

Tab. 7: Klassifizierung und Eigenschaften Schicht 3.1 – Festgestein, VZ - VE

Klassifikation	(FGSV-Merkblatt)	Sandstein
Verwitterungsgrad	(FGSV-Merkblatt)	verwittert bis entfestigt
Boden- und Felsgruppen		SG
Farbe		hellbraun, hellrotbraun, (hell-) grau
Schichtung	(FGSV-Merkblatt)	plattig (bankig)
Kornbindung		sehr mürbe
Veränderlichkeit bei Atmosphäreinfluss		gering bis mittel
Verdichtbarkeit		schlecht
Scherfestigkeit		groß bis mittel
Zusammendrückbarkeit		gering
Durchlässigkeit	(DIN 18130)	schwach durchlässig (über Klüfte auch durchlässig)
Verwendbarkeit für Erdbauzwecke		bedingt geeignet
Besonderheiten, Hinweise		Festigkeit der Sandsteine kann primär bereits deutlich variieren

Schicht 3.2: Festgestein, VA - VU

Das angewitterte bis unverwitterte Festgestein, welches sich von Schicht 3.1 durch einen geringeren Verwitterungsgrad unterscheidet, reicht bis weit unter die Baueinflusstiefe. Beim Übergang in den angewitterten und unverwitterten Zustand ist parallel mit einer Zunahme der Gesteinsfestigkeit zu rechnen. Kalkulatorisch kann unterhalb der Abbruchtiefen der Sondierung RKS 11, RKS 12 und DPH R12 von angewittertem Festgestein ausgegangen werden.

Weiterhin sind im Untergrund feste Sandsteinpakete verbreitet, welche generell höhere Festigkeiten und eine größere Verwitterungsresistenz aufweisen.

4.3 Boden-/ Fels- und Bohrbarkeitsklassen, Rammeignung

Nach *DIN 18300* und der *ZTVE-StB 09* sind für die vorhandenen Bodenschichten hinsichtlich Lösen, Fördern und Laden sowie der weiteren Verwendung in Abhängigkeit von der Erdstoff-art die Boden- und Felsklassen in Tabelle 8 maßgebend. Dabei wird darauf hingewiesen, dass die Einordnung der Böden in die Bodenklassen nach *VOB, Teil C, DIN 18300, Pkt. 2.2.* beim Lösen und nicht nach dem Laden, Transport oder einer eventuellen Zwischenlagerung vorgenommen wird.

Tab. 8: Boden-/Felsklassen

Schicht	Boden-/Felsklassen (DIN 18300)
1 – Auffüllung *	3 - 4
2 – Verwitterungsschutt	3 - 4 (5)
3.1 – Festgestein, VZ – VE**	20% 3 – 5, 60% 6, 20% 7
3.2 – Festgestein, VA - VU**	30% 6 , 70% 7

* Die Einstufungen beinhalten keinen Straßenaufbruch und keine großvolumigen Bestandteile wie Schwellen, Bauschutt, Beton, Fundamentreste o. ä.. Diese sind gesondert auszuschreiben und auf Nachweis abzurechnen.

** Abrechnung Felsklasse 7 entweder als Pauschale entsprechend der abgeschätzten Anteile oder auf Nachweis für dickbankige Sandsteine (> 30 cm Stärke bzw. Blöcke > 0,1 m³ Rauminhalt, entspricht Kugel ≥ 0,6 m Durchmesser).

Zusätzlich werden die Bohrbarkeitsklassen nach DIN 18301 angegeben.

Tab. 9: Bohrbarkeitsklassen

Schicht	Bohrbarkeitsklassen DIN 18301
1 – Auffüllung	BN 1 - 2; BS1 (BS2,BS3)
2 – Verwitterungsschutt	BN 1 - 2; BS1 (BS2,BS3)
3.1 – Festgestein, VZ – VE	VZ: BN 1 - 2; BS1-2, BS 3 FV 1 (FD 1 – 2)
3.2 – Festgestein, VA - VU	FV 2 – FV 6, FD 2 – 4

Weiterhin wird die Eignung der Böden für Rammen/Vibrieren und Einpressen von Spundwandprofilen wie folgt eingeschätzt:

Tab. 10: Eignung zum Rammen / Vibrieren / Einpressen

Schicht	Bezeichnung	Rammpbarkeit	Vibrieren	Einpressen
1	Auffüllung	leicht bis mittel (schwer)	gut bis bedingt*	gut bis bedingt* (nicht geeignet*)
2	Verwitterungsschutt	leicht bis mittel (schwer)	gut bis bedingt*	gut bis bedingt*
3.1	Festgestein, VZ – VE	VZ: mittel - sehr schwer VE: nicht geeignet*	VZ: gut bis bedingt* VE: nicht geeignet*	VZ: bedingt* VE: nicht geeignet*
3.2	Festgestein, VA - VU	nicht geeignet*	nicht geeignet*	nicht geeignet*

* bei bedingter Eignung ggf. Lockerungsbohrungen und bei nicht geeignet Räumbohrungen erforderlich

Klammerwerte lokal/bereichsweise, in der Gesamtheit untergeordnet, möglich

4.4 Charakteristische Werte geotechnischer Kenngrößen

Den Schichten werden auf der Grundlage der Ergebnisse der Feld- und Laboruntersuchungen, von Erfahrungswerten und/oder anerkannten korrelativen Beziehungen die Berechnungswerte in Tabelle 11 zugeordnet. Diese stellen charakteristische Werte X_k im Sinne der DIN EN 1997-1:2009-09 dar, welche die mechanischen Eigenschaften der Schichten im erkundeten Zustand beschreiben.

Der charakteristische Wert einer geotechnischen Kenngröße stellt eine vorsichtige Schätzung desjenigen Wertes dar, der im Grenzzustand wirkt. Zur Ermittlung des Bemessungswertes für geotechnische Kenngrößen (X_d) sind die charakteristischen Werte durch die Teilsicherheitsbeiwerte γ_M nach DIN EN 1997-1:2009-09, NDP, Tabelle A2.2 zu dividieren.

Nach DIN 1054:2010-12 darf die Steifigkeit von Boden und Fels im Grenzzustand GEO-2 und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) durch charakteristische Werte in Form von vorsichtigen Schätzwerten der Mittelwerte von Steifigkeitsparametern bzw. durch obere und untere charakteristische Werte von Steifigkeitsparametern erfasst werden. In Zweifelsfällen ist (immer unter Berücksichtigung der konkreten Aufgabenstellung und Randbedingungen) mit oberen und unteren charakteristischen Werten zu rechnen. Der angegebene Steifemodul ist im Sinne des für Setzungsberechnungen repräsentativen mittleren Verformungsmodules (hier bestimmt aus Erfahrungswerten) zu verwenden und braucht nicht durch Ansatz von Querdehnungszahlen oder sonstigen Korrekturwerten in andere Steifemoduln überführt zu werden (Querdehnungszahlen in einschlägigen Programmen können = 0 gesetzt werden).

Gemäß Ril 804.5501 /UT 7/ erfordert die Bemessung vom Lärmschutzwänden die Angabe von dynamischen Bodenkennwerten. Hierzu werden in der nachfolgenden Tabelle zusätzlich die dynamischen Steifemoduln $E_{s,k \text{ dyn}}$ angegeben. Dabei gilt der untere Wert für Systeme mit hoher Eigenfrequenz zur Bestimmung des niedrigsten Bettungsmoduls und der obere Wert für Systeme mit niedriger Eigenfrequenz zur Ermittlung des höchsten Bettungsmoduls.

Tab. 11: Charakteristische Werte geotechnischer Kenngrößen

Schicht Nr.	Bezeichnung	wirksamer Reibungswinkel	wirksame Kohäsion	Wichten		Steifemodul statisch	Steifemodul dynamisch
		ϕ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	γ'_k [kN/m ³]	E_{sk} (min-max) [MN/m ²]	$E_{sk \text{ dyn}}$ [MN/m ²]
1	Auffüllung	28	4	18	10	8 (6 – 16)	60 - 110
2	Verwitterungsschutt	28	2	19	10	26 (22 – 40)	140 – 190
3.1	Festgestein	30	6	21	11	35 (30 – 100)	160 – 330
3.2	Festgestein	34	10	22	12	55 (50 - 150)	220 - 400

4.5 Grundwasserverhältnisse

Die hydrogeologische Situation im Untersuchungsgebiet wird durch den Hochspeyerbach geprägt.

Zum Zeitpunkt der Erkundungsarbeiten wurde bis zur maximalen Endteufe der Sondierungen von 5,00 m kein Grundwasser angetroffen. Es ist davon auszugehen, dass der geschlossene Grundwasserspiegel als Kluftgrundwasserstockwerk deutlich unterhalb der für diese Baumaßnahme relevanten Tiefen liegt.

Vernässte Bereiche in den Sondierungen RKS 10 und DPH 8 weisen jedoch auf Stau- und/oder Schichtwasserbildungen hin.

Innerhalb der Lockergesteine und auch auf undurchlässigeren Schichten (massige Sandsteine, Tonsteine) des Festgesteins ist allerdings auch oberhalb des Grundwasserspiegels mit niederschlags- und jahreszeitlich bedingten Staunässebildungen zu rechnen. Prädestiniert dafür sind grundsätzlich durchlässigere über undurchlässigeren Bereichen im Untergrund. Solche Stauwässer „bluten“ bei Anschnitt zumeist relativ schnell aus.

4.6 Beton- und Stahlaggressivität

Die Ermittlung der Beton- und Stahlaggressivität von Boden und Grundwasser war nicht Gegenstand der Untersuchungen.

Grundwasser ist für die Maßnahme nicht relevant, so dass eine Einstufung von Grundwasser auf Beton-/ Stahlaggressivität für die Gründung der Schallschutzwand entfallen kann.

Nachfolgende Angaben beruhen allein auf Erfahrungswerten und der gutachterlichen Einschätzung. Erforderlichenfalls sind nach Feststehen der konstruktiven Lösung gesonderte Untersuchungen in dieser Hinsicht durchzuführen.

Tab. 12: Beton- und Stahlaggressivität Boden

Schicht	Betonaggressivität DIN 4030	Stahlaggressivität DIN 50929		Boden- aggressivität Ril 836.4302
		Mulden- und Lochkorrosion	Flächen- korrosion	
1 – Auffüllung	schwach betonangreifend	gering	gering	schwach
2 – Verwitterungsschutt	schwach betonangreifend	gering	gering	schwach
3.1 – Festgestein, VZ – VE	schwach betonangreifend	gering	gering	schwach
3.2 – Festgestein, VA - VU	schwach betonangreifend	gering	gering	schwach

5. GRÜNDUNGSTECHNISCHE SCHLUSSFOLGERUNGEN SCHALLSCHUTZWÄNDE

5.1 Allgemeines

Gemäß /U7/ Abschn. 3 (13) sind als Gründungskörper im Regelfall Pfähle (Bohr- und Ramm-
pfähle) vorzusehen.

Bei den gegebenen Randbedingungen stellen Rammpfähle bzw. konkret Rammrohrgründungen
als offenes oder geschlossenes Stahlrohr nach DIN EN 12699 oder verpresste Mikropfähle die zu
empfehlenden Lösungsansätze für die Gründung dar.

Bedingt durch die Lage der Wandachse auf der Böschungsschulter der im östlichen Anschluss an
den Bahnsteig talseitig aufgeschütteten Böschung (Klappprofil) und der Böschungshöhe erfolgt die
Einbindung der Rammrohre zunächst ausschließlich und im weiteren Verlauf (Einschnittsbereich)
anteilig abnehmend in Auffüllungen und im ab ca. 0,5 m bis 1,0 m anstehenden Verwitterungs-
schutt.

Auffüllungen sind gegenüber einem natürlichen Boden schwerer kalkulierbar und beinhalten damit ein höheres Baugrundrisiko. Dieses bezieht sich hauptsächlich auf nicht auszuschließende lokale Hindernisse (die aber auch im Verwitterungsschutt nicht auszuschließen sind) beim Einbringen der Rohre. Bei offenen Stahlrohren ist das Risiko des vorzeitigen Feststrammens aufgrund von Hindernissen geringer.

Zwischen RKS 10 und DPH 8, d. h. etwa auf den ersten 50 m vom Bauanfang, läuft die mächtigere Dammschüttung aus und es kommt zu einem deutlichen Anstieg des Festgesteinshorizontes, der im weiteren Verlauf einheitlich ab ca. 3,0 m bis 3,5 m ansteht. Für den nachfolgend nach Osten anschließenden Abschnitt (sukzessive in Einschnittslage übergehend) empfehlen wir entweder auf kleinere Einbindungen der Ramppfähle von kalkulatorisch 4,0 m (was ein Absetzen der Pfähle auf / im Festgesteinshorizont VZ-VE sicherstellt) oder auf eine Gründung auf Pfahlböcken aus verpressten Mikropfählen nach DIN EN 14199 zu orientieren.

Es ist einzuschätzen, dass möglichst auf der gesamten Länge der Schallschutzwand eine einheitliche Gründungslösung gewählt werden sollte.

Bei durchgängiger Gründungslösung mit verpressten Mikropfählen besteht dabei am Bauanfang noch eine Unsicherheit hinsichtlich des Einbindehorizontes, welche entweder vorab durch Nacherkundungen, bauzeitlich bei der Herstellung der Pfähle oder durch einen pragmatischen Ansatz, wie z. B. OK Einbindehorizont ab 1 m unter dem Gelände am Dammfuß ausgeräumt werden sollte.

Im Detail sind die Baugrundverhältnisse den Beschreibungen im Gutachtentext bzw. den zeichnerischen Darstellungen in Anlage 2 zu entnehmen.

5.2 Rammrohrgründung

Zur Eignung des Baugrundes zum Rammen / Einvibrieren ist die Tabelle 10 heranzuziehen. Im Allgemeinen ist die Eignung des Baugrundes zum Einbringen der Rammrohre vom Baubeginn der Stützwand km 62,775 über eine Strecke von etwa 30 m bis ca. km 62,8+05 (vgl. hierzu Ausführungen unter 5.1) bis in die erkundeten Tiefen von 5 m und möglicherweise auch noch etwas darüber hinaus gut einzuschätzen. Im weiteren Verlauf bis zum Bauende bei km 62,932 ist von einer überwiegend guten Rammeignung in Auffüllungen und Verwitterungsschutt bis etwa 3,5 m auszugehen. Um ein zu empfehlendes Absetzen der Pfähle auf dem Festgesteinshorizont sicherzustellen, sollte die planmäßige Länge der Pfähle 4,0 m (unter Einberechnung erhöhter Rammaufwendungen ab etwa 3,0 m bis 3,5 m) betragen und erforderlichenfalls ein Abbrennen einzelner Pfähle in Kauf genommen werden.

Lockerungsbohrungen oder Räumerbohrungen werden nur lokal zur Hindernisbeseitigung erforderlich, müssen aber zwingend einkalkuliert werden.

Die Mindesteinbindelänge von Ramppfählen in den tragfähigen Baugrund beträgt nach EA Pfähle mindestens 2,5 m. Ein im Sinne der EA Pfähle tragfähiger Baugrund wäre bedingt im Verwitterungsschutt zu sehen.

In Ableitung der Erkundungen wird für den genannten Abschnitt am Bauanfang eine Pfahlänge von 5,0 m ab OK vorhandene Böschungsschulter und ab km 62,8+05 von 3,5 m empfohlen. Diese entspricht auch den erkundeten Tiefen und der festgestellten prinzipiellen Eignung zum Einbringen der Rammrohre. Die Mindestpfahlänge bezogen auf das tiefste Maß eventueller Abschachtungen, Geländesprünge etc. wäre mit 3,0 m bezogen auf das talseitige Gelände am Pfahl anzusetzen. Die ausreichende Tragfähigkeit des Baugrundes unterhalb der Pfahlsohle ist als gegeben vorauszusetzen.

Das Einbringen mittels Vibration kann mit erheblichen Tragfähigkeitsreduzierungen einhergehen. Um die ohnehin vergleichsweise geringe bzw. nur bedingt kalkulierbare Tragfähigkeit des Baugrundes (Auffüllungen) auszunutzen, empfehlen wir das rammende Einbringen der Pfähle bevorzugt als Verdrängungspfähle (geschlossene Stahlrohrpfähle). Allerdings ist die Gefahr des Festrammens bei offenen Stahlrohrpfählen geringer. Hier ist zwischen dem Gewinn an Tragfähigkeit bei geschlossenen Stahlrohrpfählen zur größeren Ausführungssicherheit bei offenen Stahlrohren zu entscheiden, ohne dass mit jetzigem Kenntnisstand eine eindeutige Empfehlung abgegeben werden kann.

Die Dimensionierung der Bauteile ist auf der Grundlage allgemein bauaufsichtlich eingeführter Normen und Regelwerke durchzuführen.

Hinsichtlich der charakteristischen horizontalen Pfahlbettung $k_{s,k}$ kann für Rammpfähle (entsprechend auch für Bohrfähle) nach EC 7, Abschnitt 7.7.3 die Ermittlung unter Ansatz folgender Formel erfolgen:

$$k_{s,k} = \frac{E_{s,k}}{D_s}$$

mit

$k_{s,k}$ [MN/m³]

$E_{s,k}$ [MN/m²], charakteristischer Steifemodul nach Tab. 11

D_s [m], Pfahldurchmesser, bei $D_s > 1,0$ m ist $D_s = 1,0$ m anzusetzen.

Die Anwendbarkeit der Formel ist auf eine rechnerisch maximale Horizontalverschiebung von 2,0 cm oder 0,03 D_s begrenzt, wobei der kleinere Wert maßgebend ist.

Entsprechend lassen sich auch die dynamischen Bettungsmodule bestimmen.

Zur Überprüfung der aufnehmbaren Pfahlbettung über die Tiefe ist insbesondere unter Berücksichtigung der Lage in der talseitigen Böschung des Klappprofils auf den westlichen 50 m bis 55 m ein Vergleich mit dem Erdwiderstand $e_{ph,k}$ unter Ansatz der räumlichen Wirkung durchzuführen.

Zur Verteilung des Bettungsmodules in Dammlagen gibt es in der Literatur und den Vorschriften der DB keine belastbaren bzw. allgemein zu übertragenden Hinweise. Es wird empfohlen, im obersten Meter (gerechnet vom talseitigen Gelände des Pfahls bzw. vom Fuß eines davor liegenden Gleislängsverbaus) keine Bettung anzusetzen und diese dann von 0 über eine Tiefe von 3,0 m auf den Maximalwert ansteigen zu lassen. Unterhalb dieser Tiefe kann dann ein konstanter Ansatz erfolgen.

In Geländegleich- bzw. Einschnittslage kann der Bettungsmodul von OK Gelände über 3 m Tiefe von 0 auf den gemäß obiger Formel errechneten Wert linear ansteigend und danach konstant angesetzt werden.

Hinsichtlich des Nachweises der horizontalen Pfahlbettung, z. B. Vergleich der maximal mobilisierbaren charakteristischen Normalspannung $\sigma_{h,k}$ zwischen Pfahl und Boden sowie dem charakteristischen, passiven Erdwiderstand $e_{ph,k}$ mit $\sigma_{h,k} \leq e_{ph,k}$ sind die Empfehlungen der EA „Pfähle“ /UT 8/ als auch die Ril 836m Modul 4302, Abschn. 4 zu beachten.

Neben der erforderlichen Berücksichtigung der Ril 804.5501 /UT 7/, insbesondere auch hinsichtlich dynamischer Lasteinwirkungen, empfehlen wir für den Abschnitt mit Dammlage aufgrund des Fehlens entsprechender Vorschriften der DB die Bemessung der Pfähle hinsichtlich der horizontalen Bettung unter Anwendung der „Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für die Ausführung von Lärmschutzwänden an Straße“ ZTV-Lsw 06 /UT 5/ vorzunehmen, da diese

Richtlinien den konkreten Bedingungen einer Schallschutzwand mit Gründung auf Pfahlelementen in Böschungen am ehesten entsprechen.

Dabei ist allerdings dem Einfluss der Druck- und Sogwirkungen aus dem Zugverkehr besondere Beachtung zu schenken.

Da sich die vorhandenen aufgefüllten Böden nicht in die Regelfälle von /UT7/ einordnen lassen, ist die Berechnung der äußeren (horizontalen) Standsicherheit dann z. B. nach dem im Anhang A der ZTV-Lsw 06 dargestellten Berechnungsverfahren von Vogt mit den in Tab. 11 des vorliegenden Gutachtens aufgeführten charakteristischen Scherparametern durchzuführen.

Dabei ist entsprechend /UT7/, Pkt. 2.2 „...ein Wandreibungswinkel von $\delta_k = -\varphi_k/2$ und eine um die Hälfte verminderte Kohäsion: $c_k = c'_k/2$ anzusetzen. Für den Nachweis der Sicherheit gegen Bruch des Bodens in der Pfahlumgebung ist bei den widerstehenden Lasten aus Erdwiderstand ein Sicherheitsfaktor von $\gamma_{Ep} = 1,4$ zu berücksichtigen. Damit ist näherungsweise nach den bisherigen Erfahrungen gleichzeitig der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit erbracht.“

Es ist zu beachten, dass mit dem Verfahren nach Vogt keine Vertikallasten berücksichtigt werden und der entsprechende Nachweis gesondert zu führen ist.

Hierzu kann unter Verweis auf Tab. 5.3 und 5.4 der EA Pfähle /UT8/ eine vorsichtige Schätzung des charakteristischen Pfahlsitzdruckes bezogen auf eine für Schallschutzwände vertretbare

bezogene Pfahlkopfsetzung $s/D_{eq} = 0,1$ von

$q_{b,k} = 450 \text{ kN/m}^2$

und eine charakteristische Pfahlmantelreibung bezogen auf eine Grenzsetzung $s_{sg} = s_g = 0,1 D_{eq}$ von $q_{s,k} = 20 \text{ kN/m}^2$ zugrunde gelegt werden.

Diese Werte sind durch Modellfaktoren für Pfahlsitzdruck und Pfahlmantelreibung gemäß Tab. 5.5 der EA Pfähle – s.u. zu korrigieren.

Es ist nach Ril 836.7001 Abs. 2 (1) davon auszugehen, dass der Bestandsdamm im vorhandenen Zustand ausreichend standsicher und ausreichend gebrauchstauglich ist.

Unter dieser Voraussetzung darf nach Ril 836.2001 Abs. 2 (4) bei Strecken bis 160 km/h auf den Nachweis der äußeren Standsicherheit verzichtet werden, wenn tief gegründet wird. Dies ist gewährleistet, wenn entsprechend unserer Empfehlungen die Einbindung der Pfähle mindestens 5,0 m unter Gelände beträgt.

Für höhere Geschwindigkeiten oder geringere Einbindungen ist die Gesamtstandsicherheit der durch die Pfähle verdübelten Böschung nachzuweisen.

Alternativ kann die Bemessung der Pfähle auf Bettung auch erst ab 0,5 m unterhalb des tiefstgelegenen Gleitkreises ausreichender Standsicherheit mit $E_d/R_d \leq 1,0$ und darüber als freie Standhöhe erfolgen.

Für den Abschnitt mit Geländegleich- bzw. Einschnittslage lassen sich unter Anlehnung an die EA Pfähle mit angesetzter Einbindung von mindestens 2,5 m in den anstehenden Verwitterungsschutt und Absetzen der Pfähle auf / im Festgestein VZ-VE (kalkulatorische Pfahllänge von 4,0 m) folgende Bemessungswerte ableiten:

Tab. 13: Charakteristische Bemessungswerte Rammrohrgründungen

	Pfahlmantelreibung	Pfahlspitzenwiderstand	
	$q_{s,k}$ [MN/m ²]	$q_{b,k}$ [MN/m ²]	
bezogene Pfahlkopfsatzung s/D_{eq}	$s_{sg} = 0,1 D_{eq}$	0,035	0,10 (s_g)
Schicht			
Auffüllungen	-	-	-
Verwitterungsschutt	0,020	2,8	5,3

Die in Tab. 13 sowie weiter oben angegebenen Werte sind durch Modellfaktoren für Pfahlspitzen- und Pfahlmantelreibung gemäß Tab. 5.5 der EA Pfähle zu korrigieren (durch Multiplikation abzumindern).

Für ein geschlossenes Stahlrohr ($D_b \leq 0,8$ m) betragen die Modellfaktoren $\eta_b = 0,8$ und $\eta_s = 0,6$ und für ein offenes Stahlrohr mit ($0,3$ m $\leq D_b \leq 1,6$ m) $\eta_b = 0,95 \cdot e^{-1,2 \cdot D_b}$ und $\eta_s = 1,1 \cdot e^{-0,63 \cdot D_b}$.

5.3 Mikropfähle

Wie bereits eingangs der gründungstechnischen Empfehlungen dargelegt, ergibt sich ab etwa km 62,8+05 (vgl. hierzu Ausführungen und 5.1) bis zum Bauende bei km 62,932 ein Auslaufen der mächtigeren Auffüllungen verbunden mit dem Absteigen des Verwitterungsschutts ab 0,5 m bis 1,0 m und des Festgesteins recht einheitlich zwischen 3,0 m bis 3,5 m. Für diesen Abschnitt empfehlen wir auf eine Gründung mit verpressten Mikropfählen als Pfahlbockkonstruktion, welche sowohl Vertikalkräfte als auch Zugkräfte aufnimmt, zu orientieren. Ggf. ist es auch sinnvoll, unter Beachtung der Ausführungen in 5.1 diese Gründungslösung für die gesamte Strecke der Schallschutzwand zu wählen.

Ausgehend von den Untersuchungen empfehlen wir im oben benannten Abschnitt den tragfähigen Horizont einheitlich ab 3,5 m damit im Festgestein festzulegen. Die Mindesteinbindelänge unter diesem Horizont ist mit 3,0 m zu wählen.

Wir empfehlen für die Bemessung der Pfähle im Felshorizont auf die Erfahrungswerte nach Ostermayer für Verpressanker im Grundbautaschenbuch, Teil 2, siebente Ausgabe unter Kapitel 2.6 Verpressanker mit $q_{s1,k} = 0,70$ MN/m² als charakteristischen Mantelreibungswert (Bruchwert) zur Vorbemessung zurückzugreifen.

Für Zugpfähle ist eine Mindestüberdeckung über dem Verpresskörper von 4,0 m einzuhalten.

5.4 Hinweise zur Bauausführung

Aushubarbeiten / Baugruben

Hinsichtlich von Aushubarbeiten sind die Beschreibungen zu den einzelnen Schichten in Abschnitt 4.2 sowie die Lösbarkeiten in Abschnitt 4.3 zu beachten.

Für bauzeitliche Abböschungen kann innerhalb des Gültigkeitsbereiches der DIN 4124 für unbelastete Böschungen (ohne Grundwassereinfluss!) von folgenden zulässigen Böschungswinkeln ausgegangen werden:

Tab. 14: Böschungsneigungen

Schicht	Böschungsneigung β
1 - Auffüllung / Graben-/Grubenverfüllungen	$\leq 45^\circ$ *
2 - Verwitterungsschutt	$\leq 45^\circ (\leq 60^\circ)$
3.1 / 3.2 – Festgestein	$\leq 70 (\leq 80^\circ)$ **

* Das Erfordernis von zusätzlichem Aushub bei nicht standfester alter Grabenverfüllung, von Aussteifungsmaßnahmen und/oder tatsächlichen Böschungsneigungen sind in Abhängigkeit von den konkret angetroffenen Verhältnissen durch die Verantwortlichen auf der Baustelle festzulegen.

** Entscheidung nach fachkundiger Begutachtung in der Örtlichkeit

Die genaue Festlegung zwischenzeitlicher Baugrubenböschungen (ggf. Abminderungen) hat entsprechend den vorgefundenen Verhältnissen in der Örtlichkeit durch die Verantwortlichen der Baustelle zu erfolgen.

Arbeitsraumbreiten, belastungsfreie Schutzstreifen sowie Abstände von Baugeräten und -fahrzeugen von der Grabenkante sind in DIN 4124 bzw. DIN EN 1610 geregelt oder statisch vorgegeben und zu beachten.

Rammarbeiten

Bei der Planung der Technologie des Einbringens der Rammrohre in Verantwortung des AN sind die Randbedingungen (geometrisch, räumliche Randbedingungen) unter den Bedingungen der Bahn mit Oberleitung auf einer Böschung sowie die beschriebenen Baugrundverhältnisse und Eigenschaften besonders zu beachten. Wenn bei der Bemessung keine Abminderungen durch einvibrierendes Einbringen berücksichtigt wurden, muss zwingend gerammt werden.

Bei dem generell über die Länge des für Rammen beschriebenen geeigneten Bereiches der Stützwand einzuplanenden Erfordernisses der anteiligen Hindernisbeseitigung sind zum Vorbohren der Rammpfähle Verfahren mit Bodenentnahme und ein Bohrdurchmesser kleiner als der Pfahldurchmesser (Empfehlung Durchmesser Vorbohrung $0,8 \cdot D_s$) einzusetzen. Lockerungsbohrungen allein gewährleisten nicht zwangsläufig den gewünschten Erfolg, so dass empfohlen wird, im Fall von Hindernissen von vornherein auf Räumerbohrungen zu orientieren. Ein unverbindlicher Ansatz könnte z. B. für 10 % der Pfähle verteilt über die Strecke, d. h. Vorhaltung während der gesamten Bauzeit, lauten, der als gesonderte Position auszuschreiben ist.

Des Weiteren ist für den nicht auszuschließenden Fall größerer Hindernisse, die auch nach dem Vorbohren nicht durchrammt werden können, ein größerer Bohrdurchmesser von etwa 1,1 bis 1,2 x D_s als Räumerbohrung vorzusehen und das Rammrohr beispielsweise in Beton einzusetzen. Ein unverbindlicher Ansatz hierfür könnte lauten: 2 Pfähle.

Das Vorbohren sollte maximal bis 0,5 m über planmäßige Absetztiefe erfolgen und das Rohr in den Untergrund ein- / bzw. angerammt werden. Dann eventuell überstehende Rohre sind abzubrennen.

Vorgebohrt hergestellte Pfähle sind kraftschlüssig auszubetonieren. Loser Erdstoff im Pfahl ist zu entfernen oder alternativ zu verdichten (nicht empfehlenswert).

Beweissicherung

Es wird eine vorausseilende Beweissicherung der Gleisanlagen und aller relevanten Bauwerke im Auswirkungsbereich der Baumaßnahme empfohlen.

Weiterhin ist die Gleislage während der Rammarbeiten fortlaufend zu überwachen. Im Zuge der Proberammung sollten ggf. Rammparameter festgelegt werden, welche Veränderungen der Gleisanlage möglichst minimieren. Das Nachstopfen der Gleise sollte vorgesehen werden.

6. UMWELTRELEVANTE GESICHTSPUNKTE

Umwelttechnische Untersuchungen sind als optionale Leistungen angefragt und wurden bisher nicht gesondert beauftragt. Die entnommenen und nicht verbrauchten Bodenproben werden im vgs-eigenen Probenarchiv 3 Monat aufbewahrt und stehen in diesem Zeitraum für eventuell erforderliche Untersuchungen zur Verfügung.

7. ANMERKUNGEN

Die vgs InGeo GmbH führte auftragsgemäß die Erkundung, Untersuchung und Begutachtung des Baugrundes für das Bauvorhaben

**Lärmsanierung an Schienenwegen des Bundes
3280 Homburg (Saar) Hbf. – Ludwigshafen (Rhein) Hbf.
Abschnitt Lambrechter Tal**

**LSW 3 „Dittsteg“ I.d.B.
Bahn km 62,775 bis km 62,932**

durch.

Es wurden die für eine Ausschreibung, Planung und Berechnung der Baumaßnahme sowie zur Baudurchführung nach derzeitigem Kenntnisstand notwendigen Hinweise und bodenmechanischen Kennwerte und Ausführungsempfehlungen angegeben.

Die jeweiligen Baugrundverhältnisse an den Untersuchungspunkten wurden aufgezeigt.

Es empfehlen sich bei der Bauausführung eine sorgfältige Überwachung aller Arbeiten und ein Vergleich zwischen den Untersuchungsergebnissen und den tatsächlich angetroffenen Verhältnissen.

Verfahrensspezifische Hinweise hinsichtlich Bauausführung und Gründung haben empfehlenden Charakter.

Auf die tatsächlichen Verhältnisse (Jahreszeit, Witterung o. ä.) während der Bauausführung ist entsprechend zu reagieren.

Bei wesentlichen Änderungen der geplanten Baumaßnahme gegenüber den vorliegenden Unterlagen / Annahmen zum Zeitpunkt der Begutachtung verlieren die entsprechenden Aussagen des Gutachtens ihre Gültigkeit. In solchen Fällen empfehlen wir eine Rücksprache mit unserem Büro, bei der zu klären ist, ob zusätzliche Untersuchungen erforderlich sind bzw. wie weiter zu verfahren ist.

Treten bei den Bauarbeiten grundsätzliche Abweichungen von den im Gutachten gemachten Angaben zur Baugrundsichtung oder sonstige unerwartete Situationen im Untergrund auf, sind wir unverzüglich zu informieren.

>---<