

$$\sigma_{u(2)} = \frac{8 * \sigma_u}{7 + 2 * d / l}$$

Die ermittelten korrigierten Einaxiale Druckfestigkeiten sind in nachfolgender Tabelle dargestellt.

Probennr.	ausgeführt durch	σ_u (MPa)	$\sigma_{u(2)}$ (MPa)	$E_{v\ 40-60}$ (MPa)	Klassifikation nach ISRM
P1 gbm54462	MBL	54,8	48,71	-	mäßig hart-fest
P2 gbm54463	MBL	16,1	14,22	-	Gering, mäßig fest
P3 gbm54464	MBL	40,0	35,24	-	mäßig hart-fest
P4 gbm54465	MBL	50,7	44,57	-	mäßig hart-fest
<i>MBL = Merenberg Baustoff Labor GmbH</i>					
<i>Mittelwert</i>		40,4	35,91	-	mäßig hart-fest

Tabelle 3: Versuchsergebnisse Einaxialer Druckversuch

Anhand der in der Tabelle dargestellten Ergebnisse ist festzustellen, dass die Werte für die Einaxiale Druckfestigkeit der untersuchten Proben insgesamt einer gewissen Varianz unterliegt. In Anlehnung an die ISMR-Empfehlung ist diese insgesamt als mäßig hoch zu beschreiben. Es wird von gbm darauf verwiesen, dass die versuchstechnische Bestimmung der Einaxiale Druckfestigkeit des stark geschieferten Gesteins abhängig ist von der Druckrichtung in Bezug auf die Einfallrichtung der Schichtung / Schieferung. Ist der Druck parallel der Schichtung / Schieferung bzw. der Klüftung gerichtet, erfolgt das Materialversagen entlang der Trennflächen und die Einaxiale Druckfestigkeit wird sich deutlich reduzieren.

Aufgrund der ingenieurgeologischen Feldaufnahmen, der Vorgaben zur „Abschätzung der einaxialen Druckfestigkeit von Gestein im Feld“ der DIN EN ISO 14689 halten wir aus gutachtlicher Sicht eine mäßig hohe einaxiale Druckfestigkeit des anstehenden Gesteins von $\sigma_u = 25 - 50$ MPa für die gegebenen Verhältnisse im Untersuchungsgebiet als realistisch bewertet. Basierend auf den Versuchsergebnissen muss jedoch auch davon ausgegangen werden, dass in Bereich von stärker quarzitisches gebundenen Lagen die Einaxiale Druckfestigkeit auch Werte von > 50 MPa erreichen kann.

7.2 Gesteinsabrasivität nach CAI

Zur versuchstechnischen Bestimmung der Gesteinsabrasivität wurden für die Lokalität Kammereck keine gesonderten Versuche ausgeführt. Basierend auf umfangreichen Untersuchungen aus vergleichbaren Lokalitäten im Mittelrheintal im Nahbereich zur hier betrachteten Sicherungsmaßnahme kann jedoch auf Versuchsergebnisse des Cerchar-Abrasivitätsversuchs nach den Versuchsempfehlungen des Centre d'Études de Charbonnages de France zurückgegriffen werden, anhand derer der sog. Cerchar-Abrasivitäts-Index (CAI) ermittelt wurde.

Aus gutachterlicher Sicht wird empfohlen, dass im Bereich der Fels- und Hangsicherungsmaßnahme Kammereck von einem abrasiven bis sehr abrasiven Gestein auszugehen ist. Vor allem in Bereichen mit quarzverfüllten Klüften und stärker quarzitisches gebundenen Lagen ist von eher sehr abrasivem Verhalten auszugehen. Entsprechend ist in diesen Bereichen bei der Bauausführung mit einem hohen Materialverschleiß beim Bohrvorgang zu rechnen. In reinen tonschiefergeprägten Gebirgsabschnitten ist die Abrasivität demgegenüber eher als abrasiv zu werten.

7.3 Spaltzugversuch

Zur Bestimmung der Zugfestigkeit wurden der anstehenden Felskörper wurden für die Lokalität „Sofortmaßnahme Cochem“ keine gesonderten Versuche ausgeführt. Da die Ergebnisse der versuchstechnisch ermittelten Gesteinseigenschaften (an vergleichbaren rechtsrheinischen Maßnahmen) einer starken Streuung unterliegen, sollte aus gutachterlicher Sicht im Rahmen der Bauausführung im Wesentlichen von einer spröden bis sehr spröden Gesteinseigenschaft ausgegangen werden.

8 Materialkennwerte des geklüfteten Gebirgsverbandes

Durch den Gefügeeinfluss von Schichtung / Schieferung und Klüftung sind die Materialeigenschaften von Fels, wie Festigkeit, Verformbarkeit und Durchlässigkeit, richtungsabhängig. Zudem sind Festigkeit und Verformbarkeit - innerhalb gewisser Grenzen - abhängig von der Größe des Prüfkörpers, an dem die entsprechenden Kennwerte ermittelt werden.

Generell stellen die Ermittlungen von Kennwerten, die das Verformungsverhalten geschichteter und geklüfteter Gesteine realistisch beschreiben, die Erfassung des mechanischen

Verhaltens in Stoffgesetzen sowie deren Verwendung in Berechnungen noch nicht vollständig gelöste Probleme der Felsmechanik dar.

Im Allgemeinen wird sowohl bei der Ermittlung von Materialkennwerten wie bei den Berechnungen zum Nachweis der Standsicherheit und der Dimensionierung von Bauwerken im Fels von vereinfachten Annahmen ausgegangen.

Unter der vereinfachten Annahme eines linearen Festigkeitsansatzes nach Mohr-Coulomb für den Druckbereich werden nachfolgend die Kennwerte für die unverwitterte bzw. schwach angewitterten Gebirgsfazies mit sehr hoher Kornbindung angegeben.

Auf Grundlage von Laborversuche und anhand von Erfahrungswerten werden nachfolgend Gesteins- und Gebirgskennwerte angegeben.

Gebirgskennwerte für unverwitterte bzw. kaum angewitterten Silt- / Tonschiefer:

Einaxiale Druckfestigkeit (Gestein)	cal σ_u	=	25,0 – 100,0 MN/m ² (MPa)
Reibungswinkel (Gebirge)	cal φ'	=	30 - 40° ¹⁾
Reibungswinkel (Trennfläche)	cal φ'	=	22,5 – 25°
Kohäsion (Gebirge)	c'	=	50 – 150 kN/m ²
Kohäsion (Trennfläche)	c	=	0 - 5 kN/m ²
Wichte	cal γ	=	24,0 – 26,0 kN/m ³
E-Modul (Gebirge)	cal E_{Geb}	=	800 MN/m ²
Grenzmantelreibung für Anker	τ_{mf}	=	0,6 – 0,8 MN/m ²
Poissonzahl	cal ν	=	0,25

Fels- und Hangschutt mitteldicht gelagert:

Wichte	γ	=	19,0 – 20,0 kN/m ³
Wichte unter Auftrieb	γ'	=	9 - 10 kN/m ³
Reibungswinkel	φ	=	33 - 37°
Kohäsion	c	=	0,0 - 10 kN/m ²
Steifemodul	E_s	=	40,0 – 60,0 MN/m ² (MPa)
Grenzmantelreibung für Anker	τ_{mf}	=	0,125 – 0,15 MN/m ²

9 Empfehlungen zur Bauausführung

Alternativ zur geplanten Verwendung von Injektionsbohranker Typ Ischebeck Titan, sollte im Zuge der Ausführungsplanung überprüft werden, ob eine Verwendung von DYWIDAG GEWI-Pfählen bei einer Hangschuttmächtigkeit von $\leq 1,0$ m eine wirtschaftliche Alternative bei der Bauausführung darstellt. Da keine Bohrungen zur Erkundung der Hangschuttmächtigkeiten durchgeführt wurden, kann nur für einzelne bestimmte Bereiche die Länge der notwendigen Anker Elemente im Fels bzw. im Hangschutt im Voraus bestimmt werden. Die endgültige Länge der Anker wird vor Ort in Abstimmung mit der geotechnischen Baubegleitung durch Fachgutachter festgelegt.

9.1 Nachweis der äußeren Tragfähigkeit der Verankerungselemente

Basierend auf den Ergebnissen der Entwurfsplanung weisen die Verankerungselemente folgende Bohrlochdurchmesser unter Berücksichtigung einer Zementsteindeckung $\geq 2,5$ cm, auf:

GEWI 28 mm:	$d \geq 90$ mm
GEWI 32 mm:	$d \geq 90$ mm
IBO 30/11 mm:	$d \geq 90$ mm
IBO 40/16 mm:	$d \geq 90$ mm

Berechnung der aufnehmbare Kraft je Meter Verpressstrecke:

$$R_{d,a} = \pi * d_v * q_{s,k} / \gamma_N$$

mit

Teilsicherheitsbeiwerte nach GZ 1C: Grenzzustand des Verlustes der Gesamtstandsicherheit, Lastfall 1)

γ_N = 1,40 (Herauszieh Widerstand von Boden- und Felsnägel)

d_v = Durchmesser Verpresskörper ($d = 90$ mm = 0,09 m)

q_{sk} = Grenzmantelreibung

¹⁾ abhängig von der Richtung zur Schichtung



$R_{d,a}$ = äußere Tragfähigkeit

Hangschutt

$$R_{d,a} = \pi * d_v * q_{s,k} / \gamma_N = \pi * 0,09 \text{ m} * 125 \text{ kN/m}^2 / 1,40 = 25,2 \text{ kN/m}$$

Fels

$$R_{d,a} = \pi * d_v * q_{s,k} / \gamma_N = \pi * 0,09 \text{ m} * 600 \text{ kN/m}^2 / 1,40 = 121,2 \text{ kN/m}$$

Die erforderliche Verankerungslänge berechnet sich zu:

$$l_v \geq E_d / R_{d,a}$$

l_v = Länge wirksame Verpressstrecke

Für den Grenzzustand GZ 1B Lastfall 1 nach DIN 1054: 2005-01 ist folgender Nachweis zu erbringen:

$$E_d \leq R_{d,a} * l_v$$

$$\text{mit } E_d = E_k * \gamma_G = E_k * 1,35$$

E_d = Einwirkung Ankerkräfte

$\gamma_G = 1,35$ (Teilsicherheitsbeiwert, Ständige Einwirkung)

Die Druckpfähle der geplanten Zaunsysteme haben nach Angaben der Hersteller nur eine relativ geringe Gebrauchslast aufzunehmen. Die Belastung erfolgt hierbei zudem als Druckbeanspruchung in Längsrichtung des Stahlgliedes. Im Falle eines Steinschlagereignisses werden die größten auftretenden Kräfte in die seitlichen sowie in die rückwärtigen Abspannungen und von der Größenordnung noch deutlich abgemindert in die Zugpfähle der Grundplatten eingeleitet. Der Druckpfahl an sich dient neben der o.g. geringen Lastaufnahme im Wesentlichen dazu, ein Ausdrehen bzw. Abkippen des Fundamentes bei einem Steinschlagereignis zu unterbinden. Ein Knicken scheidet aufgrund der vorhandenen Bettung aus.

Bei vorgeschriebener Ausbildung und Mächtigkeit des Stützenfundamentes ist ein Absacken auch in Anbetracht der geringen Lasteintragung und der insgesamt recht hohen Steifeziffer der Hangschuttes mit $E_s > 60 \text{ MN/m}^2$ aus geotechnischer Sicht nicht zu erwarten.



Wir empfehlen daher, die maximale Verpressmenge der Druckpfähle bei den Zäunen kleiner Energieaufnahme (bis 500 kJ) auf 40 Sack (a` 25 kg) und bei Zäunen mit einer Energieaufnahme von $E \leq 750$ kJ auf 60 Sack (a` 25 kg) zu begrenzen. Greift im Zuge der Bauausführung die Zementmengenbegrenzung, so ist von der Bauüberwachung ein besonderer Augenmerk auf die plangemäße Ausführung von bewehrten Stützenfundament zu achten.

Ein ausreichender Korrosionsschutz wird bei den Ischebeck Titan 30/11 durch die duplex-Beschichtung und bei den GEWI 28 mm-Felsnägel durch die Berücksichtigung einer Abrostrate gewährleistet.

Werden bei den auf Zug beanspruchten Ankern unverhältnismäßig hohe Zementmengen verpresst, so ist in Abstimmung mit der Projektleitung der DB PB, der Bauüberwachung und der geotechnischen Baubegleitung das Bohrverfahren ggf. zu ändern und verrohrte Bohrungen mit GEWI-Felsnägel auszuführen. Die Nägel sind in diesem Fall zur Zementmengenbegrenzung mit einem Gaze-Strumpf einzubauen. Zur Gewährleistung, dass trotz des Einbaus der Gaze-Strümpfe die notwendigen Gebrauchslasten der Anker erreicht werden, sind diese durch Ankerzugversuche gezielt zu überprüfen.

Als weitere Möglichkeit zur Kostenreduzierung sehen wir die Durchführung von Ankerzugversuchen an Versuchsankern, die durchgehend im Festgestein bzw. im Lockergestein einbinden. Hier sollte das Verankerungselement bis zum Versagen beansprucht werden, um durch Rückrechnung den Bruchwert der Mantelreibung ($\tau_{M,F}$) zu ermitteln. Basierend auf den Ergebnissen der Rückrechnungen können ggf. die Ankerlängen angepasst und optimiert werden. Der Versuch sollte dabei zu Beginn der Baumaßnahme an wenigstens 2 Ankern durchgeführt werden.

10 Zusammenfassung

Entlang der DB-Strecke 2630 Köln - Bingen sollen zwischen km 128,00 – 128,240 bergseitig 5 Fangzäune und 2 Netzsicherungen ausgeführt werden.

Das Festgestein steht im Bereich der Fels- und Hangsicherungsmaßnahme „Kammereck“ z.T. unmittelbar an der Geländeoberfläche an. Bei den insgesamt 5 geplanten Fangzäunen

binden die Abspannpunkte (Mikropfähle) weitgehend in Hangschutt ein. Die Mächtigkeit und die Zusammensetzung des Hangschuttes wechselt im Untersuchungsgebiet sehr stark. Die Längen der Mikropfähle sind im Zuge der Baumaßnahmen den bestehenden Verhältnissen anzupassen. Die flächenhafte Verteilung des Hangschuttes im Bereich der Lokalität Kammereck wurde kartiert und in Anlage 2 entsprechend ausgewiesen.

Die anstehenden Festgesteine weisen in Abhängigkeit zur Schichtung / Schieferung eine überwiegend mäßige bis z.T. hohe einaxiale Druckfestigkeit von $\sigma_u = 25 - 50 \text{ MN/m}^2$ auf und sind als abrasiv bis stark abrasiv einzustufen.

In Abhängigkeit von den beobachteten kinematisch relevanten Trennflächensystemen können sich im Gebiet der Fels- und Hangsicherungsmaßnahme „Kammereck“, Steinschlagergebnisse mit einem max. Gesteinsvolumen von $1,0 \text{ m}^3$ ereignen (s. Kap. 4).

Aufgrund des anstehenden stark wasserdurchlässigen Hangschuttes und der teilweise geöffneten Klüfte, ist im Zuge der Baumaßnahme beim Verpressen der Anker / Mikropfähle mit einem hohen Suspensionsverlust zu rechnen. Mit dem Vorverpressen der Bohrlöcher ist zu rechnen. Für die auszuführenden Anker sollten Eignungsprüfungen gemäß DIN EN 1537 durchgeführt werden.

Limburg, den 26.11.2010

Bearbeiter: Dipl.-Geol. B. Janott-Heinrich
Dipl.-Ing. C. Fischer

gbm, Gesellschaft für Baugeologie und
-meßtechnik mbH, Baugrundinstitut

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Matthesius', written in a cursive style.

ppa. Dr. rer. nat. H.-J. Matthesius