

### **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 4 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 Erdstoffart die Boden- und Felsklassen in Tabelle 7 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. 7: Boden-/Felsklassen**

Schicht	Boden-/Felsklassen (DIN 18300)
1 – Auffüllung *	3 - 4 (5)
2 – Verwitterungsschutt	4 (3, 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 Oberflächenaufbruch und keine großvolumigen Bestandteile wie Schwellen, Bauschutt, Beton, Fundamentreste o. ä.. Diese sind gesondert zu erfassen und auf ggf. 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 m<sup>3</sup> Rauminhalt, entspricht Kugel ≥ 0,6 m Durchmesser).

Zusätzlich werden die Bohrbarkeitsklassen nach DIN 18301 angegeben.

**Tab. 8: Bohrbarkeitsklassen**

Schicht	Bohrbarkeitsklassen DIN 18301
1 – Auffüllung	BN 1 - 2; BS1 (BS2,BS3)
2 – Verwitterungsschutt	BN 1 - 2; BS1 (B2,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. 9: 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 10 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  $\gamma_M$  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 Verformungsmoduls (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. 10: Charakteristische Werte geotechnischer Kenngrößen**

Schicht Nr.	Bezeichnung	wirksamer Reibungswinkel	wirksame Kohäsion	Wichten		Steifemodul statisch	Steifemodul dynamisch
		$\varphi_k'$ [°]	$c_k'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_k$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_k'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_{sk}$ (min-max) [MN/m <sup>2</sup> ]	$E_{sk\ dyn}$ [MN/m <sup>2</sup> ]
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 5,0 m kein Grundwasser angetroffen.

Es ist davon auszugehen, dass der geschlossene Grundwasserspiegel als Klufftgrundwasserstockwerk deutlich unterhalb der für diese Baumaßnahme relevanten Tiefen liegt.

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 wurde aufgrund der Lage des Untersuchungsbereiches auf der Talseite der Klappprofile (Dammlage) nicht festgestellt, 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. 11: Beton- und Stahlaggressivität Boden**

Schicht	Betonaggressivität DIN 4030	Stahlaggressivität DIN 50929-3		Bodenaggressivität 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 auf der ganz überwiegenden Länge des Abschnittes  
 Rammpfähle bzw. konkret Rammrohrgründungen als offenes oder geschlossenes Stahlrohr nach  
 DIN EN 12699 die zu empfehlende Lösung dar.

Bedingt durch die Lage der Wandachse auf der Böschungsschulter der talseitig aufgeschütteten  
 Böschung (Klappprofil) und der Böschungshöhe erfolgt die Einbindung der Rammrohre aus-  
 schließlich in Auffüllungen, die gegenüber einem natürlichen Boden schwerer kalkulierbar sind und  
 damit ein höheres Baugrundrisiko beinhalteten. Dieses bezieht sich hauptsächlich auf nicht auszu-  
 schließende lokale Hindernisse beim Einbringen der Rohre. Bei offenen Stahlrohren ist das Risiko  
 des vorzeitigen Feststrammens aufgrund von Hindernissen geringer.

Auf den südlichen ca. 25 m läuft die Geländeaufschüttung bei gleichzeitigem starken Anstieg des  
 Felshorizontes aus, so dass dort eine Gründung auf Pfahlböcken aus verpressten Mikropfählen  
 nach DIN EN 14199 oder ganz am Ende bei hochliegendem Fels auf Flachgründungen vorzuse-  
 hen ist.

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 9 heranzuziehen. Im All-  
 gemeinen ist die Eignung des Baugrundes zum Einbringen der Rammrohre, abgesehen von dem  
 südöstlichen Ende, bis in die erkundeten Tiefen von 5,0 m und sehr wahrscheinlich auch noch da-  
 rüber hinaus als gut einzuschätzen

Lockerungsbohrungen oder Räumbohrungen werden nur lokal zur Hindernisbeseitigung erfor-  
 derlich werden, müssen aber zwingend einkalkuliert werden.

Die Mindesteinbindelänge von Rammpfählen in den tragfähigen Baugrund beträgt nach EA Pfähle  
 mindestens 2,5 m. Ein im Sinne der EA Pfähle tragfähiger Baugrund existiert über die Höhe  
 Böschungsschüttung nicht oder maximal ab Tiefen von ca. 4,0 m bedingt.



In Ableitung der Erkundungen wird eine Pfahlänge von 5,0 m ab OK vorhandene Böschungsschulter 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 Pfahlsole 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 offene 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 Bohrpfähle) nach EC 7, Abschnitt 7.7.3 die Ermittlung der horizontalen Bettungsmodule unter Ansatz folgender Formel erfolgen:

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

mit

$k_{s,k}$	Bettungsmodul	[MN/m <sup>3</sup> ]
$E_{s,k}$	charakteristischer Steifemodul nach Tab. 10	[MN/m <sup>2</sup> ]
$D_s$	Pfahldurchmesser, bei $D_s > 1,0$ m ist $D_s = 1,0$ m anzusetzen	[m].

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 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.

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 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. 10 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 /UT 8/ eine vorsichtige Schätzung des charakteristischen Pfahlspitzendruckes bezogen auf eine für Schallschutzwände vertretbare

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

$q_{b,k} = 600 \text{ kN/m}^2$

und eine charakteristische Pfahlmantelreibung bezogen auf eine Grenzsetzung  $s_{sg} = s_g = 0,1 D_{eq}$  von  $q_{s,k} = 30 \text{ kN/m}^2$  zugrunde gelegt werden.

Diese Werte sind durch Modellfaktoren für Pfahlspitzendruck und Pfahlmantelreibung gemäß Tab. 5.5 der EA Pfähle zu korrigieren.

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

Es ist davon 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 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.

### 5.3 Mikropfähle

Wie bereits eingangs der gründungstechnischen Empfehlungen dargelegt, ergibt sich auf den süd-östlichen ca. 25 m zwischen DPH 3 und RKS 4 unmittelbar vor dem kurzen Tunnelvoreinschnitt ein steiler Anstieg des Felshorizontes. Für diesen Abschnitt empfehlen wir auf eine Gründung mit verpressten Mikropfählen als Pfahlbockkonstruktion, welche sowohl Vertikalkräfte als auch Zugkräfte aufnimmt, zu orientieren.

Während bei DPH 4 der Fels in 5,0 m noch nicht erreicht wurde, ist dieser bei RKS 4 bereits ab 0,6 m anstehend. Diesbezüglich herrscht auf eine kurze Strecke eine vergleichsweise große Variabilität hinsichtlich der Pfahllängen, welche ggf. durch Nacherkundungen eingegrenzt werden sollten.

Die Mikropfähle sollten dabei ihre Lasten planmäßig ausschließlich in Schicht 3.1 / 3.2 abtragen. Dabei ist eine Mindesteinbindelänge von 3,0 m in die Schicht 3.1 / 3.2 zu wählen.

Zur Bemessung von Mikropfählen ( $D_s \leq 0,3$  m) existieren für den Ausnahmefall, dass keine Probelastungen ausgeführt werden, im Anhang D der DIN 1054:2005-01 charakteristische Mantelreibungswerte für Lockergesteine geknüpft an eine mindestens mitteldichte Lagerung bzw. bei bindigen Böden an eine halbfeste Konsistenz.

Es ist einzuschätzen, dass eine Übertragung dieser Werte auf die konkreten Bedingungen der Baumaßnahme nicht möglich ist und auch der Tragfähigkeit des Felshorizontes nicht gerecht wird. Daher wird nachfolgend auf der Basis von Erfahrungswerten und konservativer Berücksichtigung des genannten Anhanges sowie den Angaben von Ostermayer für Verpressanker im Grundbau-taschenbuch, Teil 2, siebente Ausgabe unter Kapitel 2.6 Verpressanker der folgende charakteristische Mantelreibungswert (Bruchwert) zur Vorbemessung angegeben:

$$q_{s1,k} = 0,7 \text{ MN/m}^2.$$

### 5.4 Flachgründung

Unter Zugrundelegung der Verhältnisse ganz am Ende des Untersuchungsbereiches (RKS 4) steht dort bereits oberflächennah Fels an. Daher kommt auch eine Flachgründung in Frage.

Die frostsichere Einbindetiefe bei Gründung auf dem Felshorizont beträgt 1,0 m. Für lotrecht mittige Belastung lässt sich ein Bemessungswert der Sohlspannung von  $\sigma_{R,d} = 600 \text{ kN/m}^2$  ableiten, der bei schräg ausmittiger Belastung auf die reduzierte Fundamentfläche zu beziehen ist.

Für Gleitsicherheitsnachweise kann ein Sohlreibungswinkel von  $\varphi' = 30^\circ$  angesetzt werden.

Gegebenenfalls kann bei abfallendem Felshorizont unter der planmäßigen (frostsicheren Gründungstiefe) ein Bodenaustausch bis auf den Felshorizont aus Konstruktionsbeton erfolgen.

Für die Gründung von Gabionen ist es ausreichend, diese bzw. eine Unterbetonschicht auf dem gesunden Felshorizont (ca. 0,3 m bis 0,5 m unter OK Festgestein – Schicht 3.1) zu gründen.

### 5.5 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. 12: Böschungsneigungen**

Schicht	Böschungswinkel $\beta$
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 Böschungswinkeln 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.

Ein Erfordernis von Wasserhaltungsarbeiten lässt sich nicht ableiten bzw. wird sich als einzukalkulierende Position maximal auf eine örtliche Wasserhaltung als Kombination von filterstabil herzustellenden Draingräben, Flächenfilter mit Pumpensumpf und Einsatz einer C-Pumpe (theoretische Förderleistung 20 m<sup>3</sup>/h) reduzieren. Die effektiv abzuführenden Mengen sind mit nicht mehr als 5 m<sup>3</sup>/h einzuschätzen.

Bei allen Abgrabungen entlang des Gleises ist zu beachten, dass die geometrische Abgrenzung bei temporären Geländesprüngen im Nahbereich von Gleisen gemäß Ril 836.4305, Bild 1 eingehalten wird. Ansonsten sind Sicherungsmaßnahmen unter Beachtung der Eisenbahnlasten erforderlich.

### 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 ein-vibrierendes Einbringen berücksichtigt wurden, muss zwingend gerammt werden.

Proberammungen zur Festlegung der Einbringtechnologie sind zu empfehlen. Allerdings ist zu beachten, dass aufgrund der maximal bedingten Kalkulierbarkeit der Auffüllungen eine allgemeingültige Übertragung auf den gesamten Abschnitt der Stützwand nur schwer bis nicht möglich ist.

Bei dem generell über die Länge der Stützwand einzuplanenden Erfordernis der anteiligen Hinder-nisbeseitigung sind zum Vorbohren der Rammpfähle Verfahren mit Bodenentnahme und ein Bohr-durchmesser 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, von vornherein auf Räumbohrungen 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 auszusprechen 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 Räumbohrung 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.

### 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 Monate 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 1 „Hauptstraße“ I.d.B.  
Bahn km 61,474 bis km 61,697**

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.

>---<