



Nur zur Information

Anlage 17.17a
(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
DQS Reg.-Nr. 005051 OM

Geotechnischer Bericht

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

Teilobjekt: Neubau Zweigleisiger Überbau EÜ Mainbrücke ca. km ~~77,620~~0,900

Leistungsphase: ~~Entwurfsplanung~~-Genehmigungsplanung

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

Auftragsnummer: ~~PF 3-0368-07~~ BG 00217 P

Bearbeiter: Dipl.-Ing. Ch. Sielisch

Dieser geotechnische Bericht umfasst 38 Seiten und 8 Anlagen und darf auszugsweise nicht veröffentlicht werden.

Frankfurt, ~~18.02.2011~~ 05.08.2016


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


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



Inhaltsverzeichnis		Seite
1	Einleitung	4
1.1	Unterlagen	4
1.2	Vorgang / Aufgabenstellung	6
1.3	Aufschlussarbeiten und Laboruntersuchungen	6
2	Darstellung und Bewertung der geotechnischen Untersuchungsergebnisse	9
2.1	Beschreibung der örtlichen Verhältnisse	9
2.2	Geologische Situation	10
2.3	Baugrundverhältnisse - Schichtenaufbau und Kennwerte	11
2.4	Hydrologische Verhältnisse	16
2.5	Baugrundmodell	17
2.6	Bodenrechenwerte	19
2.7	Beton- und Stahlaggressivität des Grundwassers	21
2.8	Erdbebeneinwirkung	22
2.9	Rammfähigkeit des Untergrundes	22
3	Gründungstechnische Schlussfolgerungen / Empfehlungen	25
3.1	Allgemeines	25
3.2	Bohrpfahlgründung	25
3.2.1	Widerlager Süd	25
3.2.2	Pfeiler	27
3.2.3	Widerlager Nord	29
3.3	Pfahlwiderstände quer zur Pfahlachse	31
3.4	Baugrubensicherung und Wasserhaltung	32
3.5	Zusatzbelastung auf Pfähle	34
3.6	Herstellfläche des Brückenüberbaus	34
3.7	Entwässerung / Versickerungsfähigkeit	36
3.8	Kolkschutz	37
3.9	Einfluss auf angrenzende Bebauung	37
3.10	Ausbildung der Hinterfüllung	38
3.11	Wiederverwendbarkeit der Aushubmassen	39
4	Zusammenfassung / Schlussbemerkungen	39



Anlagenverzeichnis

Anlage 17.17.1	Abkürzungsverzeichnis	1 Blatt
Anlage 17.17.2	Lage- und Aufschlusspläne	1 Blatt
Anlage 17.17.3	Bohr-/Sondierprofile und Rammdiagramme	2 4 Blatt
Anlage 17.17.4	Bodenmechanische Laborergebnisse	
Anlage 17.17.4.1	Körnungslinien	13 33 Blatt
Anlage 17.17.4.2	Zustandsgrenzen	5 12 Blatt
Anlage 17.17.4.3	Glühverlust	1 2 Blatt
Anlage 17.17.4.4	Beton- und Stahlaggressivität des Grundwassers	8 13 Blatt
Anlage 17.17.5	Bohrpfahldiagramme	4 Blatt
Anlage 17.17.6	Kampfmittelfreimessung	6 Blatt
Anlage 17.17.7	Fotodokumentation	15 Blatt
Anlage 17.17.8	Ergänzende Stellungnahmen	6 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/ Bauwerksakte (Band 8) Bauwerk 3683/3,293/1633, Strecke 3683 Ff Kleyerstraße-Kelsterbach km 3,293: Kapitel Bodenuntersuchungen; Gründung der Mainbrücke und der Vorlandbrücken - Baulose 9.83 bis 9.85 - Baugrund- und Gründungsgutachten, von Prof. Dr.-Ing. Herbert Breth / Dipl.-Ing. Wolfgang Romberg Beratende Ingenieure für Bodenmechanik, Grundbau und Erdbau Darmstadt, Stand Juli 1976.
- /U 4/ Ergebnisse der Aufschlussarbeiten der Fa. Umweltgeotechnik GmbH, Okt. 2010 bis Jan. 2011.
- /U 5/ Laborergebnisse der DB International GmbH, Baugrund, Nov. 2010.
- /U 6/ Laborergebnisse der Fa. Wessling Laboratorien GmbH, Nov. 2010.
- /U 7/ Geologische Karte von Hessen, Blatt 5917 Kelsterbach, 3. neu bearbeitete Auflage, Maßstab 1:25.000; Herausgeber: Hessisches Landesamt für Bodenforschung, Wiesbaden 1980.
- /U 8/ Hydrologisches Kartenwerk, Hessische Rhein- und Mainebene, Grundwasserhöhengleichenplan vom Hessischen Landesamt für Umwelt und Geologie, Maßstab 1:50.000, Stand: 10/2009.
- /U 9/ Datenauszug zu Grundwassermessstellen vom Hessischen Landesamt für Umwelt und Geologie und der HESSENWASSER GMBH & CO. KG - MONITORING UND GRUNDWASSERMESSSTELLEN, Stand: Sept. 2010.
- ~~/U 10/ Ril 836 Erdbauwerke planen, bauen und instand halten, Fassung vom 01.10.2008.~~
- /U 11/ EA-Pfähle Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Verlag Ernst & Sohn, 2007.
- ~~/U 12/ EAB Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V., 4. Auflage; Verlag Ernst & Sohn, 2006.~~
- /U 13/ Arbeitsblatt DWA-A 138 „Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser“, Stand: 05/2005.
- /U 14/ 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 15/ Programm „GGU-Axpil“, 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 16/ Ergebnisse der Aufschlussarbeiten der Fa. Wendt Bohrgesellschaft, Juli bis Oktober 2013.
- /U 17/ Ril 836 Erdbauwerke und sonstige geotechnische Bauwerke planen, bauen und instand halten, 3. Aktualisierung, 01.03.2014.
- /U 18/ EAB 2012 - Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“; Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 4. Auflage; Verlag Ernst & Sohn, 2012.
- /U 19/ DIN EN 1997-1:2009-09; Eurocode 7; Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik.
- /U 20/ 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^{plus}. 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.

Neben den bereits bestehenden Mainbrücken soll eine neue Mainbrücke für die beiden neuen Gleise der Strecke ~~4010~~ 3657 errichtet werden, mit zwei Widerlagern und einem Pfeiler im Main. Es ist geplant, den Brückenüberbau im Bereich des Bahnhofsvorplatzes des ehemaligen Bahnhofs „Alter Bahnhof“ herzustellen.

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

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

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

1.3 Aufschlussarbeiten und Laboruntersuchungen

Während des Streckenbegangs durch Mitarbeiter der DB International 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 17.17.6 beigefügt.

Die Aufschlussarbeiten im Bereich der neuen Eisenbahnüberführung Mainbrücke und des Herstellplatzes wurden durch die Firma Umweltgeotechnik GmbH vom 20.10.2010 bis 07.01.2011 ausgeführt. Die Bestandsbohrungen wurden durch weitere Erkundungen im Bereich der geplanten Widerlager (südliches/nördliches Mainufer) sowie im Bereich des Widerlagers im Main ergänzt. Hierbei wurden Bohrungen zwischen 30,0- 40,0 m unter GOK abgeteuft und

durch Drucksondierungen (DS) an den Ufern ergänzt. Eine Bohrung wurde zu einer Grundwassermessstelle ausgebaut.

Zur Erkundung der Baugrundverhältnisse waren in Abstimmung mit dem Auftraggeber je Brückenwiderlager und Pfeiler eine Kernbohrung (B) mit Tiefen bis 30 m und 4 Kleinbohrungen (BS, Ø 60 mm) im Damm und im Bereich des Bahnhofsvorplatzes bis max. 10 m unter Gelände geplant. Für die Ermittlung der Lagerungsverhältnisse des Baugrundes waren insgesamt 7 schwere Rammsondierungen (DPH) mit Tiefen bis max. 20 m unter Gelände vorgesehen.

Die schweren Rammsondierungen im Dammbereich/Böschungsschulter (Nr. 123) und im Bereich der Kleingärten (Nr. 118, 119) konnten aufgrund unzureichender Platzverhältnisse bzw. schlechter Zugangsmöglichkeiten nicht ausgeführt werden. Nach Rücksprache mit dem AG sind diese durch leichte Rammsondierungen (DPL-5) ersetzt worden.

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

Die Aufschlüsse S/RKS 116, DPH 116, DPH 120, DPH 121 und DPH 122 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	Aufschluss	Lage	Ansatzhöhe [m NHN]	Endtiefe [m NHN]	Aufschlusstiefe [m]
7,861 ¹⁾	S/RKS 116	8,0 m r.d.GA	102,13	95,33	6,80 ⁴⁾
7,861 ¹⁾	DPH 116	8,0 m r.d.GA	102,13	94,73	7,40 ⁴⁾
7,958 ¹⁾	S/RKS 118	8,0 m r.d.GA	102,27	94,27	8,00
7,958 ¹⁾	DPL-5 118	8,0 m r.d.GA	102,27	94,27	8,00
7,988 ¹⁾	S/RKS 119	9,0 m r.d.GA	102,21	94,21	8,00
7,988 ¹⁾	DPL-5 119	9,0 m r.d.GA	102,21	94,21	8,00
34,091 ²⁾	S/B 120	15,0 m r.d.GA	95,63	65,63	30,00
34,091 ²⁾	DPH 120	15,0 m r.d.GA	95,63	85,93	9,70 ⁴⁾
---	KB 10 ⁵⁾	---	93,27	53,27	40,00
---	KB 9 ⁵⁾	---	93,27	60,27	33,00
34,138 ²⁾	S/B 121	14,0 m r.d.GA	93,18	63,18	30,00
34,138 ²⁾	DPH 121	14,0 m r.d.GA	93,18	81,68	11,50 ⁴⁾
---	KB 8 ⁵⁾	---	87,22	47,22	40,00
---	KB 7 ⁵⁾	---	87,21	47,21	40,00



34,328 ²⁾	S/B 122	22,0 m r.d.GA	95,73	64,73	31,00
34,328 ²⁾	DPH 122	22,0 m r.d.GA	95,73	79,73	16,00 ⁴⁾
34,340 ³⁾	S/RKS 123	5,0 m r.d.GA	101,42	90,92	10,50
34,340 ³⁾	DPL-5 123	5,0 m r.d.GA	101,42	90,42	11,00
	BK/ GWM 55-2	siehe LP	99,22	69,22	30,00
	DS/ 55-2	siehe LP	99,33	69,93	29,40
	BK/ 57-2	siehe LP	101,95	95,45	6,50
	DPH/ 57-2	siehe LP	101,95	92,15	9,80
	BK/ 59-2	siehe LP	101,62	91,62	10,00
	DPH/59-2	siehe LP	101,63	91,63	10,00
	BK/61-2	siehe LP	95,34	65,34	30,00
	RKS/60-2	siehe LP	95,73	88,33	7,40
	DPH/60-2	siehe LP	95,73	87,73	8,00
	DS/61-2	siehe LP	95,39	73,87	21,52
	BK/62-2	siehe LP	93,55	53,55	40,00
	DS/ 62-2	siehe LP	93,68	72,70	20,98
Main	BK/ 63-2	siehe LP	92,51	47,51	45,00
Main	BK/64-2	siehe LP	92,51	47,51	45,00
	BK/65-2	siehe LP	95,33	65,33	30,00
	DS/65-2	siehe LP	95,31	87,89	7,42

S...Schurf, B...Kernbohrung, RKS...Kleinbohrung, DPH...schwere Rammsondierung, DPL-5...leichte Rammsondierung mit einer Sondierspitze A=5cm², l./r. d. GA...links/rechts der Gleisachse, DS...Drucksondierung

1) bezogen auf Streckengleis 3624

2) bezogen auf Streckengleis 3520

3) bezogen auf Streckengleis 3620

4) vorzeitiger Abbruch, zu hoher Eindringwiderstand

5) Bestandsbohrungen aus 1976 /U 3/

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 4/ können bei Bedarf im Archiv der DB International GmbH, Baugrund eingesehen werden.

Die Bestandsbohrungen aus dem Gutachten „Gründung der Mainbrücke und der Vorlandbrücken - Baulose 9.83 bis 9.85 - Baugrund- und Gründungsgutachten“ von Prof. Dr.-Ing. Herbert Breth / Dipl.-Ing. Wolfgang Romberg, Beratende Ingenieure für Bodenmechanik, Grundbau und Erdbau Darmstadt aus dem Jahr 1976 /U 3/, werden zur weiteren Darstellung und Beurteilung der Baugrundverhältnisse mit herangezogen.

Die Lage der Aufschlüsse ist aus Anlage 17.17.2 ersichtlich. Die Baugrundprofile sind bezogen auf m NN in der Anlage 17.17.3 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 121 ist eine Grundwasserprobe entnommen und bezüglich Beton- und Stahlaggressivität untersucht worden.

Im Rahmen des Untersuchungsprogramm 2010/2011 wurden im Einzelnen ausgeführt:

- ~~9~~ 27x Nass-/Trockensiebung nach DIN 18123,
- ~~4~~ 6x kombinierte Sieb-/Schlammanalyse nach DIN 18123,
- ~~5~~ 12x Bestimmung der Atterberg'schen Zustandsgrenzen nach DIN 18122,
- ~~1~~ 2x Bestimmung des Glühverlustes nach DIN 18128 und
- ~~1~~ 4x Bestimmung der Beton-/Stahlaggressivität (Wasser) nach DIN 4030 und DIN 50929.

Die Ergebnisse der Laboruntersuchungen können der Anlage 17.17.4 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 neuen Fernverkehrsgleise der Strecke ~~4010~~ 3657 werden beginnend ab ca. km ~~77,300~~ 0,900 im Bereich des „Alten Bahnhofs“ nach rechts verschwenkt. Daraus folgend ist eine neue Mainbrücke östlich der bestehenden Mainbrücken vorgesehen. Das erste Widerlager ist am südlichen Mainufer, an der Straße „Niederräder Ufer“ geplant, das zweite Widerlager am nördlichen Mainufer. Im Bereich des südlichen Mainufers, im Main, soll zudem ein Pfeiler errichtet werden. Die neue Mainbrücke überspannt somit die Straße „Niederräder Ufer“ mit der Uferpromenade und den Main. In den Anschlussbereichen der Widerlager liegen die Bestandsgleise auf einem ca. 6-7 m hohen Damm. Die Böschungen des Bestandsdammes sind stark bewachsen. Bei ca. km 8,025 der Strecke 3624 ist im Bestandsdamm während unseres Streckenbe-



gangs eine alte Eisenbahnüberführung vorgefunden worden (siehe Anlage 17.17.7, Bild 4). Die Brücke ist zum Teil zugeschüttet.

Am nördlichen Mainufer wird das Hafengelände hauptsächlich industriell genutzt. Das Freigelände am Bestandsdamm wird durch die Südhessischen Asphalt-Mischwerke als Abladeplatz von Asphalt genutzt.

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 Norden 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 Unterrhein-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

Die Beschreibung und Darstellung der Baugrundverhältnisse basiert maßgeblich auf den von Oktober 2010 bis Januar 2011 ausgeführten Erkundungen. Die Bestandsuntersuchungen werden hierbei unterstützend herangezogen, die Lagerungsdichte wird aus den Drucksondierungen aus /U 3/ abgeleitet.

Unter Auffüllungen folgen Hochflutablagerungen, quartäre Sande und Kiese sowie tertiäre Sande. Durch die Umlagerungsprozesse, bedingt durch den Main, ist eine klare Abgrenzung zwischen Quartär und Tertiär nur bedingt möglich. In den quartären und tertiären Schichten sind immer wieder bindige Tonschichten linsenförmig eingelagert. Ein ausgeprägter Horizont ist hier nicht feststellbar.

Gleisschotter

Mit der im Gleisbereich ausgeführten Erkundung S/RKS 123 wurde zunächst der Gleisschotter mit einer Gesamtschotterstärke von 1,0 m angetroffen. Der Schotter ist stark verschmutzt, durchsetzt mit sandigen und schluffigen Anteilen sowie Ziegelresten.

Auffüllungen

Mit den 2010/2011 ausgeführten Bohrungen und Kleinbohrungen sind vielfach beginnend ab Geländeoberkante rollige Auffüllungen erkundet worden.

Die rolligen Auffüllungen stellen sich als eng- und intermittierend gestufte sowie schwach schluffige bis schluffige **Fein- bis Mittelsande**, mit kiesigen und steinigen Bestandteilen dar. An den Ansatzpunkten der S/RKS 116 und S/B 122 wurde auch ein schwach schluffiger, sandiger



bis stark sandiger, schwach steiniger **Kies** und ein organogen durchsetzter, schluffiger, sandiger Kies erkundet. Darüber hinaus waren die aufgefüllten Sande und Kiese mit Sandsteinstücken, Schotter, Ziegel-/Betonresten und humosen Bestandteilen verunreinigt. Nach DIN 18196 werden die Auffüllungen den Bodengruppen [SE, SI, SU, SU-GU, SU*, OH] zugeordnet. Die Lagerungsdichte der rolligen Auffüllungen ist gemäß den Ergebnissen der leichten und schweren Rammsondierungen als locker bis mitteldicht einzuschätzen. Ausschläge in den Rammogrammen werden dabei durch den steinigen Anteil hervorgerufen (z. B. DPH 120). Die Schichtdicke der Auffüllungen schwankt zwischen 0,4-7,8 m.

Mit der Kleinbohrung S/RKS 116 und der Bohrung S/B 122 sind Oberflächenbefestigungen in Form eines grauen Pflasters und abgelagerten Straßenaufbruchs (Asphalt, Splitt-Sand) mit Dicken von 20 cm und 50 cm vorgefunden worden.

Die mit den Bestandsbohrungen KB 9 und KB 10 aus 1976 aufgenommenen Auffüllungen sind gemäß /U 3/ nicht näher spezifiziert. Sie werden der Bodengruppe A nach DIN 18196 zugeordnet. Die Schichtdicke ist hier mit 0,5-0,8 m eingemessen.

Anstehender Boden

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

Hierbei handelt es sich zuerst um **Hochflutsande** und **Hochflutlehme**. Das sind schwach schluffige bis schluffige, tonige Fein- und Mittelsande der Bodengruppen SU, SU* und ST*. Die Lagerungsdichte dieser rolligen Böden ist im Ergebnis der Rammsondierungen als locker bis mitteldicht zu bewerten.

Die Hochflutlehme wurden mit den Bohrungen S/B 120, S/B 121 und der Bestandsbohrung KB 9 in Form von leicht- bis ausgeprägt plastischen sandigen, schwach schluffigen bis schluffigen Tonen der Bodengruppen TL, TM, TA erkundet. Die Konsistenz dieser bindigen Schichten ist gemäß Handspezifizierung und Laborversuch als breiig bis steif einzuschätzen. Die breiigen und weichen Hochflutlehme sind nicht tragfähig. Die Tone sind bei Entlastung und Wasseraufnahme quellfähig, einhergehend mit einer Abnahme der Scherfestigkeit. Die Schichtmächtigkeit der Hochflutablagerungen liegt zwischen 4,1-7,5 m unter GOK. Die Kleinbohrung S/RKS 123 endet in den Hochflutsanden bei 10,5 m unter GOK. Die Unterkante liegt zwischen 89,08...94,71 m NN.

Die Mainterrassen stellen sich zum einen als enggestufte und schwach schluffige bis schluffige **Fein- bis Grobsande** und zum anderen als sandige **Kiese** mit schluffigen Anteilen dar. Vielfach sind in den Sanden und Kiesen Sandsteinstücke eingelagert. Gemäß DIN 18186 können diese Böden den Bodengruppen SE, SU, SU* und GU* zugeordnet werden. Die Lagerungsdichte der Sande und Kiese ist gemäß der schweren Rammsondierungen als locker bis dicht zu bewerten. Die Schichtmächtigkeit der quartären Ablagerungen ist zwischen 0,6-7,6 m eingemessen worden, die Unterkante liegt zwischen 82,53...87,27 m NN. Die Kleinbohrungen S/RKS 116, 118 und 119 enden in den quartären Sanden bei 94,21...95,33 m NN.

Unter den quartären Schichten folgen bis Endtiefe der Bohrungen aus 1976 und 2010 (30-40 m unter GOK, 47,21...65,63 m NN) die **Sedimente des Tertiärs**. Das sind vorwiegend enggestufte und schwach schluffige, schwach tonige graue Fein- bis Grobsande der Bodengruppen SE, SU, ST, lokal auch SU-SU*. Die Lagerungsdichte ist gemäß der Angaben des Bohrmeisters zum Bohrfortschritt als mitteldicht und dicht einzuschätzen.

In diese rolligen tertiären Sedimente sind bindige Ablagerungen in unterschiedlichen Tiefen eingelagert. Das sind graue mittel- bis ausgeprägt plastische, schwach sandige Tone (gemäß /U 3/ lokal Schluff) der Bodengruppen TM-TA. Die Konsistenz war zum Zeitpunkt der Erkundung und aus Handspezifizierung und Laborversuchen weich bis steif/halbfest. Die Schichtdicke liegt in den Bohrungen bei wenigen Dezimetern bis zu 9,6 m.

Mit der Bestandsbohrung KB 9 aus 1976 ist im tertiären Sand ab 15 m unter GOK eine Braunkohlelinse von nur ca. 20 cm Dicke erkundet worden. Mit allen anderen ausgeführten Bohrungen wurden keine weiteren organischen Böden angetroffen. Infolge der durch den Fluss bedingten Ablagerungs- und Umlagerungsprozesse ist jedoch mit weiteren organischen Ablagerungen zu rechnen. Im Bestandsgutachten /U 3/ heißt es hierzu: „zwischen den Bohrungen könnten diese Schichten auch in größerer Mächtigkeit anstehen“.

Den aus 2010/2011 erkundeten Böden lassen sich die in nachfolgender Tabelle 2a und 2b enthaltenen Kennwerte (Laboruntersuchung an repräsentativen Einzelproben - Einzel- bzw. Mittelwerte - sowie regionale Erfahrungswerte) zuordnen. Die Laborergebnisse aus /U 3/ sind übernommen.



Tabelle 2a: Bodenkennwerte und Zuordnungen

	Auffüllung	Anstehender Boden	
		Hochflut	
Bezeichnung	Sand/Kies	Sand	Ton
Bodengruppe nach DIN 18196	[SE, SI, SU, GU, SU*, OH], A	SU, SU*, ST*	TL, TM, TA
Kornanteil $d \leq 0,063$ mm [%]	4,2...8,9 [SE, SU] 20...22 [SU*, OH]	32,1 (ST*)	49,5...88,3
Kornanteil $d > 2,0$ mm [%]	0,4...33,6 [SE, SU] 30,5 [SU*] 42,6 [OH]	---	---
Ungleichförmigkeitszahl U [-]	3,3...4,4 [SE] 262 [SU*], 537 [OH]	---	---
Glühverlust V_{Gl} [%]	7,5 [OH]	---	3,0
natürl. Wassergehalt w_n [%]	---	15,7 (ST*)	21,1...33,9
korr. Wassergehalt w_k [%]	---	23,86 (ST*)	22,9...35,6
Fließgrenze w_L [%]	---	29,2 (ST*)	23,9...77,5
Ausrollgrenze w_P [%]	---	15,3 (ST*)	17,0...20,9
Plastizitätszahl I_P [%]	---	13,9 (ST*)	6,8...56,55
Konsistenzzahl I_C [-] bez. auf Gesamtprobe	---		0,41...0,77
Konsistenz handspezifiziert	---	---	breiig...steif
Lagerungsdichte	locker...mitteldicht	locker...mitteldicht	---
Durchlässigkeitswert k_f [m/s]			
nach Beyer, USBR/Bialas	$5,6 \cdot 10^{-5} \dots 3,2 \cdot 10^{-4}$ [SE, SU] $7,0 \cdot 10^{-6}$ [SU*]	---	---
Erfahrungswerte	$10^{-3} \dots 10^{-7}$	$10^{-4} \dots 10^{-6}$ (SU) $10^{-5} \dots 10^{-8}$ (SU*, ST*)	$10^{-7} \dots 10^{-10}$
Durchlässigkeit nach DIN 18 130	stark bis schwach durchlässig	stark bis schwach durchlässig	schwach bis sehr schwach durchlässig
Bodenklasse nach DIN 18 300 *)	3 [SE, SI, SU, GU] 4 [SU*, OH]	3 (SU) 4 (SU*, ST*)	4 (TL, TM) 5 (TA)



	3-5 A		2 (breiig)
Frostempfindlichkeit nach ZTVE - StB 09	F1 [SE,SI] F2 [SU, GU] F3 [SU*, OH]	F2 (SU) F3 (SU*, ST*)	F3 (TL, TM) F2 (TA)

*) in Abhängigkeit vom Steinanteil auch höher.

Tabelle 2b: Bodenkennwerte und Zuordnungen, **Laboreinzelwerte aus 1976 /U 3/**

	Anstehender Boden		
	Terrasse	Tertiär	
Bezeichnung	Sand/Kies	Sand	Ton (Schluff)
Bodengruppe nach DIN 18196	SE, SU, SU*, GU*	SE, SU, ST, (SU-SU*)	TM-TA
Kornanteil $d \leq 0,063$ mm [%]	0,9 (SE) 17,3 (GU*)	0,7...14,7	64...88
Kornanteil $d > 2,0$ mm [%]	28,9 (SE) 43 (GU*)	1,5...34,1	0,0
Ungleichförmigkeitszahl U [-]	3,9 (SE)	2,2...5,7	---
Glühverlust V_{Gl} [%]	---	---	---
Zylinderdruckfestigkeit q_u [kN/m²]	---	---	300, 500, 720 Mittelwert: ~ 500
Porenvolumen [%]	---	---	30,6...40,8
Sättigungsgrad s_r [%]	---	---	71,6...100,0
natürl. Wassergehalt w_n [%]	---	---	12,4...24,6 / 21,4
korr. Wassergehalt w_k [%]	---	---	21,6
Fließgrenze w_L [%]	---	---	28,0...48,5 / 41,1
Ausrollgrenze w_P [%]	---	---	12,0...21,8 / 14,8
Plastizitätszahl I_P [%]	---	---	12,0...34,1 / 26,3
Konsistenzzahl I_C [-] bez. auf Gesamtprobe	---	---	0,64...0,94 / 0,75
Konsistenz handspezifiziert	---	---	weich... steif/halbfest
Lagerungsdichte	locker...dicht	mitteldicht...dicht	---
Durchlässigkeitswert k_f [m/s]			
nach Beyer, USBR/Bialas	$8,1 \cdot 10^{-4}$ (SE) $1,3 \cdot 10^{-5}$ (GU*)	$1,4 \dots 8,8 \cdot 10^{-4}$	$< 10^{-9}$



Erfahrungswerte	$10^{-3} \dots 10^{-5}$ (SE, SU) $10^{-5} \dots 10^{-7}$ (SU*, GU*)	$10^{-3} \dots 10^{-5}$ (SE, SU, ST) $10^{-5} \dots 10^{-7}$ (SU*)	$10^{-8} \dots 10^{-10}$
Durchlässigkeit nach DIN 18 130	stark bis schwach durchlässig	stark bis schwach durchlässig	sehr schwach durchlässig
Bodenklasse nach DIN 18 300	3 (SE, SU) 4 (SU*, GU*)	3 4 (SU*)	4 (TM) 5 (TA)
Frostempfindlichkeit nach ZTVE - StB 09	F1 (SE) F2 (SU) F3 (SU*, GU*)	F1 (SE) F2 (SU, ST) F3 (SU*)	F3 (TM) F2 (TA)

2.4 Hydrologische Verhältnisse

Die Aufschlussarbeiten wurden von Oktober 2010 bis Januar 2011 durchgeführt. Mit den ausgeführten Erkundungen sind die in Tabelle 3 aufgezeigten Wasserstände eingemessen worden.

Tabelle 3: Wasserstände

Aufschluss	Wasseranschnitt [m u. GOK]	Wasseranschnitt nach Bohrende [m u. GOK]	Wasseranschnitt nach Bohrende [m NHN]	Datum
B 120	6,00	5,80	89,83	21.10.2010
KB 10	3,27	---	90,00	1976
KB 9	3,27	---	90,00	1976
B 121	1,10	1,00	92,18	22.10.2010
B 122	3,40	---	92,33	04.11.2010
BK 55-2	6,90	6,44	92,78	14.10.2013
BK 55-2	13,60	13,60	85,62	14.10.2013
BK 57-2	7,00	7,00	94,95	11.10.2013
BK59-2	7,00	7,24	94,38	13.10.2013
RKS 60-2	3,49	3,49	92,24	7.8.2013
BK61-2	5,40	4,01	91,33	26.11.2013
BK 62-2	24,00	24,00	69,55	10.10.2013
BK 65-2	5,40	4,13	91,20	19.11.2013

Mit den Kernbohrungen S/B 120, 121 und 122 sind die Wasserstände nach Bohrende zwischen 89,83...92,33 m NN eingemessen worden.

Die erkundeten aufgefüllten Sande und Kiese sind gut wasserdurchlässig. Die schluffigen, tonigen Hochflutsande und die Hochflutlehme sind schwach bis sehr schwach durchlässig. 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



(Schluffe) 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 8/ und /U 9/). 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 8/ 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 der Kernbohrung S/B 122 zuzüglich eines Sicherheitszuschlages vom 1 m bei 93,3 m NN anzusetzen (S/B 121 in GOK).

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. Darüber hinaus sind die Bestandsbohrungen aus /U 3/ in das Baugrundmodell eingearbeitet worden.



- Schicht 1:** **Auffüllung, rollig, nicht bis schwach bindig** Mächtigkeit: 0,5-8,8 m
- Splitt, Sand, Schotter, Asphalt, Ziegelreste, schwach schluffig
 - Fein-/Mittelsand, Kies, eng-, intermittierend gestuft, schwach schluffig, schwach tonig, schwach bis stark kiesig, schwach steinig bis steinig, Wurzelwerk, Beton-/Ziegelreste, Sandsteinstücke, Schotter
 - lockere Lagerung (**Schicht 1.1.1, 1.2.1**)
mitteldichte Lagerung (**Schicht 1.2.2**)
 - Klassifikation lt. DIN 18196 ⇒ **A, [SE, SI, SU, SU-GU]**

- Auffüllung, rollig, gemischtkörnig** Mächtigkeit: 1,0-2,8 m
- Mittelsand, kiesig, schwach steinig, schluffig, schwach tonig, schwach humos, Wurzelreste, Tonschiefer
 - organogen durchsetzter Kies, sandig, schluffig, schwach tonig, schwach steinig, Ziegelreste
 - lockere Lagerung (**Schicht 1.3.1**)
mitteldichte Lagerung (**Schicht 1.5.2a**)
 - Klassifikation lt. DIN 18196 ⇒ **[SU*, OH]**

- Schicht 5:** **Hochflutsande** Mächtigkeit: 0,5-3,3 m
- Fein- bis Grobsand, schwach schluffig bis schluffig, tonig, schwach kiesig bis kiesig, Sandsteinstücke
 - 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: 0,5-3,7 m
- Ton, leicht- bis ausgeprägt plastisch, schluffig, schwach bis stark sandig, schwach kiesig, schwach organisch, Wurzelreste
 - breiige Konsistenz (**Schicht 6.1.1**)
weiche und weich/steife Konsistenz (**Schicht 6.1.2**)
steife Konsistenz (**Schicht 6.1.3, 6.2.3**)
 - Klassifikation lt. DIN 18196 ⇒ **TL, TM, TA**

- Schicht 10:** **Terrassensande / -kiese** Mächtigkeit: 0,4-7,6 m
- Fein- bis Grobsand, enggestuft gestuft, kiesig, schwach steinig, schwach schluffig bis schluffig, Sandsteinstücke
Fein-/Mittelkies, sandig, schluffig,



- lockere Lagerung (**Schicht 10.1.1, 10.2.1, 10.2.4**)
mitteldichte Lagerung (**Schicht 10.1.2, 10.2.2, 10.1.5**)
dichte Lagerung (**Schicht 10.1.3, 10.1.6**)
- Klassifikation lt. DIN 18196 ⇒ **SE, SU, SU*, GU***

Schicht 15: Tertiäre Sande

Mächtigkeit: bis Endtiefe erkundet,
mit tonigen Zwischenlagen

- Fein- bis Grobsand, enggestuft, schwach schluffig bis schluffig, schwach tonig, Zwischenlage aus Braunkohle ca. 20 cm
- mitteldichte Lagerung (**Schicht 15.1.2**)
dichte Lagerung (**Schicht 15.1.3**)
- Klassifikation lt. DIN 18196 ⇒ **SE, SU, ST, (SU-SU*)**

Schicht 16: Tertiäre Tone (Schluffe)

Mächtigkeit: 0,2-9,6 m, als
Zwischenlagen in tertiären Sanden

- Ton, mittel- bis ausgeprägt plastisch, schwach schluffig, schwach sandig
- weiche und weich/steife Konsistenz (**Schicht 16.1.2**)
steife und steif/halbfeste Konsistenz (**Schicht 16.1.3**)
- Klassifikation lt. DIN 18196 ⇒ **TM-TA**

2.6 Bodenrechenwerte

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

Tabelle 5a: Bodenrechenwerte

Bodenart	Auffüllung, rollig				
	A	[SE, SI, SU, SU-GU]	[SE, SU]	[SU*]	[OH]
Bodengruppe nach DIN 18196					
Schicht-Nr.	1.1.1	1.2.1	1.2.2	1.3.1	1.5.2a
Konsistenz, Lagerungsdichte	locker	locker	mitteldicht	locker	mitteldicht
wirks. Reibungswinkel φ_k' [Grad]	30,0	30,0	32,5	29,0	29,0
wirks. Kohäsion c_k' [kN/m ²]	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0
Wichte des feuchten Bodens γ_k [kN/m ³]	18,0	16,5	17,5	17,0	18,0
Wichte des Bodens unter Auftrieb γ_k' [kN/m ³]	9,0	9,0	10,0	9,0	9,0
Steifemodul $E_{s,k}$ [MN/m ²]	10,0	10,0	20,0	8,0	15,0

Tabelle 5b: Bodenrechenwerte

Bodenart	Hochflutablagerungen						
	SU	Sand ³⁾	SU*, ST*	TL	TL, TM	TL	TA
Bodengruppe nach DIN 18196							
Schicht-Nr.	5.1.1	5.2.1	5.2.2	6.1.1	6.1.2	6.1.3	6.2.3
Konsistenz, Lagerungsdichte	locker	locker	mittel-dicht	breiig	weich	steif	steif
wirks. Reibungswinkel φ_k' [Grad]	30,0	29,0	30,0	15,0	17,5	20,0	20,0
wirks. Kohäsion c_k' [kN/m ²] ¹⁾	0,0	1,0	1,0	3,0	5,0	10,0	15,0
undrainierte Kohäsion c_u [kN/m ²] ²⁾	0,0	0,0	0,0	2,0	10,0	30,0	60,0
Wichte des feuchten Bodens γ_k [kN/m ³]	16,0	17,0	18,0	16,5	17,5	18,5	17,5
Wichte des Bodens unter Auftrieb γ_k' [kN/m ³]	8,5	9,0	10,0	6,5	7,5	8,5	7,5
Steifemodul $E_{s,k}$ [MN/m ²]	10,0	8,0	15,0	1,0	5,0	9,0	10,0

¹⁾ Bei bindigen Böden im konsolidierten Zustand.

²⁾ Der zugehörige innere Reibungswinkel beträgt $\varphi_u = 0$.

³⁾ Beschreibung aus /U 3/

Tabelle 5c: Bodenrechenwerte

Bodenart	Terrassenablagerungen					
	Sand ²⁾	SE, SU	SE	SU*	SU*	Kies ²⁾
Bodengruppe nach DIN 18196						
Schicht-Nr.	10.1.1	10.1.2	10.1.3	10.1.5	10.1.6	10.2.1
Konsistenz, Lagerungsdichte	locker	mitteldicht	dicht	mitteldicht	dicht	locker
wirks. Reibungswinkel φ_k' [Grad]	30,0	32,5	35,0	30,0	32,5	32,5
wirks. Kohäsion c_k' [kN/m ²]	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	0,0
Wichte des feuchten Bodens γ_k [kN/m ³]	16,0	17,0	18,0	18,0	719,0	16,5
Wichte des Bodens unter Auftrieb γ_k' [kN/m ³]	8,5	9,5	10,5	10,0	11,0	9,0
Steifemodul $E_{s,k}$ [MN/m ²]	25,0	45,0	75,0 ab 5 m ¹⁾ : 120	35,0	65,0	30,0

¹⁾ bezogen auf OK anstehender Boden (= UK Auffüllung)

²⁾ Beschreibung aus /U 3/

Tabelle 5d: Bodenrechenwerte



Bodenart	Terrassenablagerungen		Tertiäre Sande		Tertiäre Tone	
Bodengruppe nach DIN 18196	Kies ⁴⁾	GU*	SE, SU, ST, (SU-SU*)		TM-TA	
Schicht-Nr.	10.2.2	10.2.4	15.1.2	15.1.3	16.1.2	16.1.3
Konsistenz, Lagerungsdichte	mitteldicht	locker	mitteldicht	dicht	weich, weich/steif	steif, steif/halbfest
wirks. Reibungswinkel φ_k' [Grad]	35,0	30,0	32,5	35,0	17,5	20,0
wirks. Kohäsion c_k' [kN/m ²] ¹⁾	0,0	0,0	0,0	0,0	2,0	5,0
undrainierte Kohäsion c_u [kN/m ²] ²⁾	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	15,0
Wichte des feuchten Bodens γ_k [kN/m ³]	18,0	17,5	17,0	18,0	17,0	18,0
Wichte des Bodens unter Auftrieb γ_k' [kN/m ³]	10,5	9,0	9,0	10,0	7,0	8,0
Steifemodul $E_{s,k}$ [MN/m ²]	50,0	20,0	60,0	90 ab 5 m ³⁾ : 120 ab 10 m ³⁾ : 190	6,0	10,0

¹⁾ Bei bindigen Böden im konsolidierten Zustand.

²⁾ Der zugehörige innere Reibungswinkel beträgt $\varphi_u = 0$.

³⁾ bezogen auf OK anstehender Boden (= UK Auffüllung).

⁴⁾ Beschreibung aus /U 3/

2.7 Beton- und Stahlaggressivität des Grundwassers

Zur Bestimmung der Beton- und der Stahlaggressivität des Grundwassers ist aus der Bohrung S/B 121 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 17.17.4 beigefügt.

Betonaggressivität

Die untersuchte Wasserprobe ist nach DIN 4030 als **nicht betonangreifend** einzuschätzen (Anlage 17.17.4.4, Blatt 1), was der **Expositionsklasse X0** nach DIN EN 206-1 entspricht.

Stahlkorrosivität

Die Untersuchung auf Korrosionswahrscheinlichkeit unlegierter und niedriglegierter Eisenwerkstoffe ergab folgende Ergebnisse (Anlage 17.17.4.4, 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
1.1.1, 1.2.1, 1.3.1	Auffüllung (Sand, Kies), locker	leicht bis mittelschwer



1.5.2a	Auffüllung (Kies), mitteldicht	mittelschwer
5.1.1, 5.2.1	Hochflut: Sand, locker	leicht
5.2.2	Hochflut: Sand, mitteldicht	mittelschwer bis schwer
6.1.1	Hochflut: Ton, breiig	leicht
6.1.2	Hochflut: Ton, weich, weich/steif	leicht bis mittelschwer
6.1.3, 6.2.3	Hochflut: Ton, steif	mittelschwer bis schwer
10.1.1, 10.2.1, 10.2.4	Terrasse: Sand, Kies, locker	leicht bis mittelschwer
10.1.2, 10.2.2, 10.1.5	Terrasse: Sand/Kies, mitteldicht	mittelschwer bis schwer
10.1.3, 10.1.6	Terrasse: Sand, dicht	schwer bis sehr schwer
15.1.2	Tertiär: Sand, mitteldicht	mittelschwer bis schwer
15.1.3	Tertiär: Sand, dicht	schwer bis sehr schwer
16.1.2	Tertiär: weich, weich/steif	leicht bis mittelschwer
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 1.1.1, 1.2.1, 1.3.1) als leicht bis mittelschwer und bei mitteldichter Lagerung (Schicht 1.5.2a) als mittelschwer 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 breiige Ton (Schicht 6.1.1) leicht, der weiche und weich/steife Ton (Schicht 6.1.2) leicht bis mittelschwer und der steife Ton (Schicht 6.1.3, 6.2.3) als mittelschwer bis schwer rammfähig zu bewerten.

Terrassenablagerungen / Tertiär:

Die Sande und Kiese werden in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte bei lockerer Lagerung (Schicht 10.1.1, 10.2.1, 10.2.4) als leicht bis mittelschwer, bei mitteldichter Lagerung (Schicht 10.1.2, 10.2.2, 10.1.5, 15.1.2) als mittelschwer bis schwer und bei dichter Lagerung (Schicht 10.1.3, 10.1.6, 15.1.3) als schwer bis sehr schwer rammfähig eingeschätzt.

In Abhängigkeit der Konsistenz ist der weiche und weich/steife Ton (Schicht 16.1.2) leicht bis mittelschwer und der steife bzw. steif/halbfeste 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 tertiären Sanden und den steifen bis steif/halbfesten Tonen sind Rammhilfen wie Spülen oder Vorbohren einzuplanen.

In aufgefüllten, locker gelagerten Sanden sowie locker gelagerten Hochflutsanden bzw. Terrassensanden ist mit Verdichtungssetzungen beim Rammen zu rechnen. Ferner ist zu beachten, dass in den pleistozänen Böden der Schicht 10 aufgrund der geologischen Entstehung mit Findlingen (Steine und Blöcke) gerechnet werden muss.

Zu beachten ist außerdem, dass die enggestuften und/oder schwach schluffigen Hochflut- und Terrassensande (**Schicht 5.1, 10.1**) generell sehr verlagerungsempfindlich und bei lockerer Lagerung im Grundwasser **setzungsfließgefährdet** sind.

Zur Minimierung der Setzungsfließgefahr sollten folgende Grundsätze beachtet werden:

- Zur Verringerung der dynamischen Anregung des Bodens sollten möglichst erschütterungsarme Verfahren angewendet werden.
- Die Bohlen sollten nach Möglichkeit in einem Zug bis zur Endtiefe gerammt werden. Sofern ein Nachrammen vorgesehen ist, muss die Verweilzeit bis zum Rammen auf Endtiefe minimiert werden, um den „Festwachseffekt“ zu vermeiden.
- Es ist ein Rammgerät zu verwenden, das eine ausreichende Größe hat. Wird ein zu kleines Gerät verwendet, so dass kaum ein Rammfortschritt erzielt wird, wird die Rammenergie zum großen Teil in Schwingungsenergie umgesetzt, welche zur Verflüssigung des Bodens führen kann.
- Zur Vermeidung hoher Schwingenergien beim Ziehen der Bohlen sollten diese im Boden verbleiben.

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. Für die Überführung dieser neuen Gleise über den Main ist der Neubau einer Mainbrücke vorgesehen, gemäß der Vorplanung 0 bahnrechts der bestehenden Brücken. Für die neue Brücke gehen wir von einem Durchlaufträger auf zwei Widerlagern und einem Pfeiler im Main aus.

Der neue Brückenüberbau soll im Bereich des „Alten Bahnhof“ hergestellt, und nach Fertigstellung der Widerlager und des Pfeilers eingeschoben werden.

Nach der Projektbesprechung vom 26.11.2010 beim AG ist aufgrund der hohen Lasten aus dem Überbau von einer Bohrpfehlgründung für die Eisenbahnüberführung Mainbrücke auszugehen.

In den nachfolgenden Abschnitten wird eine Tiefgründung auf Bohrpfehlen für die Widerlager und den Pfeiler dargestellt.

3.2 Bohrpfehlgründung

3.2.1 Widerlager Süd

Für die Ermittlung der Tragfähigkeit von Bohrpfehlen werden Spitzendruck- und Mantelreibungswerte benötigt. Die Einbindung der Bohrpfehle muss nach EA-Pfehle /U 11/ bei Lockergesteinsböden mindestens 2,5 m in die tragfähigen Schichten erfolgen. Tragfähige Schichten für den Ansatz eines Spitzendrucks sind im Sinne der EA-Pfehle rollige Böden mit einem mittleren Spitzenwiderstand der Drucksonde $q_c \geq 7,5 \text{ MN/m}^2$ oder bindige Böden mit einer Scherfestigkeit des undrained Bodens $c_{u,k} \geq 0,1 \text{ MN/m}^2$.

Entsprechend den Erkundungsergebnissen der Bohrung S/B 120 im Bereich des Widerlagers Süd stehen unter locker gelagerten Auffüllungen der Schicht 1 die locker gelagerten bzw. weichen bis steifen Hochflutablagerungen (Schicht 5, 6) des Mains an, gefolgt von mitteldicht bis dicht gelagerten tertiären Sanden (Schicht 15). Die tertiären Sande sind für eine Lastabtragung über Pfehle geeignet.

Die mit allen anderen Bohrungen erkundeten Zwischenlagen aus Ton in den tertiären Sanden wurden hier nicht aufgeschlossen. Im Zuge der Bauausführung sind die Bodenverhältnisse durch eine geotechnische Bauüberwachung zu überprüfen und ggf. die Pfahllänge anzupassen. In der nachfolgenden Tabelle 10 werden die zur Vorbemessung erforderlichen Bohrpfahlkennwerte in Anlehnung an die EA-Pfähle bezogen auf das Bohrprofil der Bohrung S/B 120 angegeben.

Tabelle 10: Pfahlspitzenwiderstand und Pfahlmantelreibung für Bohrpfähle nach /U 11/ für Bohrprofil 120

Schicht	Schicht von...bis	Pfahlspitzenwiderstand	Bruchwert der Pfahlmantelreibung	Horizontale Bettungsziffer
Nr.	m NN	$q_{b,k}$ [MN/m ²]	$q_{s1,k}$ [MN/m ²] ²⁾	$k_{s,k}$ [MN/m ³] ³⁾
1.2.1, 1.3.1	GOK...94,83	---	0,015 (0,01) ²⁾	---
5.1.1	93,83...92,83	---	0,030	10
6.1.2	92,83...91,33	---	0,025	5
6.2.3	91,33...89,93	---	0,040	10
6.1.2	89,93...89,63	---	0,025	5
15.1.2	89,63...87,03	1,05 / 1,35 / 3,00 ¹⁾	0,100	60
15.1.3	87,03...65,63	1,40 / 1,80 / 3,50 ¹⁾	0,120	90 ab 5 m ⁴⁾ : 120 ab 10 m ⁴⁾ : 190

¹⁾ in Abhängigkeit der bezogenen Pfahlkopfsetzung nach EA-Pfähle

²⁾ bei Schlagzahlen N10 < 2

³⁾ $k_{s,k}$ bezogen auf einen Pfahldurchmesser D = 1 m

⁴⁾ bezogen auf OK anstehender Boden (=UK Auffüllung)

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 einem angenommenen Pfahldurchmesser d = 1,2 m ein Maß von 3,6 m (3 x Pfahldurchmesser), mindestens aber 1,5 m nicht unterschreiten. Darüber hinaus wird empfohlen, dass insbesondere die Pfahlfüße im Bereich $q_c \geq 10$ MN/m² abzusetzen sind.

Wenn die genannten geometrischen Werte unterschritten 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 dichten Sanden der Schicht 15.1.3 (ab 8,6 m unter GOK = 87,03 m NN) abzusetzen.

Des Weiteren gelten die Angaben für Einzelpfähle und Pfahlgruppen unter Beachtung der Hinweise und Forderungen der EA-Pfähle /U 11/.

In Anlage 17.17.5 Blatt 01 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 14,0 m und 20,0 m aufgetragen worden. Danach ergeben sich zulässige Pfahlbelastungen für eine Pfahllänge von 14,0 m von 4,12 MN und für eine Pfahllänge von 20,0 m von 5,48 MN mit Setzungsbeträgen von < 2 cm.

3.2.2 Pfeiler

Entsprechend den Erkundungsergebnissen der Bohrung S/B 121 im Uferbereich des Mains, nahe dem geplanten Pfeiler, stehen unter geringmächtigen locker gelagerten Auffüllungen der Schicht 1 die bindigen breig-weichen Hochflutablagerungen (Schicht 6) des Mains an, gefolgt von lockeren Terrassenkiesen (Schicht 10) und den tertiären Sanden und Tonen (Schicht 15, 16). Die mitteldicht bis dicht gelagerten tertiären Sande sind für eine Lastabtragung über Pfähle geeignet.

Die mit den Bestandsbohrungen KB 7-10 erkundeten Zwischenlagen aus Ton in den tertiären Sanden weisen abweichende Höhenlagen auf. Im Zuge der Bauausführung sind die Bodenverhältnisse durch eine geotechnische Bauüberwachung zu überprüfen und ggf. die Pfahllänge anzupassen.

In der nachfolgenden Tabelle 11 werden die zur Vorbemessung erforderlichen Bohrpfahlkennwerte in Anlehnung an die EA-Pfähle bezogen auf das Bohrprofil der Bohrung S/B 121 angegeben.

Tabelle 11: Pfahlspitzenwiderstand und Pfahlmantelreibung für Bohrpfähle nach /U 11/ für Bohrprofil 121

Schicht	Schicht von...bis	Pfahlspitzenwiderstand	Bruchwert der Pfahlmantelreibung	Horizontale Bettungsziffer
Nr.	m NN	$q_{b,k}$ [MN/m ²]	$q_{s1,k}$ [MN/m ²]	$k_{s,k}$ [MN/m ³] ³⁾
1.2.1	GOK...92,78	---	0,015 (0,01) ²⁾	---
6.1.3	92,78...92,18	---	0,040	9
6.1.1	92,18...90,78	---	---	---
6.1.2	90,78...89,08	---	0,025	5

10.2.4	89,08...88,48	---	0,060	20
15.1.2	88,48...86,38	1,05 / 1,35 / 3,00 ¹⁾	0,100	60
15.1.3	86,38...75,28	1,40 / 1,80 / 3,50 ¹⁾	0,120	90 ab 5 m ⁴⁾ : 120 ab 10 m ⁴⁾ : 190
16.1.3	75,28...72,38	0,35 / 0,45 / 0,8 ¹⁾	0,040	10
Schicht	Schicht von...bis	Pfahlspitzenwiderstand	Bruchwert der Pfahlmantelreibung	Horizontale Bettungsziffer
Nr.	m NN	q_{b,k} [MN/m²]	q_{s1,k} [MN/m²]	k_{s,k} [MN/m³] ³⁾
15.1.3	72,38...70,78	1,40 / 1,80 / 3,50 ¹⁾	0,120	90 ab 5 m ⁴⁾ : 120 ab 10 m ⁴⁾ : 190
16.1.3	70,78...70,18	---	0,040	10
15.1.3	70,18...68,48	1,40 / 1,80 / 3,50 ¹⁾	0,120	90 ab 5 m ⁴⁾ : 120 ab 10 m ⁴⁾ : 190
16.1.2	68,48...68,18	---	0,025	6
16.1.3	68,18...67,68	---	0,040	10
15.1.3	67,68...63,18	1,40 / 1,80 / 3,50 ¹⁾	0,120	90 ab 5 m ⁴⁾ : 120 ab 10 m ⁴⁾ : 190

¹⁾ in Abhängigkeit der bezogenen Pfahlkopfsetzung nach EA-Pfähle

²⁾ bei Schlagzahlen N10 < 2

³⁾ k_{s,k} bezogen auf einen Pfahldurchmesser D = 1 m

⁴⁾ bezogen auf OK anstehender Boden (=UK Auffüllung)

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 einem angenommenen Pfahldurchmesser d = 1,2 m ein Maß von 3,6 m (3 x Pfahldurchmesser), mindestens aber 1,5 m nicht unterschreiten. Darüber hinaus wird empfohlen, dass insbesondere die Pfahlfüße im Bereich q_c ≥ 10 MN/m² abzusetzen sind.

Wenn die genannten geometrischen Werte unterschritten 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 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 11/.

In Anlage 17.17.5 Blatt 02 und 03 sind zur Vorbemessung Pfahldiagramme für Einzelpfähle nach DIN 1054, Lastfall 1 (50 % veränderliche Lasten) mit einem Pfahlschaftdurchmesser $D = 1,2$ m und Pfahllängen zwischen von 12...16 m und 24...26 m aufgetragen worden.

Dabei sind wir von folgender Annahme ausgegangen:

Die Bohrung S/B 121 liegt am Uferbereich, der Pfeiler selbst gemäß 0 im Main, nahe des südlichen Mainufers. Die Geländeoberkante im Bereich des Pfeilers (Flusssohle!) wurde hier bei 91,0 m NN angenommen. Diese Angabe ist ggf. anzupassen.

Danach ergeben sich zulässige Pfahlbelastungen für eine Pfahllänge von 12,0 m von 4,2 MN und für eine Pfahllänge von 16,0 m von 3,5 MN mit Setzungsbeträgen von < 2 cm. Die Abnahme der zulässigen Pfahlbelastung für Pfahllängen > 15 m resultiert aus der Einbindung der Pfähle in den bindigen Boden der Schicht 16.1.3.

Bei Einbindung in die tertiären Sande unterhalb der bindigen Zwischenlagen ergeben sich zulässige Pfahlbelastungen für eine Pfahllänge von 24,0 m von 6,2 MN und für eine Pfahllänge von 26,0 m von 6,7 MN mit Setzungsbeträgen von < 2 cm.

3.2.3 Widerlager Nord

Entsprechend den Erkundungsergebnissen der Bohrung S/B 122 im Bereich des Widerlagers Nord stehen unter locker gelagerten Auffüllungen der Schicht 1 die mitteldicht gelagerten sandigen Hochflutablagerungen (Schicht 5) des Mains an, gefolgt von mitteldicht bis dicht gelagerten quartären und tertiären Sanden (Schicht 10, 15). In den tertiären Sanden sind weiche bis steife Tonschichten eingelagert. Die tertiären Sande sind für eine Lastabtragung über Pfähle geeignet.

Die mit den Bestandsbohrungen KB 7 und KB 8 erkundeten Zwischenlagen aus Ton in den tertiären Sanden weisen abweichende Höhenlagen auf. Auch unterhalb der Erkundungstiefe der Bohrung S/B 122 wurden in KB 7 und KB 8 Tone angetroffen. Im Zuge der Bauausführung

sind die Bodenverhältnisse durch eine geotechnische Bauüberwachung zu überprüfen und ggf. die Pfahlänge anzupassen.

In der nachfolgenden Tabelle 12 werden die zur Vorbemessung erforderlichen Bohrpfahlkennwerte in Anlehnung an die EA-Pfähle bezogen auf das Bohrprofil der Bohrung S/B 122 angegeben.

Tabelle 12: Pfahlspitzenwiderstand und Pfahlmantelreibung für Bohrpfähle nach /U 11/ für Bohrprofil 122

Schicht	Schicht von...bis	Pfahlspitzenwiderstand	Bruchwert der Pfahlmantelreibung	Horizontale Bettungsziffer
Nr.	m NN	$q_{b,k}$ [MN/m ²]	$q_{s1,k}$ [MN/m ²]	$k_{s,k}$ [MN/m ³] ³⁾
1.3.1	GOK...92,93	---	0,015 (0,01) ²⁾	---
1.5.2a	92,93...92,43	---	0,040	---
5.2.2	92,43...90,13	---	0,055	15
10.1.2	90,13...88,63	1,05 / 1,35 / 3,00 ¹⁾	0,08	45
10.1.3	88,63...82,53	1,40 / 1,80 / 3,50 ¹⁾	0,10	75 ab 5 m ⁴⁾ : 120
16.1.2	82,53...81,23	---	0,025	6
15.1.3	81,23...71,13	1,40 / 1,80 / 3,50 ¹⁾	0,120	90 ab 5 m ⁴⁾ : 120 ab 10 m ⁴⁾ : 190
16.1.3	71,13...70,13	---	0,040	10
15.1.3	70,13...64,73	1,40 / 1,80 / 3,50 ¹⁾	0,120	90 ab 5 m ⁴⁾ : 120 ab 10 m ⁴⁾ : 190

¹⁾ in Abhängigkeit der bezogenen Pfahlkopfsetzung nach EA-Pfähle

²⁾ bei Schlagzahlen N10 < 2

³⁾ $k_{s,k}$ bezogen auf einen Pfahldurchmesser D = 1 m

⁴⁾ bezogen auf OK anstehender Boden (=UK Auffüllung)

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 einem angenommenen Pfahldurchmesser d = 1,2 m ein Maß von 3,6 m (3 x Pfahldurchmesser), mindestens aber 1,5 m nicht unterschreiten. Darüber hinaus wird empfohlen, dass insbesondere die Pfahlfüße im Bereich $q_c \geq 10$ MN/m² abzusetzen sind.

Wenn die genannten geometrischen Werte unterschritten 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 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 11/.

In Anlage 17.17.5 Blatt 04 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 15,0 m und 20,0 m aufgetragen worden. Danach ergeben sich zulässige Pfahlbelastungen für eine Pfahllänge von 15,0 m von 3,89 MN und für eine Pfahllänge von 20,0 m von 5,02 MN mit Setzungsbeträgen von < 2 cm.

3.3 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:

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

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 angenommenen Pfahldurchmesser von 1,2 m ergibt sich eine maximale Horizontalverschiebung von $0,03 \cdot 1,2 \text{ m} = 3,6 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$; daraus folgt: $y = 2 \text{ cm}$ 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 den Tabelle 10 bis 12 angegebenen Bettungsziffern gelten für Pfahldurchmesser ≤ 1 m und maximale Horizontalverformungen von 2,0 cm.

3.4 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°)

Unbelastete Böschungen können unter einem Neigungswinkel von 45° bzw. 60° 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 12/, 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 $E_{S,h}$ 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 120, 121 und 122 in einer Tiefe von 89,83...92,33 m NN eingemessen. Der höchste Grundwasserstand außerhalb des Mains (Bemessungswasserstand) wurde in Abschnitt 2.4 mit ~ 93,3 m NN angegeben.

Bei einer Pfahlgründung der Widerlager und des Pfeilers sind die Pfähle mit vorausseilender 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.

Eine Wasserhaltung ist für die Herstellung der Bohrpfähle für die Widerlager nicht erforderlich. Für die Herstellung der dafür erforderlichen Pfahlkopfplatten ist eine temporäre Wasserhaltung vorzusehen, da insbesondere auf den bindigen Hochflutablagerungen bei Niederschlägen Stau- und Schichtenwasser auftreten kann.

Für die Pfeilerherstellung im Fluss wird vermutlich eine wasserdichte Baugrube notwendig (z. B. Spundwandverbau). Entweder können Spundwände in eine wasserundurchlässige Schicht einbinden oder es wird eine Unterwasserbetonsohle gegossen.

Eine wasserundurchlässige Schicht (Schicht 16.1.3) wurde mit der Bohrung S/B 121 zwischen 17,9...20,8 m unter GOK (75,28...72,38 m NN) erkundet, mit den Bestandsbohrungen KB 8 zwischen 13,0...14,8 m unter GOK (74,22...72,42 m NN) und KB 9 zwischen 13,5...16,1 m unter GOK (73,71...71,11 m NN).

Wird eine Unterwasserbetonsohle eingebracht, ist die Auftriebswirkung bei der Pfahlbemessung zu berücksichtigen.

3.5 Zusatzbelastung auf Pfähle

Vertikale und horizontale Verschiebungen von Weichschichten können eine zusätzliche Belastung aus negativer Mantelreibung sowie Biegung aus Seitendruck auf Pfähle verursachen.

Ob Einwirkungen aus Seitendruck zu erwarten sind, kann näherungsweise mit Geländebruchuntersuchungen abgeschätzt werden (siehe Grundbautaschenbuch T 3, Aufl. 7, Seite 201ff). Bei einem Grenzwert des Ausnutzungsgrades gemäß EA-Pfähle, Kapitel 4.5.2, Tabelle 4.1 von $\mu < 0,8$ für bindige Böden mit weicher Konsistenz oder ungünstiger kann eine Pfahlbemessung auf Seitendruck entfallen.

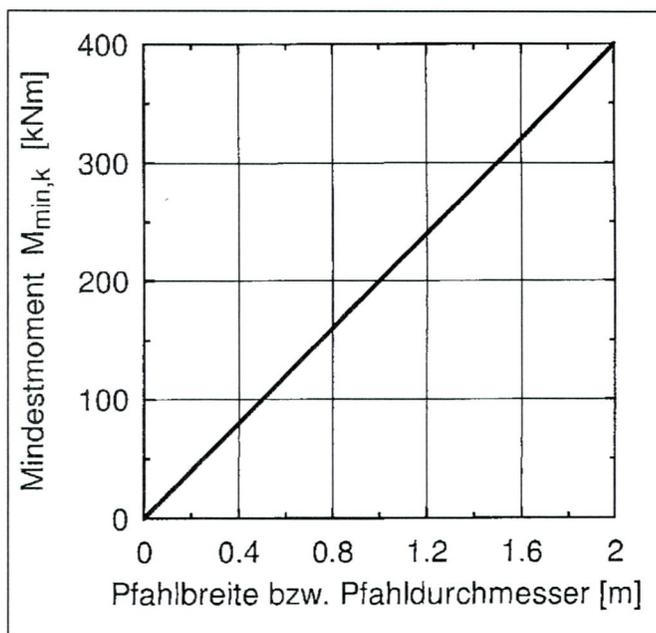


Bild 1: Charakteristische Mindestmomentenbeanspruchung

Sofern Seitendruck zu berücksichtigen ist, sollte nach EA-Pfähle, Kapitel 4.5.5 eine charakteristische Mindestmomentenbeanspruchung gemäß Bild 1 in Abhängigkeit des Pfahldurchmessers berücksichtigt werden.

3.6 Herstellfläche des Brückenüberbaus

Im Bereich der Alten Bahnhofs soll gemäß Aussage des AG der Brückenüberbau für die Mainbrücke hergestellt werden.

Mit den Kleinbohrungen S/RKS 116, 118 und 119 wurden hier bis in Tiefen von 6,4...6,8 m unter GOK locker gelagerte sandige Auffüllungen erkundet. Am Ansatz der S/RKS 116 wurde ein 20 cm dickes Pflaster aufgenommen. Unter den Auffüllungen folgen bis Endtiefe der Kleinbohrungen bei 6,8...8 m unter GOK (95,33...94,21 m NN) mitteldicht gelagerte sandige Hochflutab-



lagerungen und locker bis dicht gelagerte Terrassensande. Die Erkundung S/RKS 116 ist infolge eines unzureichenden Bohrfortschrittes bei 6,8 m unter GOK abgebrochen worden.

Die locker gelagerten Auffüllungen sind für eine setzungsfreie Lastabtragung der Lasten aus dem Bauzustand nicht geeignet. Bodenverbessernde Maßnahmen sind erforderlich.

Wir schlagen hierzu vorab einen Bodenaustausch mit einem Kiespolster von mind. 1 m unterhalb der vorgesehenen Gründungen (z. B. Verschiebbahnen, Herstellgerüste, etc.) vor. Das Kiespolster ist aus einem gut verdichtbaren Material der Bodengruppe GW, GI, SW oder SI herzustellen, welches mit einer Dichte $D_{Pr} \geq 1,0$ zu verdichten ist. Bei dem Kiespolster ist zu beachten, dass dieses gegenüber den Gründungskörper einen allseitigen Überstand in Höhe Unterkante Kiespolster besitzen muss, welcher mindestens so groß wie die Auffüllhöhe ist. Für das Kiespolster können folgende charakteristische Berechnungskennwerte zum Ansatz gebracht:

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

Eine endgültige geotechnische Bewertung, einschließlich Setzungsabschätzung kann erst vorgenommen werden, wenn Planungen und Lastangaben vorliegen.

Die für die Herstellung und den Verschieb vorgesehenen Geräte sollten mit setzungsausgleichenden Stelleinrichtungen ausgerüstet sein.

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 13/ 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 13: Versickerungsfähigkeit von Böden nach DWA-A 138

Boden	Schicht	k_f -Werte [m/s]	$k_{f,korr}$ -Werte [m/s]	Versickerungsfähigkeit
Auffüllung, (Sand), rollig	1.1.1, 1.2.1	$5,6 \cdot 10^{-5} \dots 3,2 \cdot 10^{-4}$ [SE, SU]	$1,1 \cdot 10^{-5} \dots 6,4 \cdot 10^{-5}$ [SE, SU]	versickerungsfähig
Auffüllung, (Sand, Kies), gemischtkörnig	1.3.1, 1.5.2a	$7,0 \cdot 10^{-6}$ [SU*]	$1,4 \cdot 10^{-7}$ [SU*]	nicht versickerungsfähig
Hochflutsand, rollig	5.1.1	$10^{-4} \dots 10^{-6}$ (SU)	$10^{-4} \dots 10^{-6}$ (SU)	versickerungsfähig
Hochflutsand, gemischtkörnig	5.2.1, 5.2.2	$10^{-5} \dots 10^{-8}$ (SU*, ST*)	$10^{-5} \dots 10^{-8}$ (SU*, ST*)	versickerungsfähig bis nicht versickerungsfähig
Hochflutlehm	6.1.1, 6.1.2, 6.1.3	$10^{-7} \dots 10^{-10}$	$10^{-7} \dots 10^{-10}$	nicht versickerungsfähig
Terrasse: Sand/Kies, rollig	10.1.2, 10.1.3, 10.2.1, 10.2.2	$8,1 \cdot 10^{-4}$ (SE)	$1,6 \cdot 10^{-4}$ (SE)	versickerungsfähig
Terrasse: Kies, gemischtkörnig	10.2.4	$1,3 \cdot 10^{-5}$ (GU*)	$2,6 \cdot 10^{-6}$ (GU*)	versickerungsfähig
Tertiär: Sand, rollig	15.1.2, 15.1.3	$1,4 \dots 8,8 \cdot 10^{-4}$ (SE, SU)	$2,8 \cdot 10^{-5} \dots 1,7 \cdot 10^{-4}$ (SE, SU)	versickerungsfähig
Tertiär: Ton	16.1.2, 16.1.3	$10^{-8} \dots 10^{-10}$	$10^{-8} \dots 10^{-10}$	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 13 entnommen werden.

Im vorliegenden Fall besitzen die über dem Grundwasser erkundeten, aufgefüllten Sande sowie die schwach schluffigen Hochflutsande der Bodengruppen [SE, SU, SU-GU] und SU k_f -Werte $>10^{-6}$ m/s und sind gemäß DWA-A138 ausreichend versickerungsfähig. Die gemischtkörnigen Auffüllungen der Bodengruppe [SU*, OH] und die schluffigen, tonigen Hochflutsande sind nur bedingt versickerungsfähig, da ihr k_f -Werte im Grenzbereich von 10^{-6} m/s und liegt. Die Hochflutlehme sind nach DWA-A138 nicht versickerungsfähig, ebenso die tertiären Tone. Die Terrassensande 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 oberhalb des Grundwassers möglich. Dessen ungeachtet, empfehlen wir in Abstimmung mit den zuständigen Behörden zu prüfen, ob das Einleiten der Oberflächenwässer in das bestehende Entwässerungsnetz möglich/erforderlich ist.

3.8 Kolkenschutz

Zur Sicherung des Pfeilers gegen Erosion ist ein Kolkenschutz vorzusehen. Hierzu eignet sich zum Beispiel eine Umspundung oder eine Vorschüttung von Wasserbausteinen. Wir empfehlen unbedingt die zuständige Behörde (Wasserschiffahrtsamt) hierzu einzuschalten.

3.9 Einfluss auf angrenzende Bebauung

Um Gleissenkungen und Nachsetzungen der vorhandenen bahnlinken Brücken zu verhindern bzw. zu minimieren sowie die Standsicherheit der Dammböschungen und Mastanlagen 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.

3.10 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 2.

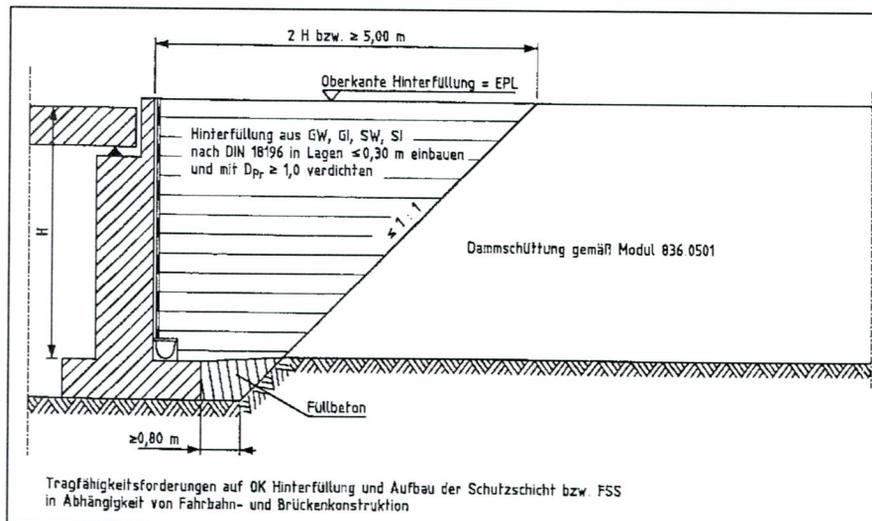


Bild 2: Ausbildung der Hinterfüllung gemäß Ril 836

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.

Bei ca. km 8,025 der Strecke 3624 ist im Bestandsdamm eine alte Eisenbahnüberführung vorgefunden worden. Diese Brücke ist zum Teil zugeschüttet. Wir empfehlen, die vorhandenen vermutlich locker gelagerten Verfüllstoffe auszubauen. Wird die Brücke nicht abgerissen, empfehlen wir eine Verfüllung entsprechend der oben beschriebenen Hinterfüllung.

3.11 Wiederverwendbarkeit der Aushubmassen

Die bei der Erweiterung der Eisenbahnüberführung anfallenden Erdmassen stellen sandige, in geringen Mengen kiesige Auffüllungen dar, sowie die anstehenden Hochflutablagerungen und die quartären und tertiären Sedimente, darüber hinaus den 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 den Neubau einer Eisenbahnüberführung über den Main 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 enggestuften und schwach schluffigen bis schluffigen Sanden sowie humosen Kiesen. Im Dammbereich weisen die Auffüllungen Mächtigkeiten bis 8,8 m auf und im Straßenbereich vor den bestehenden Widerlagern bis 3,3 m. Darunter folgen locker bis mitteldicht gelagerte Hochflutsande und breiige bis steife Hochflutlehm. Unter diesen Ablagerungen stehen



die lockeren bis dichten Terrassensande/-kiese und die mitteldicht bis dicht gelagerten tertiären Sande an. In den tertiären Sanden finden sich immer wieder in unterschiedlichen Horizonten und Mächtigkeiten bindige Zwischenlagen mit weicher bis steif/halbfester Konsistenz.

Das Grundwasser wurde mit den Kernbohrungen S/B 120, 121 und 122 bei 89,83...92,33 m NN angeschnitten. Wir empfehlen, den Bemessungswasserstand zuzüglich eines Sicherheitszuschlages von 1 m bei ca. 93,3 m NN anzusetzen.

Ausgehend von den Erkundungsergebnissen ist eine Tiefgründung der neuen Brücke auf Bohrpfählen möglich.

Für die Herstellfläche des Brückenüberbaus sind bodenverbessernde Maßnahmen, Bodenaustausch mit einem 1 m dicken Kiespolster und Nachverdichtung der Aushubsohle, erforderlich.

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

