden sich die unteren Meeressande als Untergrenze des Tertiärs und Übergang zu den Gesteinen des Rotliegenden. Die Anstehenden Gesteine werden durch eine nach Nordwesten immer mächtiger werdende Deckschicht aus Gesteinen des Tertiärs überdeckt. Im nordwestlichen Bereich des Erkundungsgebietes können einzelne Kalksteinschichten (Hydrobienschichten) angetroffen werden. Im Bereich der Flussniederungen stehen an der Oberfläche quartäre Lockergesteine aus Flusssedimenten, Niederterrassen von Main und kleineren Nebenflüssen an.

Der Rhein und der Main sowie ihre Nebenflüsse haben im Quartär am nördlichen Ende des Oberrheingrabens Sand und Kies abgelagert. Gelegentlich sind Schluff und Ton sowie Torf eingelagert. Dort wo diese Sedimente auf den ähnlichen Schichten des Pliozäns liegen, ist die Abgrenzung zu diesen schwierig.

Als typische pliozän-zeitliche Schichten der Untermain-Ebene gelten feinkörnige kalkfreie Sande (grau, weiß, gelblich) mit Einlagerungen von Tonlinsen, Braunkohlen und Kiesen. Die Gerölle dieser Kiese bestehen aus gebleichtem Buntsandstein, scharfkantigem Gangquarz, Quarzit und Hornstein. Der schwarze Kieselschiefer aus Frankenwald und Fichtelgebirge fehlt weitgehend.

Die Pleistozän-Schichten der Untermain-Ebene bestehen aus Sanden und Kiesen mit gelegentlichen schluffig-tonigen Einlagerungen. Die Gerölle der Kiese bestehen aus ungebleichtem Buntsandstein, Kalkstein, Hornstein, Quarz, Quarzit, Basalt und schwarzem Kieselschiefer aus Frankenwald und Fichtelgebirge. Hinzu kommen lokale Gerölle aus Spessart und Odenwald. Diese Sedimente sind in der Regel kalkhaltig, können aber sekundär entkalkt sein.

Im oberflächennahen Bereich der urban genutzten Bereiche ist infolge der Baumaßnahmen mit anthropogenen Auffüllungen zu rechnen. Durch den Einbau von zumeist lokal vorkommenden Böden ist dabei eine zweifelsfreie Unterscheidung zwischen aufgefülltem und gewachsenem Boden nicht immer möglich.

Ergeben sich im Verlauf der Bohrarbeiten auffällige Abweichung von der hier beschriebenen Geologie ist unverzüglich der Baugrundgutachter zu informieren.

## 2.3 Baugrundverhältnisse - Schichtenaufbau und Kennwerte

### Gleisschotter

Mit den im Gleisbereich ausgeführten Erkundungen S/RKS 125, 128 wurde zunächst der Gleisschotter mit einer Gesamtschotterstärke von 0,2 m angetroffen. Der Schotter wurde als verschmutzt bis stark verschmutzt eingeschätzt, mit einem vom Bohrmeister abgeschätzten Feinanteil von 30 %. Gemäß Bohrmeisterangaben ist der angetroffene Schotter reinigungsfähig (S/RKS 125) und nicht reinigungsfähig (S/RKS 128). Die Einschätzung der mechanischen Reingungsfähigkeit gilt vorbehaltlich einer abfalltechnischen Einstufung des Schotters.

### Auffüllungen

Mit den ausgeführten Bohrungen am Dammfuss und den Kleinbohrungen in der Dammschulter sind beginnend ab Geländeoberkante bzw. unter dem Gleisschotter im Damm rollige Auffüllungen erkundet worden.

Die rolligen Auffüllungen stellen sich als enggestufte und schwach schluffige bis schluffige **Fein- bis Mittelsande**, mit kiesigen und steinigen Bestandteilen dar. Am Ansatz der S/RKS 128 wurde auch ein intermittierend gestufter sandiger bis stark sandiger **Kies** erkundet. Darüber hinaus waren die aufgefüllten Sande mit Sandsteinstücken, Bauschutt und Schlacke durchsetzt. Nach DIN 18196 werden die Auffüllungen den Bodengruppen [SE, SU, GI, SU\*] zugeordnet. Die Schichtdicke in den Bohrungen am Dammfuss schwankt zwischen 1,85-2,2 m. Die im Damm liegenden Kleinbohrungen weisen Mächtigkeiten zwischen 7,4-7,9 m auf. Die Lagerungsdichte der rolligen Auffüllungen im Damm ist gemäß den Ergebnissen der leichten Rammsondierungen als locker bis mitteldicht einzuschätzen. Die am Dammfuss ausgeführten schweren Rammsondierungen weisen auf eine lockere Lagerung hin.

An den Ansatzpunkten der im Gehwegbereich ausgeführten Bohrungen S/B 126 und S/B 127 ist eine 10 cm dicke Grasnarbe und eine Oberflächenbefestigung in Form eines grauen Pflasters mit einer Dicke von 5 cm aufgenommen worden.

### Anstehender Boden

Unterhalb der Auffüllungen folgen die quartären Hochflutablagerungen und Mainterrassen und die tertiären Ablagerungen als anstehende Böden.

Hierbei handelt es sich zuerst um **Hochfutsande** und **Hochflutlehme**. Das sind schwach schluffige bis schluffige, tonige Mittel- bis Grobsande der Bodengruppen SU, SU\* und ST\*. Die Lagerungsdichte dieser rolligen Böden ist im Ergebnis der Rammsondierungen als locker und

mitteldicht zu bewerten. Die leichten Rammsondierungen DPL-5 125 und DPL-5 128 mussten infolge eines unzureichenden Bohrfortschritts vorzeitig abgebrochen werden.

Die Hochflutlehme wurden mit den Bohrungen S/B 126 und S/B 127 in Form von leichtplastischen sandigen Tonen der Bodengruppe TL erkundet. Die Konsistenz dieser bindigen Schichten ist gemäß Handspezifizierung und Laborversuch als steif einzuschätzen.

Die Unterkante der Hochflutablagerungen liegt in den Bohrungen bei 3,8-4,3 m unter GOK. Die Kleinbohrungen S/RKS 125 und S/RKS 128 enden in den Hochflutsanden bei 9,43 m bzw. 9,2 m unter SO (92,5...93,8 m NN).

Die **Mainterrassen** stellen sich zum einen als enggestufte kiesige, schwach steinige Mittel- und Grobsande und schluffige, kiesige Mittelsande und zum anderen als schwach schluffige, sandige Fein- bis Mittelkiese dar. Vielfach sind in den Sanden und Kiesen Sandsteinstücke eingelagert. Gemäß DIN 18186 können diese Böden den Bodengruppen SE, SU\* und GU zugeordnet werden. Die Lagerungsdichte der Sande und Kiese ist gemäß der schweren Rammsondierungen als mitteldicht zu bewerten. Die Schichtmächtigkeit der quartären Ablagerungen ist mit den Bohrungen zwischen 4,9-5,0 m eingemessen worden, die Unterkante liegt zwischen 8,7-9,3 m unter GOK (85,92...86,02 m NN).

Unter den quartären Schichten folgen bis Endtiefe (20 m unter GOK, 74,62...75,32 m NN) der Bohrungen S/B 126 und S/B 127 die **Sedimente des Tertiärs**. Das sind vorwiegend enggestufte und zum Teil schluffige graue Fein- bis Mittelsande der Bodengruppen SE und SU\*. Die Lagerungsdichte ist gemäß der Angaben des Bohrmeisters zum Bohrfortschritt als dicht einzuschätzen.

In diese rolligen tertiären Sedimente sind bindige Ablagerungen eingelagert. Das sind graue mittelplastische, schwach sandige Tone der Bodengruppe TM. Die Konsistenz war zum Zeitpunkt der Erkundung und aus Handspezifizierung und Laborversuch steif und steif/halbfest. Die Schichtdicke liegt in den Bohrungen bei 1,9 m und 2,5 m.

Den erkundeten Böden lassen sich die in folgender Tabelle 2 enthaltenen Kennwerte (Laboruntersuchung an repräsentativen Einzelproben sowie regionale Erfahrungswerte) zuordnen.

Tabelle 2: Bodenkennwerte und Zuordnungen

	Auffüllung	Anstehender Boden				
		Hochflut		Terrasse	Tertiär	
Bezeichnung	Sand/Kies	Sand	Ton	Sand/Kies	Sand	Ton
Bodengruppe nach DIN 18196	[SE, SU, GI, SU*]	SU, SU*, ST*	TL	SE, GU, SU*	SE, SU*	TM
Kornanteil $d \leq 0,063$ mm [%]	24,5 [SU*]	27...36 (ST*)	48,5	1,1 (SE) 6,7 (GU)	4,0 (SE)	57,5
Kornanteil $d > 2,0$ mm [%]	16,1 [SU*]	0,5...18,8 (ST*)	---	17,2 (SE) 53 (GU)	0	---
Ungleichförmigkeitszahl U [-]	---	---	---	2,8 (SE) 25,3 (GU)	2,0 (SE)	---
Glühverlust $V_{GI}$ [%]	---	---	2,0	---	---	---
natürl. Wassergehalt $w_n$ [%]	---	---	15,2	---	---	14,7
korr. Wassergehalt $w_k$ [%]	---	---	16,5	---	---	14,7
Fließgrenze $w_L$ [%]	---	---	26,7	---	---	38,1
Ausrollgrenze $w_p$ [%]	---	---	13,6	---	---	13,2
Plastizitätszahl $I_p$ [%]	---	---	13,1	---	---	24,9
Konsistenzzahl $I_c$ [-] bez. auf Gesamtprobe	---	---	0,88	---	---	0,94
Konsistenz handspezifiziert	---	---	steif	---	---	steif... steif/halbfest
Lagerungsdichte	locker... mitteldicht	locker... mitteldicht	---	mitteldicht	dicht	---
Durchlässigkeitswert $k_f$ [m/s]						
nach Beyer, USBR/Bialas	$1,2 \cdot 10^{-6}$ [SU*]	$3,1 \cdot 10^{-8}$ $2,7 \cdot 10^{-7}$ (ST*)		$9,0 \cdot 10^{-4}$ ... $1,0 \cdot 10^{-3}$	$1,2 \cdot 10^{-4}$ (SE)	---
Erfahrungswerte	$10^{-3}$ ... $10^{-5}$ [SE, SU, GI] $10^{-5}$ ... $10^{-7}$ [SU*]	$10^{-4}$ ... $10^{-6}$ (SU) $10^{-5}$ ... $10^{-8}$ (SU*, ST*)	$10^{-7}$ ... $10^{-9}$	$10^{-3}$ ... $10^{-5}$ (SE) $10^{-5}$ ... $10^{-7}$ (SU*)	$10^{-3}$ ... $10^{-5}$ (SE) $10^{-5}$ ... $10^{-7}$ (SU*)	$10^{-8}$ ... $10^{-10}$
Durchlässigkeit nach DIN 18 130	stark bis schwach durchlässig	stark bis schwach durchlässig	schwach bis sehr schwach durchlässig	stark bis schwach durchlässig	stark bis schwach durchlässig	sehr schwach durchlässig
Bodenklasse nach DIN 18 300 *)	3 [SE, SU, GI] 4 [SU*]	3 (SU) 4 (SU*, ST*)	4	3 (SE, GU) 4 (SU*)	3 (SE) 4 (SU*)	4
Frostempfindlichkeit nach ZTVE - StB 09	F1 [SE, GI] F2 [SU] F3 [SU*]	F2 (SU) F3 (SU*, ST*)	F3	F1 (SE) F2 (GU) F3 (SU*)	F1 (SE) F3 (SU*)	F3

Tabellenwerte sind Mittelwerte bzw. Einzelwerte aus Laborversuchen.

\*) in Abhängigkeit vom Steinanteil auch höher.

## 2.4 Hydrologische Verhältnisse

Die Aufschlussarbeiten wurden von November bis Dezember 2010 durchgeführt. Mit den ausgeführten Erkundungen sind die in Tabelle 3 aufgezeigten Grundwasserstände eingemessen worden.

Tabelle 3: Wasserstände

Aufschluss	Wasseranschnitt [m u. GOK]	Wasseranschnitt nach Bohrende [m u. GOK]	Wasseranschnitt nach Bohrende [m NN]	Datum
B 126	3,70	3,70	91,62	04.11.2010
B 127	3,80	3,80	90,82	04.11.2010
BK 66-2	5,40	4,83	90,12	13.11.2013
BK 67-2	3,60	3,44	91,17	14.11.2013

Mit den Kernbohrungen ~~S/B 126 und S/B 127~~ sind die Grundwasserstände nach Bohrende bei 90,82...91,62 m NHN (3,7-3,8 4,83 m unter Gelände) eingemessen worden. Die erkundeten aufgefüllten Sande und Kiese sind überwiegend gut wasserdurchlässig.

Die schluffigen, tonigen Hochflutsande und die Hochflutlehme sind nur gering wasserdurchlässig bis undurchlässig. Auf diesen Schichten ist mit Stau- bzw. Schichtenwasser zu rechnen.

Die mit den Kernbohrungen angetroffenen Mainterrassen und tertiären Sande weisen eine gute Durchlässigkeit auf, die Tone sind schwach bis sehr schwach durchlässig.

Generell ist von einer guten Versickerungsfähigkeit der anstehenden Sande und Kiese unterhalb der Hochflutablagerungen bzw. der tertiären Tone auszugehen.

Im Rahmen einer Recherche zu Grundwassermessstellen zum Projekt Umbau Knoten Frankfurt wurden beim Hessischen Landesamt für Umwelt und Geologie und bei der HESSENWASSER GMBH & Co. KG - MONITORING UND GRUNDWASSERMESSTELLEN die Wasserstände zu Grundwassermessstellen entlang der Bahntrasse abgefragt (/U 7/ und /U 8/). Diese sind nachrichtlich in Tabelle 4 aufgelistet.

Tabelle 4: Wasserstände zu Grundwassermessstellen

Messstelle	Rechtswert	Hochwert	GOK [m NN]	Wasserstand [m GOK]			Wasserstand [m NN]		
				min	max	MW	min	max	MW
G03090	3473726,4	5548109,9	109,65	12,4	16,5	14,5	93,3	97,4	95,3
G04450	3474297,5	5548331,3	108,55	11,9	14,6	13,3	94,0	96,6	95,3
G04500	---	---	95,37	2,7	4,8	3,8	90,6	92,7	91,6
G00740	---	---	99,51	4,1	6,8	5,5	92,7	95,4	94,0

G05190	---	---	109,77	13,8	15,6	14,7	94,2	95,9	95,1
--------	-----	-----	--------	------	------	------	------	------	------

Gemäß des aktuellsten Grundwasserhöhengleichenplan vom Hessischen Landesamt für Umwelt und Geologie /U 7/ fällt der Grundwasserhorizont von ca. 95 m NN auf 92,5 m NN Richtung Main hin ab.

Wir empfehlen, den Bemessungswasserstand in Abhängigkeit der festgestellten Ergebnisse aus den beiden Kernbohrungen S/B 126 und S/B 127 zuzüglich eines Sicherheitszuschlages vom 1 m bei 92,6 m NN anzusetzen.

## 2.5 Baugrundmodell

Im Ergebnis der Baugrunderkundungen und der Laboruntersuchungen lässt sich für den Untersuchungsbereich ein Baugrundmodell entwickeln, welches für die Bewertung der Baugrundverhältnisse herangezogen werden kann. Zur besseren Übersicht wurde für den Ausbau des Knotens Frankfurt (M)-Sportfeld ein einheitliches Schichtenmodell entwickelt. Dabei wurden Böden mit annähernd gleichen bodenphysikalischen und bodenmechanischen Eigenschaften in Schichten zusammengefasst.

- Schicht 1: Auffüllung, rollig, nicht bis schwach bindig** Mächtigkeit: 1,3-3,8 m
- Fein-/Mittelsand, enggestuft, schwach schluffig, schwach kiesig bis kiesig, schwach steinig, Bauschutt
  - Kies, intermittierend gestuft, sandig bis stark sandig, schwach schluffige Anteile
  - lockere Lagerung (**Schicht 1.2.1, 1.4.1**)  
mitteldichte Lagerung (**Schicht 1.2.2**)
  - Klassifikation lt. DIN 18196 ⇒ **[SE, SU, GI]**

- Auffüllung, rollig, gemischtkörnig** Mächtigkeit: 0,3-1,7 m
- Fein-/Mittelsand, schwach kiesig bis kiesig, schluffig, schwach tonig, Bauschutt, Schlacke
  - lockere Lagerung (**Schicht 1.3.1**)  
mitteldichte Lagerung (**Schicht 1.3.2**)
  - Klassifikation lt. DIN 18196 ⇒ **[SU\*]**

- Schicht 5: Hochflutsande** Mächtigkeit: 0,5-1,0 m
- Mittel-/Grobsand, schwach schluffig bis schluffig, tonig, kiesig, Sandsteinbruch
  - lockere Lagerung (**Schicht 5.1.1, 5.2.1**)  
mitteldichte Lagerung (**Schicht 5.2.2**)

- Klassifikation lt. DIN 18196 ⇒ **SU, SU\*, ST\***

**Schicht 6: Hochflutlehme** Mächtigkeit: 1,4-1,6 m

- Ton, leichtplastisch, schwach schluffig, sandig, schwach kiesig
- steife Konsistenz (**Schicht 6.1.3**)
- Klassifikation lt. DIN 18196 ⇒ **TL**

**Schicht 10: Terrassensande / -kiese** Mächtigkeit: 4,9-5,0 m

- Mittel-/Grobsand, enggestuft gestuft, schluffig, kiesig, schwach steinig, Sandsteinstücke  
Fein-/Mittelkies, sandig, schwach schluffig, Sandsteinstücke
- mitteldichte Lagerung (**Schicht 10.1.2, 10.2.2, 10.1.5**)
- Klassifikation lt. DIN 18196 ⇒ **SE, SU\*, GU**

**Schicht 15: Tertiäre Sande** Mächtigkeit: 8,8 m bis  
Endtiefe erkundet

- Fein-/Mittelsand, enggestuft, schluffig, schwach tonig
- dichte Lagerung (**Schicht 15.1.3, 15.3.3**)
- Klassifikation lt. DIN 18196 ⇒ **SE, SU\***

**Schicht 16: Tertiäre Tone** Mächtigkeit: 1,9-2,5 m

- Ton, mittelpastisch, schwach schluffig, schwach sandig
- steife und steif/halbfeste Konsistenz (**Schicht 16.1.3**)
- Klassifikation lt. DIN 18196 ⇒ **TM**

## 2.6 Bodenrechenwerte

Den erkundeten Baugrundsichten werden aus den Laborversuchen und Erfahrungen für erd-statische Berechnungen folgende charakteristische Berechnungskennwerte zugeordnet:

Tabelle 5a: Bodenrechenwerte

Bodenart	Auffüllung, rollig				
	[SE, SU]	[SE, SU]	[SU*]		[GI]
Bodengruppe nach DIN 18196					
Schicht-Nr.	<b>1.2.1</b>	<b>1.2.2</b>	<b>1.3.1</b>	<b>1.3.2</b>	<b>1.4.1</b>
Konsistenz, Lagerungsdichte	locker	mitteldicht	locker	mitteldicht	locker
wirks. Reibungswinkel $\varphi_k'$ [Grad]	30,0	32,5	29,0	30,0	30,0
wirks. Kohäsion $c_k'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	0,0	0,0	1,0	1,0	0,0
Wichte des feuchten Bodens $\gamma_k$ [kN/m <sup>3</sup> ]	16,5	17,5	17,0	18,0	16,5
Wichte des Bodens unter Auftrieb $\gamma_k'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	9,0	10,0	9,0	10,0	9,0
Steifemodul $E_{s,k}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	10,0	20,0	8,0	15,0	12,0

Tabelle 5b: Bodenrechenwerte

Bodenart	Hochflutablagerungen			
	SU	SU*, ST*		TL
Bodengruppe nach DIN 18196				
Schicht-Nr.	<b>5.1.1</b>	<b>5.2.1</b>	<b>5.2.2</b>	<b>6.1.3</b>
Konsistenz, Lagerungsdichte	locker	locker	mitteldicht	steif
wirks. Reibungswinkel $\varphi_k'$ [Grad]	30,0	29,0	30,0	20,0
wirks. Kohäsion $c_k'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	0,0	1,0	1,0	10,0
Wichte des feuchten Bodens $\gamma_k$ [kN/m <sup>3</sup> ]	16,0	17,0	18,0	18,5
Wichte des Bodens unter Auftrieb $\gamma_k'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	8,5	9,0	10,0	8,5
Steifemodul $E_{s,k}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	10,0	8,0	15,0	9,0

Tabelle 5c: Bodenrechenwerte

Bodenart	Terrassenablagerungen		
	SE	SU*	GU
Bodengruppe nach DIN 18196			
Schicht-Nr.	<b>10.1.2</b>	<b>10.1.5</b>	<b>10.2.2</b>
Konsistenz, Lagerungsdichte	mitteldicht	mitteldicht	mitteldicht
wirks. Reibungswinkel $\varphi_k'$ [Grad]	32,5	30,0	35,0
wirks. Kohäsion $c_k'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	0,0	1,0	0,0
Wichte des feuchten Bodens $\gamma_k$ [kN/m <sup>3</sup> ]	17,0	18,0	18,0
Wichte des Bodens unter Auftrieb $\gamma_k'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	9,5	10,0	10,5
Steifemodul $E_{s,k}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	45 ab 5 m <sup>1)</sup> : 70	35	50 ab 5 m <sup>1)</sup> : 80

<sup>1)</sup> bezogen auf OK anstehender Boden (= UK Auffüllung)

Tabelle 5d: Bodenrechenwerte

Bodenart	Tertiäre Sande		Tertiäre Tone
	SE	SU*	TM
Bodengruppe nach DIN 18196			
Schicht-Nr.	<b>15.1.3</b>	<b>15.3.3</b>	<b>16.1.3</b>
Konsistenz, Lagerungsdichte	dicht	dicht	steif, steif/halbfest
wirks. Reibungswinkel $\varphi_k'$ [Grad]	35,0	35,0	20,0
wirks. Kohäsion $c_k'$ [kN/m <sup>2</sup> ] <sup>1)</sup>	0,0	0,0	5,0
undrainierte Kohäsion $c_u$ [kN/m <sup>2</sup> ] <sup>2)</sup>	0,0	0,0	15,0
Wichte des feuchten Bodens $\gamma_k$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18,0	21,0	18,0
Wichte des Bodens unter Auftrieb $\gamma_k'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	10,0	11,0	8,0
Steifemodul $E_{s,k}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	90 ab 5 m <sup>3)</sup> : 120 ab 10 m <sup>3)</sup> : 190	65 ab 10 m <sup>3)</sup> : 135	10 ab 5 m <sup>1)</sup> : 15

<sup>1)</sup> Bei bindigen Böden im konsolidierten Zustand.

<sup>2)</sup> Der zugehörige innere Reibungswinkel beträgt  $\varphi_u = 0$ .

<sup>3)</sup> bezogen auf OK anstehender Boden (= UK Auffüllung).

## 2.7 Beton- und Stahlaggressivität des Grundwassers

Zur Bestimmung der Beton- und der Stahlaggressivität des Grundwassers ist aus der Bohrung S/B 126 eine Wasserprobe entnommen und auf beton- und stahlangreifende Inhaltsstoffe untersucht worden. Die Analyse erfolgte im Labor Wessling GmbH, die Auswertung im Labor der DB International GmbH. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in Anlage 17.18.4 beigefügt.

### Betonaggressivität

Die untersuchte Wasserprobe ist nach DIN 4030 aufgrund des hohen Sulfatgehaltes ( $\text{SO}_4^{2-}$ ) von 841 mg/l als **stark betonangreifend** einzuschätzen (Anlage 17.18.4.4, Blatt 1), was der **Expositionsklasse XA2** nach DIN EN 206-1 entspricht.

### Stahlkorrosivität

Die Untersuchung auf Korrosionswahrscheinlichkeit unlegierter und niedriglegierter Eisenwerkstoffe ergab folgende Ergebnisse (Anlage 17.18.4.4, Blatt 02 - 04):

Tabelle 6: Korrosionswahrscheinlichkeit unlegierter und niedriglegierter Werkstoffe

Freie Korrosion	Mulden- und Lochkorrosion	Flächenkorrosion
im Unterwasserbereich	sehr gering	sehr gering
an der Wasser/Luft-Grenze	sehr gering	sehr gering

Tabelle 7: Mittlere Korrosionsgeschwindigkeit

Korrosion	Abtragungsrate $w(100a)$ [mm/a]	Eindringtiefe $w_{Lmax}(30a)$ [mm/a]
Freie Korrosion im Unterwasserbereich	0,01	0,05
Korrosion an der Wasser/Luft-Grenze	0,01	0,05

## 2.8 Erdbebeneinwirkung

Der Untersuchungsbereich des Bauvorhabens „Ausbau des Knotens Frankfurt(M)-Sportfeld, 2. Ausbaustufe“ wird nach DIN 4149:2005-04 wie folgt eingeordnet:

Tabelle 8: Einstufung gemäß DIN 4149

Erdbebenzone (Bild 2)	Erdbebenzone 0
geologische Untergrundklasse (Bild 3)	S = Gebiete tiefer Beckenstrukturen mit mächtiger Sedimentfüllung
Baugrundklasse	C = dominierende Scherwellengeschwindigkeit ca. 150-350 m/s

## 2.9 Rammfähigkeit des Untergrundes

Eine Klassifizierung der Böden hinsichtlich ihrer Rammfähigkeit (z.B. nach DIN-Norm) gibt es nicht. Die nachfolgende Einschätzung basiert auf der Grundlage von Erfahrungen mit den erkundeten Bodenarten, Lagerungsdichten bzw. Konsistenzen und erfolgt in Anlehnung an Empfehlungen des Arbeitskreises Ufereinfassungen (EAU).

Tabelle 9: Rammfähigkeit

Schicht	Bodenart	Rammfähigkeit
1.2.1, 1.4.1, 1.3.1	Auffüllung (Sand, Kies), locker	leicht bis mittelschwer
1.2.2, 1.3.2	Auffüllung (Sand), mitteldicht	mittelschwer bis schwer
5.1.1, 5.2.1	Hochflut: Sand, locker	leicht
5.2.2	Hochflut: Sand, mitteldicht	mittelschwer bis schwer
6.1.3	Hochflut: Ton, steif	mittelschwer bis schwer
10.1.2, 10.2.2, 10.1.5	Terrasse: Sand/Kies, mitteldicht	mittelschwer bis schwer
15.1.3, 15.3.3	Tertiär: Sand, dicht	schwer bis sehr schwer
16.1.3	Tertiär: Ton, steif, steif/halbfest	mittelschwer bis schwer

### Auffüllung:

In aufgefüllten Böden ist generell mit Steinen, Blöcken, o.ä. zu rechnen, die die Rammfähigkeit des Untergrundes wesentlich verschlechtern können.

In Abhängigkeit der Ergebnisse der Rammsondierungen werden die Auffüllungen bei lockerer Lagerung (Schicht 1.2.1, 1.3.1, 1.4.1) als leicht bis mittelschwer, bei mitteldichter Lagerung (Schicht 1.2.2, 1.3.2) als mittelschwer bis schwer rammfähig eingeschätzt.

### Hochflutablagerungen:

Die Sande werden in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte, bei lockerer Lagerung (Schicht 5.1.1, 5.2.1) als leicht und bei mitteldichter Lagerung (Schicht 5.2.2) als mittelschwer bis schwer rammfähig eingeschätzt. In Abhängigkeit der Konsistenz ist der steife Ton (Schicht 6.1.3) als mittelschwer bis schwer rammfähig zu bewerten.

### Terrassenablagerungen / Tertiär:

Die Sande und Kiese werden in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte, bei mitteldichter Lagerung (Schicht 10.1.2, 10.2.2, 10.1.5) als mittelschwer bis schwer und bei dichter Lagerung (Schicht 15.1.3, 15.3.3) als schwer bis sehr schwer rammfähig eingeschätzt. In Abhängigkeit

der Konsistenz ist der steife bzw. steif/halfeste Ton (Schicht 16.1.3) als mittelschwer bis schwer rammfähig zu bewerten.

Insgesamt ist der Baugrund unter den Auffüllungen vorwiegend als mittelschwer bis schwer rammfähig einzuschätzen. Insbesondere in den dicht gelagerten Sanden und den steifen bis steif/halfesten Tonen sind Rammhilfen wie Spülen oder Vorbohren einzuplanen. Wir empfehlen, zur Auswahl der Rammtechnologie und Rammgeräte eine Fachfirma einzuschalten und Proberammungen vorzusehen. Die von uns vorgenommenen Einschätzungen zur Rammbarkeit schließen nicht die Erfahrungen von Baufirmen bei der Durchführung von Rammarbeiten mit ähnlichen Baugrundverhältnissen aus.

### **3 Gründungstechnische Schlussfolgerungen / Empfehlungen**

#### **3.1 Allgemeines**

Im Rahmen des Ausbaus Knoten Frankfurt(Main)-Sportfeld sind zwei zusätzliche Fernverkehrsgleise geplant. Diesbezüglich wird die bestehende Eisenbahnüberführung über die Gutleutstraße ausgebaut. Gemäß der Vorplanung 0 ist eine Verbreiterung der EÜ bahnrechts vorgesehen. Für den zweigleisigen Neubau gehen wir von einem flach gegründeten Stahl-/Spann betonüberbau auf zwei neuen Widerlagern aus.

Die Gründung ist vorzugweise als Flachgründung vorgesehen. Alternativ wird die Gründung auf Bohrpfählen betrachtet. In den nachfolgenden Abschnitten werden die Gründungsvarianten Flachgründung und Pfahlgründung dargestellt.

#### **3.2 Flachgründung**

Bei einer Flachgründung müssen die Fundamente von ihren Abmessungen so beschaffen sein, dass:

- a) die Grundbruchsicherheit nach DIN 4017 gewährleistet ist und
- b) keine bauwerksschädlichen Setzungen bzw. Setzungsunterschiede eintreten.

Aus den bahnrechten Baugrundprofilen (S/B 126, 127) ist ersichtlich, dass der Baugrund unter locker gelagerten sandigen, schwach schluffigen bis schluffigen Auffüllungen aus locker gelagerten Hochflutsanden (Schicht 5) und steifen Hochflutlehm (Schicht 6) besteht. Die Unterkante liegt zwischen 3,8-4,3 m unter GOK (90,82...91,02 m NN). Darunter folgen die mitteldicht gelagerten Sande und Kiese der Mainterrassen (Schicht 10), gefolgt von steifen und steif/halfesten Tonen (Schicht 16) sowie dicht gelagerten Sanden (Schicht 15).

Aufgrund der im gründungsrelevanten Bereich anstehenden locker gelagerten Auffüllungen empfehlen wir zur Reduzierung und Vergleichmäßigung der Setzungen im Bereich der Gründungssole, den Einbau eines  $\geq 1,0$  m dicken Kiespolsters.

Die Unterkante des Kiespolsters liegt bei ca. 2,0 m unter GOK. Die Aushubsole sollte vor Einbau des Kiespolsters tiefenwirksam nachverdichtet werden (Grad der Verdichtung ist abhängig vom Grundwasserstand). Das Kiespolster ist aus einem gut verdichtbaren Material der Boden- gruppe GW, GI, SW oder SI herzustellen, welches bis zu einer Dichte  $D_{Pr} \geq 1,0$  zu verdichten ist. Bei dem Kiespolster ist zu beachten, dass dieses gegenüber dem Gründungkörper einen allseitigen Überstand in Höhe Unterkante Kiespolster besitzen muss, welcher mindestens so groß wie die Auffüllhöhe ist. Für das Kiespolster wurden folgende charakteristische Berechnungskennwerte zum Ansatz gebracht:

$$\varphi_k' = 35,0^\circ; \quad c_k' = 0 \text{ kN/m}^2; \quad \gamma_k/\gamma_k' = 19 / 11 \text{ kN/m}^3; \quad E_{s,k} = 80 \text{ MN/m}^2$$

Für die Berechnungen wurden folgende Annahmen getroffen:

- Fundamentlänge:  $a = 10 \text{ m}$
- Fundamentbreite:  $b = 4 \dots 6 \text{ m}$
- Gründungstiefe:  $t_{\min} \approx 1,0 \text{ m}$  (auf mind. 1,0 m Kiespolster)
- Baugrundprofil: S/B 126
- Grundwasser:  $t_{GW} \approx 2,7 \text{ m}$  unter GOK (Abschnitt 2.4)
- Vorbelastung:  $\sigma_v \approx 16,5 \text{ kN/m}^2$  (Aushubentlastung am Dammfuss)
- angenommene zulässige Setzung:  $s_{zul} \leq 2 \text{ cm}$

In Anlage 17.18.5, Blatt 01 und 02 wurden bei Annahme der Sicherheiten nach DIN 1054:2005-01, Lastfall 1 und lotrecht mittiger Belastung Grundbruchberechnungen und Setzungsabschätzungen durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 10 dargestellt.

Tabelle 10: aufnehmbarer Sohldruck

	aufnehmbarer Sohldruck [kN/m <sup>2</sup> ]			Setzung [cm]		
	Kiespolster d = 1,3 m *)					
Fundamentbreite [m]	4,0	5,0	6,0	4,0	5,0	6,0
<b>Grundbruchsicherheit</b> nach DIN 1054:2005-01	250	261	273	4,0	4,7	5,2
<b>Setzung max. s = 2,0 cm</b>	<b>132</b>	<b>122</b>	<b>115</b>	2,0	2,0	2,0
	Kiespolster d = 1,7 m					
Fundamentbreite [m]	4,0	5,0	6,0	4,0	5,0	6,0
<b>Grundbruchsicherheit</b> nach DIN 1054:2005-01	251	262	275	3,4	3,9	4,5

Setzung max. s = 2,0 cm	155	142	132	2,0	2,0	2,0
-------------------------	-----	-----	-----	-----	-----	-----

\*) vollständiger Ausbau der Auffüllungen am Ansatz S/B 126

Die aus den Grundbruchberechnungen ermittelten aufnehmbaren Sohldrücke liegen in Abhängigkeit von den Fundamentbreiten zwischen  $\sigma_{zul} = 250...273 \text{ kN/m}^2$  mit Setzungsbeträgen von 4,0...5,2 cm für ein 1,3 m dickes Kiespolster und zwischen  $\sigma_{zul} = 251...275 \text{ kN/m}^2$  mit Setzungsbeträgen von 3,4...4,5 cm für ein 1,7 m dickes Kiespolster.

Diese hohen Setzungen können vom Bauwerk vermutlich nicht schadensfrei aufgenommen werden. Bei einer angenommenen zulässigen Setzung von 2,0 cm ergibt sich, je nach Fundamentabmessungen, ein aufnehmbarer Sohldruck von  $\sigma_{zul} = 132...115 \text{ kN/m}^2$  für ein 1,3 m dickes Kiespolster und von  $\sigma_{zul} = 155...132 \text{ kN/m}^2$  für ein 1,7 m dickes Kiespolster.

#### Folgerung:

Bei einer Gründung des Widerlagers auf einem Kiespolster können die aufnehmbaren Sohldrücke je nach Fundamentabmessungen in Abhängigkeit von den zulässigen Setzungen der Anlage 17.18.5, Blatt 01 und Blatt 02 entnommen werden. Auffüllungen in der Aushubsohle sind auszukoffern und das Kiespolster ist entsprechend zu verstärken. Die Fundamentsohle ist durch einen fachkundigen Geotechniker abnehmen zu lassen.

Die angegebenen aufnehmbaren Sohldrücke gelten zur Vorbemessung. Sie ersetzen nicht die notwendigen erdstatischen Nachweise (Grundbruchsicherheit, Gleiten, Kippen, Setzungen) unter Ansatz der tatsächlichen Fundamentabmessungen und Lasten.

### 3.3 Bohrpfahlgründung

Alternativ zur Abtragung der Lasten aus dem Brückenbauwerk, besteht auch die Möglichkeit die Widerlager der Brückenerweiterung auf Bohrpfählen zu gründen.

Für die Ermittlung der Tragfähigkeit von Bohrpfählen werden Spitzendruck- und Mantelreibungswerte benötigt. Die Einbindung der Bohrpfähle muss nach EA-Pfähle /U 10/ bei Lockergesteinsböden mindestens 2,5 m in die tragfähigen Schichten erfolgen. Tragfähige Schichten für den Ansatz eines Spitzendruckes sind im Sinne der EA-Pfähle rollige Böden mit einem mittleren Spitzenwiderstand der Drucksonde  $q_c \geq 7,5 \text{ MN/m}^2$  oder bindige Böden mit einer Scherfestigkeit des undränierten Boden  $c_{u,k} \geq 0,1 \text{ MN/m}^2$ .

Entsprechend den Erkundungsergebnissen der Bohrungen S/B 126 und S/B 127 sind als ausreichend tragfähig die mindestens mitteldicht gelagerten Sande und Kiese der Schichten

10.1.2, 10.2.2 und 15.1.3 und die mindestens steif/halbfesten Tone der Schicht 16.1.3 anzusehen.

In der nachfolgenden Tabelle 11 werden die zur Vorbemessung erforderlichen Bohrpfahlkennwerte in Anlehnung an die EA-Pfähle angegeben.

Tabelle 11: Pfahlspitzenwiderstand und Pfahlmantelreibung für Bohrpfähle nach /U 10/

Schicht Nr.	Bodenart	Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,k}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Bruchwert der Pfahlmantelreibung $q_{s1,k}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Horizontale Bettungsziffer $k_{s,k}$ [MN/m <sup>3</sup> ]
1.2.1, 1.3.1, 1.4.1	Auffüllung, rollig, nichtbindig, (Sand, Kies), locker	---	0,015 (0,01) <sup>2)</sup>	---
1.2.2, 1.3.2	Auffüllung, rollig, nichtbindig, (Sand), mitteldicht	---	0,04	---
5.1.1	Hochflut: Sand, locker	---	0,03	10
5.2.1	Hochflut: Sand, gemischt-körnig, locker	---	0,02	8
5.2.2	Hochflut: Sand, gemischt-körnig, mitteldicht	---	0,055	15
6.1.3	Hochflut: Ton, steif	---	0,04	9
10.1.2	Terrasse: Sand, mitteldicht	1,05 / 1,35 / 3,00 <sup>1)</sup>	0,08	45 ab 5 m <sup>4)</sup> : 70
10.1.5	Terrasse: Sand, gemischt-körnig, mitteldicht	---	0,06	35
10.2.2	Terrasse: Kies, mitteldicht	1,05 / 1,35 / 3,00 <sup>1)</sup>	0,08	50 ab 5 m <sup>4)</sup> : 80
15.1.3	Tertiär: Sand, nichtbindig, dicht	1,40 / 1,80 / 3,50 <sup>1)</sup>	0,12	90 ab 5 m <sup>4)</sup> : 120 ab 10 m <sup>4)</sup> : 190
15.3.3	Tertiär: Sand, gemischt-körnig, dicht	---	0,10	65 ab 10 m <sup>4)</sup> : 135
16.1.3	Tertiär: Ton, steif, steif/halbfest	0,35 / 0,45 / 0,8 <sup>1)3)</sup>	0,04	15 ab 5 m <sup>4)</sup> : 15

<sup>1)</sup> in Abhängigkeit der bezogenen Pfahlkopfssetzung nach EA-Pfähle

<sup>2)</sup> bei Schlagzahlen N10 < 2

<sup>3)</sup> gilt nicht für steifen Ton

<sup>4)</sup> bezogen auf OK anstehender Boden (=UK Auffüllung) und auf einen Pfahldurchmesser D = 1,0 m

Die angegebenen Werte gelten für Bohrpfähle (D = 0,30 - 3,0 m) mit einer Einbindetiefe in den tragfähigen Baugrund von mindestens 2,5 m. Die Mächtigkeit der tragfähigen Böden unterhalb der Pfahlfußfläche darf bei d = 1,2 m ein Maß von 3,6 m (3 x Pfahldurchmesser), mindestens aber 1,5 m nicht unterschreiten. Darüber hinaus ist sicherzustellen, dass in diesem Bereich  $q_c \geq 10$  MN/m<sup>2</sup> bzw.  $c_{u,k} \geq 0,10$  MN/m<sup>2</sup> nachgewiesen ist. Wenn die genannten geometrischen Werte

unterschriften werden, ist ein Nachweis gegen Durchstanzen zu führen. Außerdem ist dann nachzuweisen, dass der darunter liegende Boden das Setzungsverhalten nicht maßgeblich beeinträchtigt. Sofern dies nicht gewährleistet ist, empfehlen wir, sicherheitshalber keinen Spitzendruck anzusetzen.

Wir empfehlen, in Abhängigkeit der statischen Nachweise, Pfähle in den mitteldichten und dichten Sanden der Schicht 15.1.3 abzusetzen.

Des Weiteren gelten die Angaben für Einzelpfähle und Pfahlgruppen unter Beachtung der Hinweise und Forderungen der EA-Pfähle /U 10/.

In Anlage 17.18.5, Blatt 03 ist zur Vorbemessung ein Pfahldiagramm für einen Einzelpfahl nach DIN 1054, Lastfall 1 (50 % veränderliche Lasten) mit einem Pfahlschaftdurchmesser  $D = 1,2$  m und Pfahllängen zwischen von 12,0 m und 15,0 m aufgetragen worden. Für die Berechnung wurde UK Pfahlkopfplatte mit ca. 94,0 m NN angenommen.

Danach ergeben sich zulässige Pfahlbelastungen für eine Pfahllänge von 12,0 m von 3,24 MN und für eine Pfahllänge von 16,0 m von 4,14 MN mit Setzungsbeträgen von  $< 2$  cm.

### 3.4 Pfahlwiderstände quer zur Pfahlachse

Querwiderstände dürfen nur für Pfähle mit einem Pfahlschaftdurchmesser  $D \geq 0,30$  m bzw. einer Kantenlänge  $a \geq 0,30$  m angesetzt werden. Der charakteristische Querwiderstand darf dabei durch charakteristische Werte des horizontalen Bettungsmoduls beschrieben werden. Der horizontale Bettungsmodul  $k_{s,k}$  lässt sich grob abschätzen nach der Gleichung:

$$k_{s,k} = E_{s,k} / D_s \quad \text{mit } E_{s,k} \dots \text{ charakteristischer Wert des Steifemoduls}$$

$D_s \dots$  Pfahldurchmesser

Die Anwendung dieser Formel gilt für Pfahldurchmesser  $D \leq 1,0$  m und einem Höchstwert der Horizontalverschiebung von  $y = 2$  cm bzw.  $y = 0,03 \cdot D$ , wobei der kleinere Wert maßgebend ist. Bei einem Pfahldurchmesser von 1,2 m ergibt sich eine maximale Horizontalverschiebung von  $0,03 \cdot 1,2$  m = 3,6 cm  $> 2$  cm; daraus folgt:  $y = 2$  cm ist maßgebend! Bei größeren Verformungen sind die Bettungsmoduli abzumindern. Bei der Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls ist ebenfalls eine Gruppenwirkung der Pfähle zu berücksichtigen. Bei einem Pfahlabstand, der dem zweifachen Pfahldurchmesser entspricht, ist der Bettungsmodul mit dem Faktor 0,75 abzumindern.

Die in Tabelle 11 angegebenen Bettungsziffern gelten für Pfahldurchmesser  $\leq 1$  m und maximale Horizontalverformungen von 2,0 cm.

### 3.5 Baugrubensicherung und Wasserhaltung

Für die Herstellung von Widerlagerfundamenten bzw. Pfahlkopfbalken sind Baugruben erforderlich. Baugruben bis 1,25 m Tiefe können nach DIN 4124 senkrecht ausgehoben werden. Tiefere Baugruben müssen geböscht oder verbaut werden. Ausgehend von den Erkundungsergebnissen können nach DIN 4124 für Böschungen bis 5,0 m Höhe ohne besonderen Nachweis folgende Böschungswinkel im Lockergesteinsbereich über Grundwasser entsprechend DIN 4124 in Ansatz gebracht werden:

- Schicht 1, 5, 10, 15:  $\beta \leq 45^\circ$
- Schicht 6, 16:  $\beta \leq 60^\circ$  (mindestens steife Konsistenz, ansonsten  $45^\circ$ )

Unbelastete Böschungen können unter einem Neigungswinkel von  $45^\circ$  bzw.  $60^\circ$  bis max. 5 m Höhe abgeböscht werden. Für belastete und / oder höhere Böschungen ist die Standsicherheit nachzuweisen. Die Hinweise der DIN 4124 sind zu beachten. Die Böschungswinkel sind nach den tatsächlich anstehenden Erdstoffen im Böschungsbereich anzulegen. Bei der Herstellung von Baugruben sind weitergehende Forderungen, Empfehlungen und Hinweise der DIN 4124 sowie des Arbeitskreises „Baugruben“ (EAB) der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau zu beachten. Sofern Verbauarbeiten vorgesehen sind, können die Rechenwerte zur Verbauberechnung Abschnitt 2.6, Tabelle 5a-d entnommen werden. Angaben zur Rammfähigkeit des Untergrundes enthält Abschnitt 2.9.

Die horizontalen Bettungsziffern für durchgehende Verbauwände lassen sich in Anlehnung an die EAB /U 11/, Kapitel 4.6 (EB 102) näherungsweise ableiten zu:

$$k_{sh,k} = E_{sh,k}/t_B \quad (\text{für Ortbetonwände und Spundwände})$$

$$k_{sh,k} = E_{sh,k}/b \quad (\text{für Bohlträger})$$

- mit:
- $E_{sh,k}$  - horizontale Steifemodul
  - $t_B$  - von der Bettung erfasste Einbindetiefe
  - $b$  - Flanschbreite bei geramnten Trägern, bei Trägern, die in vorgebohrte Löcher eingestellt werden, tritt der Bohrlochdurchmesser  $D$  an die Stelle von  $b$

Der horizontale Steifemodul  $E_{sh}$  kann aus dem vertikalen Modul  $E_s$  (siehe Tabelle 5a-d) mit dem Faktor 0,5 umgerechnet werden.

Grundwasser wurde mit den Kernbohrungen S/B 126 und S/B 127 in einer Tiefe von 3,7 m bzw. 3,8 m unter GOK angetroffen. Der höchste Grundwasserstand (Bemessungswasserstand) wurde in Abschnitt 2.4 mit 2,7 m unter GOK (~ 92,6 m NN) angegeben.

Wir gehen davon aus, dass im Rahmen einer Flachgründung kein negativer Einfluss des Grundwassers eintritt. Eine Wasserhaltung ist in diesem Fall nicht erforderlich.

Bei einer Pfahlgründung sind die Pfähle mit vorauseilender Verrohrung herzustellen. Unter dem Grundwasserspiegel ist mit Wasserüberdruck bzw. Überdruck einer Tonsuspension zu bohren. Auflockerungen infolge des Herstellungsprozesses der Pfähle, insbesondere in den Sandschichten, sind grundsätzlich zu vermeiden.

### 3.6 Zusatzbelastung auf Pfähle

Vertikale und horizontale Verschiebungen von Weichschichten können eine zusätzliche Belastung aus negativer Mantelreibung sowie Biegung aus Seitendruck auf Pfähle verursachen. Bei der bestehenden Gründung und den vorhandenen Bodenverhältnissen ist nach unserer Einschätzung nicht mehr mit solchen Zusatzbelastungen auf die Pfähle zu rechnen, da der Untergrund im Bereich der Gründungen bereits ausreichend konsolidiert ist.

### 3.7 Entwässerung / Versickerungsfähigkeit

Entwässerungsanlagen sind nach Ril 836 dort vorzusehen, wo das Grund- oder Schichtwasser höher als bis 1,50 m unter SO ansteigen kann.

Nach DWA-A 138 „Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser“ /U 12/ sind Böden versickerungsfähig, deren  $k_f$ -Werte im Bereich von  $10^{-3}$  bis  $10^{-6}$  m/s liegen. Ferner sollte die Mächtigkeit des Sickertraumes (Gesteinskörper, der zum Betrachtungszeitpunkt kein Grundwasser enthält), bezogen auf den mittleren höchsten Grundwasserstand, grundsätzlich mindestens 1,0 m betragen, um eine ausreichende Sickerstrecke für eingeleitete Niederschlagsabflüsse zu gewährleisten.

Die Versickerungsfähigkeit der Schichten ist in Abhängigkeit der aus Kornverteilungskurven ermittelten  $k_f$ -Werte (siehe Tabelle 2) und unter Berücksichtigung des Korrekturfaktors von 0,2 nach DWA-A 138 wie folgt einzuschätzen:

Tabelle 12: Versickerungsfähigkeit von Böden nach DWA-A 138

Boden	Schicht	$k_f$ -Werte [m/s]	$k_{f,korr}$ -Werte [m/s]	Versickerungsfähigkeit
Auffüllung, (Sand/Kies), rollig	1.2.1, 1.2.2, 1.4.1	$10^{-3} \dots 10^{-5}$ [SE, SU, GI]	$10^{-3} \dots 10^{-5}$ [SE, SU, GI]	versickerungsfähig
Auffüllung, (Sand), gemischtkörnig	1.3.1, 1.3.2	$1,2 \cdot 10^{-6}$ [SU*]	$2,4 \cdot 10^{-7}$ [SU*]	nicht versickerungsfähig
Hochflutsand, rollig	5.1.1	$10^{-3} \dots 10^{-5}$ [SU]	$10^{-3} \dots 10^{-5}$ [SU]	versickerungsfähig
Hochflutsand, gemischtkörnig	5.2.1, 5.2.2	$2,7 \cdot 10^{-7}$ (ST*) $3,1 \cdot 10^{-8}$ (ST*)	$5,4 \cdot 10^{-8}$ (ST*) $6,0 \cdot 10^{-9}$ (ST*)	nicht versickerungsfähig
Hochflutlehm	6.1.3	$10^{-7} \dots 10^{-9}$	$< 10^{-6}$	nicht versickerungsfähig
Terrasse: Sand/Kies, rollig	10.1.2, 10.2.2	$1,0 \cdot 10^{-3}$ (SE) $9,0 \cdot 10^{-4}$ (GU)	$2,0 \cdot 10^{-4}$ (SE) $1,8 \cdot 10^{-4}$ (GU)	versickerungsfähig
Terrasse: Sand, gemischtkörnig	10.1.5	$10^{-5} \dots 10^{-7}$ (SU*)	$10^{-5} \dots 10^{-7}$ (SU*)	versickerungsfähig bis nicht versickerungsfähig
Tertiär: Sand, rollig	15.1.3	$1,2 \cdot 10^{-4}$ (SE)	$2,4 \cdot 10^{-5}$ (SE)	versickerungsfähig
Tertiär: Sand, gemischtkörnig	15.3.3	$10^{-5} \dots 10^{-7}$ (SU*)	$10^{-5} \dots 10^{-7}$ (SU*)	versickerungsfähig bis nicht versickerungsfähig
Tertiär: Ton	16.1.3	$10^{-8} \dots 10^{-10}$	$< 10^{-6}$	nicht versickerungsfähig

Mit den ausgeführten Aufschlüssen wurden im Untergrund aufgefüllte und anstehende Böden mit unterschiedlich hohem Feinkornanteil erkundet. Die Versickerungsfähigkeit der einzelnen Schichten kann der Tabelle 12 entnommen werden.

Im vorliegenden Fall besitzen die über dem Grundwasser erkundeten, aufgefüllten Sande und Kiese sowie die schwach schluffigen Hochflutsande der Bodengruppen [SE, SU, GI] und SU  $k_f$ -Werte  $> 10^{-6}$  m/s und sind gemäß DWA-A138 ausreichend versickerungsfähig. Die rolligen Auffüllungen der Bodengruppe [SU\*] sind nur bedingt versickerungsfähig, da ihr  $k_f$ -Werte im Grenzbereich von  $10^{-6}$  m/s und liegt. Die schluffigen, tonigen Hochflutsande und die Hochflutlehme sind nach DWA-A138 nicht versickerungsfähig, ebenso die schluffigen Terrassensande und die tertiären Tone. Die Terrassensande und -kiese sowie die tertiären Sande sind prinzipiell versickerungsfähig.

### **Fazit:**

Im Bereich der Bohrpunkte ist eine Versickerung von nicht belastetem Niederschlagswasser gemäß DWA-A 138 nur bedingt in den rolligen Auffüllungen möglich.

Aufgrund des direkt unter den Hochflutlehmern erkundeten Grundwassers steht eine ausreichende Versickerungsstrecke unterhalb der Hochflutlehme jedoch nicht zu Verfügung. Wir empfehlen in Abstimmung mit den zuständigen Behörden, den Bau einer Entwässerungsanlage, bzw. das Einleiten der Oberflächenwässer in das bestehende Entwässerungsnetz.

### 3.8 Einfluss auf angrenzende Bebauung

Um Gleissenkungen und Nachsetzungen der vorhandenen EÜ zu verhindern bzw. zu minimieren sowie die Standsicherheit der Dammböschungen nicht zu gefährden, sollten insbesondere bei Verbauarbeiten möglichst erschütterungsarme Verfahren angewendet werden. Darüber hinaus ist eine kontinuierliche Beobachtung und messtechnische Überwachung der in Betrieb befindlichen Gleisanlagen und Masten vorzunehmen. Ggf. ist eine Langsamfahrstelle als bahnseitige Schutzmaßnahme einzurichten. Im Vorfeld der Baumaßnahme sollte eine Beweissicherung an der Straße und dem Leitungsbestand durchgeführt werden.

### 3.9 Ausbildung der Hinterfüllung

Mit der Erweiterung der Eisenbahnüberführung sind die Hinterfüllungen gemäß den Forderungen der Ril 836 auszubilden. Nach Ril 836 sind Bauwerkshinterfüllungen so auszubilden, dass Setzungen am Übergang zwischen Kunstbauwerk und Erdbauwerk infolge

- Konsolidierung des Untergrundes,
- Eigenverformung der Hinterfüllung und
- Verkehrsbelastung minimiert werden.

Danach sollten die Hinterfüllmaterialien gemäß Ril 836, Modul 836.0504, Bild 2 aus wasser-durchlässigen, grobkörnigen, weit- oder intermittierend gestuften Kiessanden (GW, GI, SW, SI nach DIN 18196) mit einem Verdichtungsgrad  $D_{pr} \geq 1,0$  bestehen. Um dies zu erreichen, sollen sie im erdfeuchten Zustand in Lagen von  $d \leq 0,30$  m eingebaut und verdichtet werden. Die Verdichtung ist im Zuge der Bauausführung kontinuierlich nachzuweisen. Das einzubauende Material ist auf seine Eignung hin im Vorfeld der Baumaßnahme zu prüfen. Eine schematische Darstellung für die Ausführung der Hinterfüllung bei bestehenden Strecken enthält Bild 1.

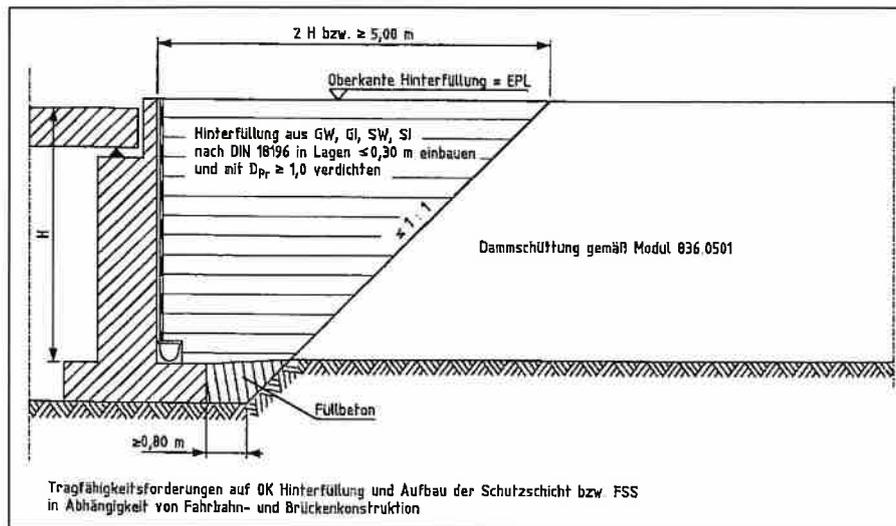


Bild 1: Ausbildung der Hinterfüllung gemäß Ril 836

Die Breite des Hinterfüllbereiches muss auf OK der Hinterfüllung mindestens 5,0 m bzw.  $2 \times H$  (Auffüllhöhe) betragen. Der größere Wert ist maßgebend. Zur Entwässerung empfehlen wir eine Sickerschicht mit Entwässerungsrinne anzuordnen und anfallendes Wasser aus dieser abzuleiten.

### 3.10 Wiederverwendbarkeit der Aushubmassen

Die bei der Erweiterung der Eisenbahnüberführung anfallenden Erdmassen stellen sandige und kiesige Auffüllungen und ggf. die anstehenden Sande dar, darüber hinaus Oberboden im Böschungsbereich der Bestandsdämme. Diese Böden sind gemäß Ril 836, Modul 836.0504, Bild 2 als Hinterfüllmaterial der Widerlager nicht geeignet. Bis auf den Oberboden können sie jedoch in Bereichen ohne besondere Anforderungen an Durchlässigkeit, Verdichtungsgrad, Frostempfindlichkeit usw. als Auffüllmaterial o.ä. eingesetzt werden.

Fremdbestandteile wie Wurzeln, Bauschutt, Schlacke o.ä. sowie der Oberboden sind vor einer Wiederverwendung der Böden auszusondern.

Für den Wiedereinbau ist gemäß LAGA 20 bzw. Merkblatt „Entsorgung von Bauabfällen“, Hessen eine Haufwerksuntersuchung erforderlich. Die umweltanalytischen Laborergebnisse werden in einem gesonderten Bericht dargestellt und erläutert.

#### 4 Zusammenfassung / Schlussbemerkungen

Im vorliegenden geotechnischen Bericht sind die Baugrundverhältnisse und deren Bewertung für die Erweiterung der Eisenbahnüberführung über die Gutleutstraße im Rahmen des Projektes Ausbau des Knotens Frankfurt(M)-Sportfeld, 2. Ausbaustufe dargestellt. Die Untersuchungen beziehen sich auf die Ermittlung der Eigenschaften der aufgefüllten und anstehenden Böden zur Beurteilung des Baugrundes hinsichtlich der Gründung des Bauwerkes.

Des Weiteren wurden abfallanalytische Untersuchungen des Bodens vorgenommen, deren Auswertung in einem separaten Bericht erfolgt.

Der Baugrund besteht ab Geländeoberkante bzw. im Dammbereich aus rolligen Auffüllungen in Form von eng- und intermittierend gestuften Sanden und Kiesen sowie schwach schluffigen bis schluffigen Sanden. Im Dammbereich weisen die Auffüllungen Mächtigkeiten zwischen 7,4 m und 7,9 m auf und im Straßenbereich vor den bestehenden Widerlagern 1,85 m bis 2,2 m. Darunter folgen locker bis mitteldicht gelagerte Hochflutsande und steife Hochflutlehme, gefolgt von mitteldichten Terrassensande und -kiesen, steifen und steif/halbfesten Tonen und den dicht gelagerten tertiären Sanden.

Das Grundwasser wurde mit den Kernbohrungen S/B 126 und S/B 127 bei 3,7 m und 3,8 m unter Gelände angeschnitten. Wir empfehlen, den Bemessungswasserstand zuzüglich eines Sicherheitszuschlages von 1 m bei 2,7 m unter Gelände (ca. 92,6 m NN) anzunehmen.

Ausgehend von den Erkundungsergebnissen ist eine Flach- als auch Tiefgründung der neuen Brücke prinzipiell möglich. Aufgrund der geringen aufnehmbaren Sohldrücke, bezogen auf die angenommene zulässige Setzung von 2 cm, ist eine Flachgründung jedoch vermutlich nicht ausführbar. Hier empfiehlt sich eine Gründung der Brücke auf Bohrpfählen.

Die punktförmig durchgeführten Bodenuntersuchungen geben einen guten Überblick über die vorhandenen Untergrundverhältnisse, sie schließen jedoch Abweichungen in Teilbereichen nicht aus. Wir empfehlen uns einzuschalten, wenn sich Abweichungen von den Untersuchungsergebnissen ergeben bzw. planungstechnische Änderungen durchgeführt werden, die Einfluss auf die Gründung des Bauwerkes haben können.

aufgestellt:

Dipl.-Ing. Ch. Sielisch

