



Dipl.-Ing. Steffen Müller

Öffentlich bestellter und vereidigter
Sachverständiger für Baugrundbeurteilung, Geo-
kunststoffe, Erdbau für Verkehrswege einschließlich
Böschungen durch die Industrie- und Handelskam-
mer Dresden, Langer Weg 4, 01239 Dresden

4. Ergänzung

zum geotechnischen Bericht

mit abfallrelevanten Untersuchungen

Projekt	Stadtbahn 2020, TA 1.2, Verkehrszug Nossener Brücke - Nürnberger Straße, Bereich B, Brückenkonstruktion zwischen Widerlager Ost Zwickauer Straße und Widerlager West Fabrikstraße in Dresden
Auftraggeber	Dresdner Verkehrsbetriebe AG Trachenberger Straße 40 01129 Dresden Telefon: 0351 / 857-0
Auftragnehmer	GEPRO Ingenieurgesellschaft für Geotechnik, Verkehrs- und Tiefbau und Umweltschutz mbH Caspar-David-Friedrich-Straße 8 01219 Dresden Telefon: 0351 / 87775-0
Unser Zeichen	942-113-BER
Bearbeiter	Dipl.-Ing. Steffen Müller Dipl.-Ing. Hans-Martin Schulze
Datum	10.11.2016

Die 4. Ergänzung umfasst 11 Seiten.

P:\942-13_Nossener Brücke\07-Ausgang\113-BER - 4. Ergänzung zum geotechnischen Bericht\942-113-BER.docx

INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
1	Veranlassung.....3
2	Geotechnische Bewertung von speziellen Themen.....4
2.1	Vertikaler und horizontaler Quelldruck sowie Quelldauer von Plänermergel.....4
2.2	Steifemodul des Plänermergels.....7
2.3	Vertikale Wasserdurchlässigkeit des Plänermergels und in den Baugruben zu erwartende Mengen an austretendem Grundwasser8
2.4	Risiko eines hydraulischen Grundbruches in den Sohlen der Start- und Zielgruben und Empfehlung zum Umgang mit diesem Risiko10

UNTERLAGENVERZEICHNIS

- [U1] GEPRO INGENIEURGESELLSCHAFT MBH: sGeotechnischer Bericht mit abfallrelevanten Untersuchungen, Stadtbahn 2020, TA 1.2, Verkehrszug Nossener Brücke - Nürnberger Straße, Bereich B, Brückenkonstruktion zwischen Widerlager Ost Zwickauer Straße und Widerlager West Fabrikstraße in Dresden% Dresden, 24.10.2014.
- [U2] GEPRO INGENIEURGESELLSCHAFT MBH: sAntwort auf den Prüfbericht von ICL Consult vom 14.07.2015 zur Prüfung unseres geotechnischen Bericht vom 24.10.2014% Dresden, 23.07.2015.
- [U3] GEPRO INGENIEURGESELLSCHAFT MBH: s1. Ergänzung zum Geotechnischen Bericht mit abfallrelevanten Untersuchungen, Stadtbahn 2020, TA 1.2, Verkehrszug Nossener Brücke - Nürnberger Straße, Bereich B, Brückenkonstruktion zwischen Widerlager Ost Zwickauer Straße und Widerlager West Fabrikstraße in Dresden% Dresden, 08.01.2016.
- [U4] GEPRO INGENIEURGESELLSCHAFT MBH: s2. Ergänzung zum Geotechnischen Bericht mit abfallrelevanten Untersuchungen, Stadtbahn 2020, TA 1.2, Verkehrszug Nossener Brücke - Nürnberger Straße, Bereich B, Brückenkonstruktion zwischen Widerlager Ost Zwickauer Straße und Widerlager West Fabrikstraße in Dresden% Dresden, 04.02.2016.
- [U5] GEPRO INGENIEURGESELLSCHAFT MBH: s3. Ergänzung zum Geotechnischen Bericht mit abfallrelevanten Untersuchungen, Stadtbahn 2020, TA 1.2, Verkehrszug Nossener Brücke - Nürnberger Straße, Bereich B, Brückenkonstruktion zwischen Widerlager Ost Zwickauer Straße und Widerlager West Fabrikstraße in Dresden% Dresden, 03.08.2016.

- [U6] ICL INGENIEUR CONSULT DR.-ING. A. KOLBMÜLLER GMBH: Protokoll einer am 16.08.2016 in Dresden durchgeführten Besprechung bei der Unteren Wasserbehörde im Umweltamt der Landeshauptstadt Dresden \S 2. Technische Abstimmung; Grundwassereingriffe; Grundwasserbelastung; Wasserhaltung und Vorflut% Leipzig, 16.08.2016.
- [U7] ICL INGENIEUR CONSULT DR.-ING. A. KOLBMÜLLER GMBH: \S 4.4 Setzungsberechnung% für die Sohle der Start- und Zielgruben.- Leipzig, 22.09.2016.

1 Veranlassung

Am 16.08.2016 fand in den Räumen der Unteren Wasserbehörde des Umweltamtes der Landeshauptstadt Dresden eine größere Besprechung zu den Randbedingungen für eine wasserrechtliche Genehmigung des für die Fernwärmeleitungen der DREWAG geplanten Rohrvortriebes DN 3.000 und seiner Start- und Zielgruben statt [U6].

Dabei wurden zunächst gemeinsam mit Vertretern der Unteren Wasserbehörde die für eine wasserrechtliche Genehmigung noch beizubringenden Planungselemente besprochen.

Anschließend wurde in einer kleineren Runde aus Bauherrenvertretern der DVB AG, aus Planern von ICL, dem Prüfenieur Herrn Prof. Bösche und Herrn Müller vom Baugrundgutachter GEPRO abgestimmt, welche fachlichen Aussagen der Baugrundgutachter GEPRO noch liefern soll. Konkret wurde dabei vereinbart, dass GEPRO auf Basis einer möglichst wirtschaftlichen Lösung und unter Inkaufnahme von für einen Bauherren verträglichen Baugrundrisiken in einer knappen Form aussagen soll:

- zur Größe und zur zeitlichen Entwicklung des vertikalen und des horizontalen Quelldruckes von Plänermergel auf die Bohrpfahlwände der Start- und Zielgrubenverbaue, auf die Sohlen der Start- und Zielgruben und auf das Mantelrohr des Rohrvortriebes,
- zum Steifemodul des Plänermergels für die Bemessung der horizontalen Bettung der Bohrpfahlwände der Start- und Zielgrubenverbaue,
- zur vertikalen Wasserdurchlässigkeit des Plänermergels und zu den in den Baugruben zu erwartenden Mengen an austretendem Grundwasser sowie
- zum Risiko eines hydraulischen Grundbruches in den Sohlen der Start- und Zielgruben und Empfehlung zum Umgang mit diesem Risiko.

Diese Aussagen sollen die bisherigen Aussagen des geotechnischen Berichtes [U1], einer zugehörigen Anmerkung [U2] und seiner 3 Ergänzungen [U3], [U4] und [U5] komplettieren bzw. gegebenenfalls ersetzen.

Dementsprechend stellt die vorliegende 4. Ergänzung eine Fortführung von [U1], [U2], [U3], [U4] und [U5] dar.

2 Geotechnische Bewertung von speziellen Themen

2.1 Vertikaler und horizontaler Quelldruck sowie Quelldauer von Plänermergel

Laut [U5] liegt s.. der vom Plänermergel oberhalb von 20 m Tiefe entwickelte Quelldruck ... um Einiges über 50 kN/m² ... und sind s.. die zu erwartenden Quellhebungen ... mit Werten $q_{0,0} < 1$ % als sehr gering bis gering einzustufen%

Demzufolge hält [U5] die bereits in [U1] getätigte Aussage aufrecht, wonach der horizontale und vertikale Quelldruck des Gebirges als Produkt aus Überdeckungshöhe @21 kN/m³ zu errechnen ist, jedoch 400 kN/m² nicht übersteigen soll. (Der in [U5] geschriebene Zahlenwert 24 kN/m³ ist dabei ein offensichtlicher Schreibfehler.)

Bezüglich der Quellgeschwindigkeit schreibt [U5], dass s.. eine 20 mm dicke und einen Durchmesser von 70 mm aufweisende, im Wasser lagernde Probe des Plänermergels ... innerhalb von etwa ... 45 Stunden um etwa 0,36 % [quillt] und ... dabei etwa 3 % Wasser ... aufnimmt.

Diese Angaben von [U1] und [U5] werden nun wie folgt aktualisiert:

In den in [U5] dokumentierten 4 Quellhebungsversuchen der HTW Dresden wurden die zunächst trockenen Probekörper anfangs auf 600 kN/m² vorkomprimiert und anschließend auf 50 kN/m² entlastet. Erst nach Abklingen der dabei entstehenden Entlastungshebungen wurden die Proben unter Beibehaltung der 50 kN/m² Auflast unter Wasser gesetzt und die nun folgenden Quellhebungen gemessen.

Bei den 4 Quellhebungsversuchen ergaben sich laut den Zahlenwerten in den 4 Quellhebungsdiagrammen Quellhebungsbeträge sh_{\pm} von 0,003343, 0,004102, 0,005241 und 0,001850 infolge Wasserzugabe während des Aufrechterhaltens von 50 kN/m² Auflast. Der Mittelwert dieser 4 Werte beträgt überschlägig 0,0036, den GEPRO zur Veranschaulichung in einen Prozentwert von 0,36 % umgerechnet hatte.

Für die in Bild 5 von [U5] gezeigte Probe 2 mit einer Quellhebung sh_{\pm} von 0,004102 gilt laut der Anlage 10 von [U5] die im nachstehenden Bild 1 wiedergegebene Tabelle.

Benennung :			σ	s'	E_s	e	c_v	$C_{\alpha\alpha}$
Beschreibung :			[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]	[-]	[m ² /s]	[-]
Grundfläche A :	40.00	[cm ²]	25.0	0.0021	18430	0.140		
Wasserzugabe bei :	50	[kPa]	50.0	0.0034	21472	0.138		
schweb. Ring ab :	25	[kPa]	100.0	0.0056	29661	0.136		
Anfangshöhe h_A :	20.72	[mm]	200.0	0.0085	47310	0.133		
Einbauwassergehalt w_A :	0.0153	[-]	400.0	0.0118	66444	0.129		
Einbaumasse m_A :	183.75	[g]	600.0	0.0144	76907	0.126		
Anfangsdichte ρ_A :	2.395	[g/cm ³]	600.0	0.0144	125384	0.126		
Trockendichte ρ_D :	2.359	[g/cm ³]	200.0	0.0113	74962	0.129		
Ausbauwassergehalt w_B :	0.0423	[-]	50.0	0.0072	36234	0.134		
Ausbaumasse m_B :		[g]	50.0	0.0031		0.139		
Enddichte ρ_B :		[g/cm ³]						
Korndichte ρ_s :	2.700	[g/cm ³]						

Bild 1 Quellergebnisse der Probe 2 im Ödometerversuch (entnommen aus Anlage 10 von [U5]).

Stadtbahn 2020, TA 1.2, Verkehrszug Nossener Brücke - Nürnberger Straße, Bereich B,
Brückenkonstruktion zwischen Widerlager Ost Zwickauer Straße und Widerlager West Fabrikstraße in Dresden

Die Quellhebung sh wurde dabei aus der Differenz zwischen der erfolgten Hebungssumme bei 50 kN/m^2 vor der Wasserzugabe und der erfolgten Hebungssumme bei 50 kN/m^2 nach der Wasserzugabe ermittelt. Für das konkrete Beispiel der Probe 2 sind das $0,0072 - 0,0031 = 0,0041$ (bzw. aus programmtechnischen Gründen $0,004102$).

Weil der Pläner aufgrund seiner weitgehend sählig gebliebenen Schichtung aus Sedimentablagerungen ein schieferartiges, stark anisotropes Verhalten mit einer hohen Festigkeit in vertikaler (= seigeren) und einer deutlich geringeren Festigkeit in horizontaler (= sähligen) Richtung aufweist, ist es nach Auffassung von GEPRO plausibel, die von ihm bei größeren Quellbewegungen ausgehenden Quelldrücke in vertikale und horizontale Richtung zu unterscheiden:

- In vertikale Richtung soll weiterhin der Quelldruck als Produkt aus Überdeckungshöhe $\otimes 21 \text{ kN/m}^3$ bei Begrenzung auf einen Maximalwert von 400 kN/m^2 errechnet werden.
- In horizontale Richtung soll der Quelldruck jedoch als Produkt aus $50 \% \otimes$ Überdeckungshöhe $\otimes 21 \text{ kN/m}^3$ bei Begrenzung auf einen Maximalwert von 400 kN/m^2 ermittelt werden.

Anmerkung 1: Das Quellpotential kann nicht größer als die gegenwärtige Auflast sein, wobei die Auflast vereinfachend als Mittelwert der Überdeckung modelliert wurde. Unter Berücksichtigung der Genese dürfte das Quellpotential eher niedriger sein, weil der Weißeritzschotter und die Auelehme erst in geologisch jüngerer Zeit auf dem zuvor frei liegenden Plänerersatz abgelagert wurden.

Anmerkung 2: Mit der obigen Vorgabe für den vertikalen Quelldruck ergeben sich vertikale Erddrücke \otimes als ob die vorhandene Bodenüberdeckung durchweg aus einem nichtbindigen Lockergestein besteht. Die zugehörigen horizontalen Erddrücke sind dann etwa so groß wie bei einem Ansatz von erhöhtem aktiven Erddruck aus $50 \% k_a$ und $50 \% k_0$ eines hochwertigen nichtbindigen Lockergesteins.

Weil das Quellen sehr langsam verläuft, weil der Pläner nur sehr gering wasserdurchlässig ist, weil beim Rohrvortrieb ein Überschnitt von 30 mm geplant ist und weil der Rohrvortrieb innerhalb von wenigen Wochen Zeitdauer erfolgen wird, stellt das Quellpotential des Pläners keine Gefahr für ein Behindern des Rohrvorpressens dar.

Für die etwa 18 Monate als Baugrubenumschließungen zu nutzenden Bohrpfahlwände der Start- und Zielgruben können sich wegen deren recht langer Nutzungsdauer hingegen relevante Quelldrücke und entsprechende Quellverformungen einstellen. Auch weil die Abminderung des horizontalen Quelldruckes auf 50% des vertikalen nicht sicher belegt werden kann, wird zum Umgang mit dem Restrisiko eines Auftretens von noch größeren horizontalen Quelldrücken empfohlen, die Sekundärpfähle der Bohrpfahlwände zum Vermeiden eines spröden Brechens mit einer Mindestbewehrung zu versehen und das Verformungsverhalten der Bohrpfahlwände messtechnisch zu beobachten. Wenn sich wider Erwarten zu

große Pfahldurchbiegungen bzw. Pfahlbewegungen ergeben sollten, kann dann mittels nachträglichen Verankerungen oder Absteyfungen ein weiteres Verformen verhindert werden.

Bezüglich der an den Sohlen der Start- und Zielgruben zu erwartenden Hebungspotentiale hat der Planer ICL mit [U7] den zeitlichen Verlauf der auf die Sohlen wirkenden Vertikalspannungen abgeschätzt (siehe Bild 2) und hierzu um eine Beurteilung gebeten, ob sich die dadurch einstellenden Vertikalverformungen negativ auf den bauzeitlichen Rohrvortrieb und auf die nutzungszeitlich wichtigen Fugen zwischen den in die Start- und Zielgruben eingestellten Schachtbauwerken und der Rohrtrasse DN 3.000 auswirken können.

2.4. Setzungsberechnung

Für die Ermittlung der Beanspruchung zwischen Vortriebsrohr und Baugrubenwand bzw. Bauwerkswand werden im folgenden Setzungs- und Hebungsmaße der Baugrubensohle ermittelt. Dabei wird insbesondere die Quellneigung des Pläners berücksichtigt.

Für die Baugrubensohle der Startgrube ergibt sich folgende Belastungsgeschichte:

Belastung der Sohle						
Zustand i	Beginn d.	Dauer Tage	Ende d.	γ kN/m ³	z m	Bodenspannung kN/m ²
Aushub	0	90	90	-20	19,10	-382
Betonsohle einbauen	90	20	110	23	2,00	46
Vortriebsarbeiten + Beräumung	110	120	230	0	0,00	0
Bauwerk errichten	230	150	380	100	1,00	100
Baugrube verfüllen	380	20	400	75	1,00	75
too	400	10000	10400	0	0,00	0
						-161

Bild 2 Zeitlicher Ablauf der Bodenpressungen auf die Sohlen der Start- und Zielgruben gemäß [U7].

Stark vereinfachend sagt [U7] für die Höhen der beiden Baugrubensohlen aus,

- dass die Baugrubensohlen gegenwärtig mit 382 kN/m² Auflast vorbelastet sind,
- dass infolge des Baugrubenaushubes und der anschließenden Rohrvortriebs- und Schachtbauarbeiten diese Auflast für die Dauer von etwa 400 Tagen auf etwa 0 kN/m² zurückgeht und
- dass nach Ende der Arbeiten dann wieder eine dauerhafte Auflast von nur noch 382 - 161 = 221 kN/m² bestehen wird.

Wenn man wieder stark vereinfachend und sicherlich deutlich auf der sicheren Seite liegend unterstellt, dass der Plänmergel im Vertikalabstand von etwa 200 cm (!) horizontal geklüftet

ist und dass in diesen Klüften freies Bodenwasser vorhanden ist, kann die Dauer des Hebungs Vorganges wie folgt abgeschätzt werden:

Wenn bei den zwei Zentimeter dicken Proben der Quellhebungsvorgang nach 45 Stunden abgeschlossen ist, wird er bei den 100 mal dickeren Kluftabständen des natürlich lagernden massiven Pläners etwa 100 mal langsamer und folglich erst nach $100 \times 45 \text{ Stunden} = 200 \text{ Tagen}$ zum Stillstand kommen.

Weil ICL von einer Bauzeit von 400 Tagen ausgeht, kann folglich mit hinreichender Gewissheit ausgesagt werden, dass es nach dem Bauende zu keinen bzw. zu keinen merklichen Hebungen mehr kommen kann.

Im Übrigen ist das im Labor gefahrene Belastungsregime aus 600 kN/m^2 Vorbelastung und 50 kN/m^2 Dauerlast deutlich verformungsintensiver als das in [U7] ermittelte wirklichkeitsnähere Belastungsregime aus 382 kN/m^2 geologische Vorbelastung, 0 kN/m^2 bauzeitliche Auflast und schließlich 221 kN/m^2 endgültige Dauerlast, so dass die obige Abschätzung von maximal 200 Tagen Hebungsdauer sehr wahrscheinlich in der Praxis unterschritten werden wird.

Zugleich kann man relativ sicher sein, dass die 221 kN/m^2 endgültige Dauerlast ausreichen werden, um jedes künftige Quellen zu unterdrücken, welches sich an eine fast 400 Tage andauernde Auflast von etwa 0 kN/m^2 anschließen kann.

Anhand dieser Abschätzungen empfiehlt GEPRO,

- auf dem Baubeginn vorausgehende ergänzende Feld- und Laboruntersuchungen zum Hebungspotential zu verzichten,
- zugleich aber zur Beweissicherung und zur Wahrung von Reaktionsmöglichkeiten die tatsächlich im Bauverlauf eintretenden Hebungen bzw. Verformungen zu beobachten.

2.2 Steifemodul des Plänermergels

Bei den an der HTW Dresden (FH) an 4 Plänerproben durchgeführten Quellversuchen wurde auch der Steifemodul bestimmt. In dem zugehörigen, der Unterlage [U5] als Anlage 10 beigefügten Laborbericht Nr. 15_37 vom 01.07.2016 ist für jede der 4 Proben ein Diagramm *Steifemoduln in Abhängigkeit der Spannungen* gefertigt. Diesen Diagrammen zufolge können für eine Spannung von 400 kN/m^2 Steifemoduln E_s von etwa 60 MN/m^2 , 67 MN/m^2 , 66 MN/m^2 bzw. 37 MN/m^2 abgelesen werden.

Aufgrund dieser Ergebnisse hatte GEPRO seine in [U1] getätigte vorsichtige Einschätzung des Steifemoduls E_s mit $50 - 300 \text{ MN/m}^2$ (Mittelwert $75,0 \text{ MN/m}^2$) in [U5] revidiert und für den Plänermergel mit mittlerer bis ausgezeichneter Felsqualität den Steifemodul E_{sk} bei 400 kN/m^2 (Gebirge) mit $20 \text{ MN/m}^2 - 80 \text{ MN/m}^2$ (charakteristischer Wert 40 MN/m^2) und für den Plänermergel mit sehr geringer bis geringer Felsqualität die Werte $15 \text{ MN/m}^2 - 30 \text{ MN/m}^2$ (charakteristischer Wert 20 MN/m^2) benannt.

Bei einer zwischenzeitlichen Rückfrage bei dem Ersteller des Laborberichtes Nr. 15_37 sagte dieser, dass die Angaben der Steifemodul-Spannungs-Diagramme unrealistisch niedrige Werte aufzeigen. Für die Quellversuche wurden die Proben auf Scheiben von 20 mm Höhe

konfektioniert werden und in Stahlringe von 7 cm Durchmesser eingebaut. Weil ein exaktes Zuschneiden von 70 mm großen Plänerscheiben nicht möglich war, wurden im Durchmesser kleinere Scheiben geschnitten und wurde der verbleibende Ringspalt mit einer Zementschlämpe verfüllt. Weil die derart vorbereitete Probe beim Abdrücken sehr wahrscheinlich seitlich deformieren konnte, sind die ermittelten Steifigkeiten nicht glaubwürdig. Im Laborbericht wurde auf diesen einschränkenden Umstand nicht aufmerksam gemacht, weil er zuvorderst die Quelleigenschaften behandelte.

Die obigen Angaben von [U1] und [U5] werden auch wegen der Klarstellung zum Laborbericht Nr. 15_37 nun wie folgt aktualisiert:

Weil der Plänermergel der Schicht 5 nachweislich sehr hohe einaxiale Druckfestigkeiten aufweist und weil der Steifemodul von Betonen und von mit hydraulischen Bindemitteln behandelten qualifizierten Bodenverbesserungen erfahrungsgemäß in den Größenordnungen von $E_s \cdot 10^4$ 30.000 MN/m² bzw. $E_s \cdot 10^4$ 500 bis 1.000 MN/m² liegt, kann dem Plänermergel der Schicht 5 ein plausibler mittlerer Steifemodul $E_s = 500$ MN/m² zugewiesen werden. Dieser Steifemodul kann sowohl vertikal als auch horizontal wirkend verwendet werden.

2.3 Vertikale Wasserdurchlässigkeit des Plänermergels und in den Baugruben zu erwartende Mengen an austretendem Grundwasser

In Auswertung von Pumpversuchen an Grundwassermessstellen sagt [U5] aus, dass der Durchlässigkeitsbeiwert k_f des Plänermergel im Umfeld der Startgrube zwischen $5 \cdot 10^{-6}$ m/s und $2 \cdot 10^{-5}$ m/s liegt.

Diese Angabe von [U5] wird nun wie folgt aktualisiert:

Die in [U5] angegebene Wasserdurchlässigkeit gilt für den horizontalen Wasserstrom, weil mit der in einem senkrechten Bohrloch befindlichen Grundwassermessstelle die in die Bohrlochwand eindringende Wassermenge gemessen wird.

Weil das dicht lagernde (und quellfähige) Gestein des Plänermergels praktisch wasserundurchlässig ist ($k_f < 1 \cdot 10^{-9}$ m/s), erfolgen Wasserbewegungen im Pläner allein durch dessen Klüfte. Diese Klüfte verlaufen der schieferartigen und sölilig liegenden Struktur des Pläners geschuldet weit überwiegend horizontal, so dass die horizontale Wasserdurchlässigkeit des Gebirges deutlich größer als die vertikale ist.

So wirkt der den Boden der Dresdner Elbtalweitung abdeckende Plänermergel (Mächtigkeiten von 57 m in der Zwickauer Straße 50, von 90 m in der Schaffhirschen Papiermühle im Gleisdreieck westlich des Hauptbahnhofes oder von 130 m am Antonsplatz) für den im darunter folgenden Sandstein vorhandenen Aquifer als Wasserstauer, so dass dessen Wasser stark gespannt ist und bei Durchbohrungen des Pläners artesisch zutage tritt (historische artesischen Brunnen z. B. am Antonsplatz, am Albertplatz oder in der Schaffhirschen Papiermühle).

Die im Dresdner Stadtzentrum errichteten großen Baugruben der letzten Jahre (z. B. Wiener Platz, Centrum-Galerie oder ESAG-Gebäude am Hauptbahnhof) wurden mit in den Pläner einbindenden Wänden aus Spundbohlen und/oder Bohrpfählen errichtet und beweisen dabei, dass der Pläner auch großflächig nur eine geringe vertikale Wasserdurchlässigkeit besitzt.

So wurde z. B. für die Baugrube am Wiener Platz eine allein auf die Baugrubenwände bezogene Leckwasserrate von 2,4 Litern je 1.000 m² vom Grundwasser benetzte Wandfläche und Sekunde (= 2,4 l/(s · 1.000 m²)) unter Negierung von aus der Baugrubensohle austretendem Grundwasser vertraglich vereinbart und lagen die tatsächlichen Abpumpmengen unterhalb der sich aus zulässiger Leckwasserrate und Wandfläche ergebenden Menge.

GEPRO schätzt deshalb vorsichtig ein, dass der Plänermergel samt seiner Klüfte eine mittlere vertikale Wasserdurchlässigkeit $k_{fv} \text{ m1} \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$ aufweist.

Für die konkreten Verhältnisse der Start- und Zielgruben, die je etwa 7 m tief in mit Grundwasser gefüllten Weißeritzschotter einbinden, die nach Information von ICL je etwa 154 m² Grundfläche und je etwa 35 m umlaufende Wandlänge aufweisen und deren Wände aus wenigstens etwa 5 m unter die Grubensohlen reichenden überschrittenen Bohrpfählen bestehen, kann unter Verwendung einer zulässigen Leckwasserrate von 2,4 Litern je 1.000 m² vom Grundwasser benetzte Wandfläche und Sekunde der in jeder Grube zu erwartende Grundwasserzustrom wie folgt überschlagen werden:

- Zustrom aus der Sohle: $1 \cdot 10^{-7} \text{ m/s} \cdot 154 \text{ m}^2 = 1,54 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} \approx 1,5 \text{ m}^3/\text{Tag}$,
- Zustrom aus den Wänden: $2,4 \text{ l/(s} \cdot 1.000 \text{ m}^2) \cdot 7 \text{ m} \cdot 35 \text{ m} = 0,588 \text{ l/s} \approx 59 \text{ m}^3/\text{Tag}$.

Diese Mengen sind sowohl für das im Plänermergel fließende Grundwasser als auch für den stark wasserführenden Weißeritzschotter als oberen Grundwasserleiter unbedeutend, so dass in den Nachbargeländen keine schädlichen, über die normalen Jahresschwankungen hinausgehenden Grundwasserabsenkungen zu befürchten sind.

Anmerkung 1: Bei der Abschätzung der über die Baugrubenwände zusickernden Wassermengen wurden diejenigen Mengen negiert, die über die im Pläner stehenden Wandflächen zutreten. Dies wird mit den nur über kleinflächige, schmale Klüfte erfolgenden Wasserzutritten erklärt, für die die Zuweisung einer benetzten Wandfläche schwierig ist und die sich vergleichsweise leicht beim Pfahlbetonieren bzw. nachträglich abdichten lassen.

Anmerkung 2: Für mittels Schlitzwänden herzustellende Dichtwände und für mittels HDI herzustellende Dichtsohlen wurde bei dem Alexa-Einkaufszentrum in Berlin-Mitte eine zulässige Leckwasserrate von 1,5 l/(s · 1.000 m²) festgelegt. Bei einer mittels HDI abzudichtende Brückenbaugrube in Weingarten/Baden war eine zulässige Leckwasserraten von 3,0 l/(s · 1.000 m²) vereinbart. Für eine an der österreichischen Unterinntalbahn nach Wahl des Auftragnehmers herzustellende Baugrubenumschließung war eine zulässige Leckwasserrate von 5,0 l/(s · 1.000 m²) vorgegeben.

Angesichts dieser am Markt üblichen und in der Praxis bewährten Leckwasserraten hält GEPRO für die Dresdner Baugrundverhältnisse und für

die Qualitätsvorgabe von wasserdichten Baugruben aus Spundbohlen oder Bohrpfählen die Vereinbarung einer zulässigen Leckwasserrate von $m^2,0 \text{ l/(s} \cdot 1.000 \text{ m}^2)$ oder von $m^2,5 \text{ l/(s} \cdot 1.000 \text{ m}^2)$ für technisch und wirtschaftlich angemessen.

Weil die beiden Baugrubenumschließungen aufgrund ihrer gerundeten Formen günstig wirkende Druckringe bilden und weil zur Gewährleistung der Maßhaltigkeit der langen, im Pläner abzusetzenden Pfähle relativ große Pfahldurchmesser von 120 cm geplant sind, dürften sich unter Voraussetzung einer qualitätsgerechten Pfahlherstellung baupraktisch wesentlich niedrigere Leckwassermengen von nur wenigen m^3 je Tag und Grube ergeben.

2.4 Risiko eines hydraulischen Grundbruches in den Sohlen der Start- und Zielgruben und Empfehlung zum Umgang mit diesem Risiko

Zum Risiko eines hydraulischen Grundbruches in den Sohlen der Start- und Zielgruben sagt von den von GEPRO gefertigten Unterlagen [U1], [U2], [U3], [U4] und [U5] nur die Unterlage [U4] aus und enthält folglich auch nur diese Empfehlungen zum Umgang mit diesem Risiko.

[U4] zufolge kann in der Zielgrube s.. *sehr wahrscheinlich auf eine Sohldichtung und auf eine massive Auftriebssicherung verzichtet werden.*%

Für die Startgrube musste zum Zeitpunkt der Erstellung von [U4] noch auf die 40 m außerhalb der Startgrube platzierte Bohrung der GWMS 2 zurückgegriffen werden. Weil in der GWMS 2 in dem Horizont zwischen 19 m und 26 m Tiefe stark zerrütteter Pläner erbohrt wurde, wurde in [U4] vorgeschlagen, entweder die Baugrubensohle um einige Meter anzuheben oder die Sohle mittels Entspannungsbohrungen oder mittels tief reichenden, in nicht zerrütteten Fels einbindenden Bohrpfählen der Baugrubenumschließung zu sichern.

Diese Angabe von [U4] wird nun wie folgt aktualisiert:

Die nachträglich in der Startgrube abgesetzte Bohrung KB D1/16 zeigt, dass in Höhe der jetzt geplanten Sohle der Startgrube und in den darunter folgenden Metern der Plänermergel sehr kompakt und wenig geklüftet ist und hohe einaxiale Druckfestigkeiten aufweist.

Ein solches nahezu monolithisches Festgestein setzt dem Auftrieb des Bodenwassers einen hohen Widerstand entgegen. Dieser Widerstand wird durch die vergleichsweise kleine Baugrubensohlfläche, die gerundete Baugrubenform von etwa 10 m Durchmesser und die geplante Absetztiefe der umschließenden Bohrpfähle bei etwa 10 m unter der Baugrubensohle zusätzlich erhöht.

Schließlich ist die Wasserdurchlässigkeit im Pläner sehr gering, so dass sich Verformungen und damit Schäden nur sehr langsam entwickeln und es folglich bei einem Entstehen von unsicher werdenden Zuständen genügend Reaktionszeit zur Beendigung eines solchen Zustandes z. B. mittels nachträglichen Entspannungsbohrungen oder Verankerungen gibt.

4. Ergänzung zum geotechnischen Bericht mit abfallrelevanten Untersuchungen

Stadtbahn 2020, TA 1.2, Verkehrszug Nossener Brücke - Nürnberger Straße, Bereich B,
Brückenkonstruktion zwischen Widerlager Ost Zwickauer Straße und Widerlager West Fabrikstraße in Dresden

GEPRO empfiehlt deshalb unter Inkaufnahme eines kleinen Restrisikos, die Startgrube und die Zielgrube nicht von vornherein mit dem Aushub vorausseilenden zusätzlichen Auftriebssicherungen zu versehen, sondern über deren Einbau anhand des laufenden Baugrubenaus-hubes zu entscheiden.

Dabei sollte anhand des sich beim Aushub ergebenden Wasserzustromes in die Baugrube und der auf der Baugrubensohle erkennbaren Klüftigkeit, Kompaktheit und Festigkeit des Pläners entschieden werden, ob eine Auftriebssicherung eingebaut werden soll.

Mit hoher Wahrscheinlichkeit wird sich bei einer solchen Vorgehensweise zeigen, dass aus den Sohlen der beiden Baugruben keine nennenswerten Wassermengen in der Größenord-nung von weniger als 1 m³ je Tag und Baugrube austreten werden und dass ein Anbringen von Auftriebssicherungen nicht erforderlich sein wird. Auch dürfte sich ergeben, dass ein massives Abdecken der Sohlen unterbleiben kann und dass ein Aufbringen von ebennenden, vor Verwitterung schützenden und zugleich gegenüber den Baustellenbeanspruchungen hinreichend widerstandsfähigen Betondecken ausreichen wird.

Dresden, den 10.11.2016



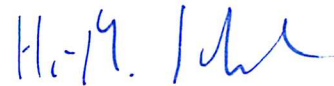
Dipl.-Ing. Steffen Müller
Geschäftsführer

von der Ingenieurkammer Sachsen öffentlich
bestellter und vereidigter Sachverständiger für
Baugrundbeurteilung, Geokunststoffe, Erdbau
für Verkehrswege einschließlich Böschungen.

vom Eisenbahn-Bundesamt anerkannter Gutachter
für Baumaßnahmen im Eisenbahnbau
im Sachgebiet Geotechnik für die Tätigkeitsabschnitte
Erd- und Grundbau, Spezialtiefbau und Geokunststoffe.



i.A.



Dipl.-Ing. Hans-Martin Schulze
Projektingenieur

nach § 18 BBodSchG anerkannter
Sachverständiger



Verteiler

- DVB AG (Frau Boden)
- GEPRO

3 x Original, 1 digital,
1 digital.