

Diplomarbeit

Geotechnische Charakterisierung des Reviers 6 des Magnesitbergbaus Breitenau

Sebastian Schinagl

13.03.2017



Lehrstuhl für Bergbaukunde, Bergtechnik und Bergwirtschaft
Department Mineral Resources Engineering
Montanuniversität Leoben

A-8700 LEOBEN, Franz Josef Straße 18
Tel.Nr.: +43 3842-402-2001
Fax: +43 3842-402-2002
bergbau@unileoben.ac.at

Ehrenwörtliche Erklärung

„Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbständig und ohne fremde Hilfe verfasst, andere als die angegebenen Quellen nicht benutzt und die den Quellen wörtlich oder inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Die Arbeit wurde bisher in gleicher oder ähnlicher Form keiner anderen Prüfungsbehörde vorgelegt und auch noch nicht veröffentlicht.“

Aus Gründen der leichteren Lesbarkeit wird auf eine geschlechtsspezifische Differenzierung in dieser Arbeit, wie z.B. TeilnehmerInnen, verzichtet. Entsprechende Begriffe gelten im Sinne der Gleichbehandlung für beide Geschlechter.

Vorwort, Widmung, Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei allen bedanken, die zur Entstehung dieser Arbeit beigetragen haben.

Mein Dank gilt Professor Wagner für die Betreuung dieser Arbeit. Die vielen lehrreichen Stunden, die fachliche Unterstützung sowie die konstruktive Kritik waren unschätzbar wertvoll für mich.

Gleichsam bedanke ich mich bei DI Anja Moser für das Zustandekommen dieser Arbeit, die zahlreichen fachlichen Anregungen und Ideen und nicht zuletzt für die persönliche Unterstützung.

Bei DI Florian Wallner bedanke ich mich für die unbürokratische Unterstützung seitens des Betriebes, ohne die diese Arbeit nicht möglich gewesen wäre.

Besonderer Dank gilt auch Klaus Lacker für seine Hilfsbereitschaft bei der Probenvorbereitung.

Abschließend bedanke ich mich bei meiner Freundin Tamara Lechner und meinen Eltern für die emotionale Unterstützung.

Zusammenfassung

Geotechnische Charakterisierung des Reviers 6 des Magnesitbergbaus Breitenau

Das Revier VI des Magnesitbergbaus Breitenau, welches sich in einer Teufe von etwa 900 m befindet, wird durch das Gewinnungsverfahren Kammerbau mit Versatz abgebaut. Das Ziel der gegenständlichen Arbeit ist die Quantifizierung der mechanischen Gebirgseigenschaften unter Zuhilfenahme von unterschiedlichen Gebirgsklassifikationsverfahren sowie von in-situ- und Laborversuchen. Die Ergebnisse zeigen, dass die berechnete Gebirgsfestigkeit im Durchschnitt über den im Revier 6 angenommenen Spannungen liegt.

Zur Beurteilung des Gebirges wurden in einem ersten Schritt jene Gebirgseigenschaften beschrieben, die wesentlich zur Gebirgsfestigkeit beitragen. Für die Festigkeitseigenschaften des Gebirges sind die Scherfestigkeit von Diskontinuitäten, der Zerlegungsgrad des Gebirges und die Gesteinsfestigkeit entscheidend. Die Gesteinsfestigkeit kann durch einfache Laborversuche bestimmt werden, während die anderen beiden Faktoren deutlich aufwendiger mithilfe von Bewertungssystemen, darunter Gebirgsklassifikationsverfahren, abgeschätzt werden.

Es wurden Gebirgsklassifikationsverfahren verschiedener Autoren angewendet, um die mechanischen Gebirgseigenschaften zu quantifizieren. Aufgrund der Inhomogenität des Gebirges wurde das Gebirge in Abschnitte unterteilt und abschnittsweise aufgenommen und geotechnisch beurteilt. Zusätzlich wurden dem Gebirge Bohrkern entnommen, um die Festigkeitseigenschaften des Gesteins beurteilen zu können. Anschließend konnte die Gebirgsfestigkeit anhand verschiedener Systeme berechnet werden. Die vorherrschenden primären Gebirgsspannungen wurden mittels einer zweidimensionalen Spannungsanalyse des Profils des Berghanges, unter dem sich die Lagerstätte befindet, durchgeführt.

Die großen lokalen Unterschiede der Gesteinsfestigkeit und des Zerlegungsgrades des Gebirges führen bei abschnittsweiser Analyse zu Ungenauigkeiten. Aus diesem Grund wurden die einzelnen Gebirgsparameter entsprechend ihrer realen Verteilung durch eine Anzahl diskret verteilter Zufallszahlen abgebildet und damit, ähnlich einer

Monte-Carlo-Analyse, die Gebirgsfestigkeit berechnet. Die Ergebnisse wurden mit einem einfachen Verfahren zur Gebirgsbeurteilung, dem „Rock Condition Factor“ verglichen, welcher das Ergebnis der im Rahmen dieser Diplomarbeit durchgeführten Untersuchungen bekräftigt. Im Schnitt betrug die ermittelte Gebirgsfestigkeit 33% der durchschnittlichen Gesteinsfestigkeit.

Abstract

Geotechnical Characterisation of “Revier VI” of the Magnesite Mine Breitenau

The mining panel “Revier VI” of the Magnesite Mine Breitenau is located at a depth of around 900 m below surface and is mined using sublevel stoping with backfill. The aim of this thesis is the quantification of the mechanical rock mass properties using different rock mass classification systems as well as in-situ and laboratory tests. The results of the conducted investigations show that the overall rock mass strength exceeds the stress level which has been determined by numerical simulation based on topography for the mining panel “Revier VI”.

In order to assess the rock mass conditions, the essential fundamentals of rock mass properties that contribute to the overall rock mass strength are described in a first step. The shear strength of discontinuities, the grade of disturbance and the rock strength determine the strength of rock mass. Rock strength can be determined by simple tests, while the other two factors can only be estimated using classification systems.

Rock mass classification systems of different authors were then used for the quantification of the mechanical rock mass properties. Due to the inhomogeneity of the rock mass, it was divided into sections and then the rock mass was geotechnically assessed section by section. In addition, core drilling was performed to gather mechanical strength properties of the rock material as another input parameter for the rock mass classification. The rock mass strength was then estimated using approaches of different authors. A two-dimensional stress-analysis of the mountain-slope was carried out to simulate the primary stress acting on the orebody.

The degree of the local variety of rock strength and grade of disturbance leads to inaccuracy concerning the results. Hence the geotechnical parameters were substituted by a large amount of discretely distributed random numbers, in respect to their real distribution. A method similar to the Monte-Carlo-analyses was then carried out to calculate the rock mass strength. The results of this analysis were compared with a simple tool for rock mass evaluation, the “Rock Condition Factor”, which

supports of the conducted investigations. The rock mass strength averages 33 % of the average rock strength.

Inhaltsverzeichnis

Ehrenwörtliche Erklärung.....	I
Vorwort, Widmung, Danksagung.....	II
Zusammenfassung.....	III
Abstract.....	V
Inhaltsverzeichnis.....	VII
1 Einleitung.....	1
2 Gesteinseigenschaften.....	2
2.1 Gesteinsfestigkeit.....	2
2.2 Verformungsverhalten.....	3
2.2.1 Linear- Elastisch.....	3
2.2.2 Elastisch.....	4
2.2.3 Hysteretisch.....	5
2.2.4 Reales Verformungsverhalten von Gesteinsproben.....	5
2.3 Dichte.....	7
2.4 Wassergehalt (Gestein).....	8
3 Gebirgseigenschaften.....	9
3.1 Vom Gestein zum Gebirge.....	9
3.2 Diskontinuitäten.....	10
3.2.1 Festigkeitseigenschaften von Diskontinuitäten.....	11
3.2.2 Ausdehnung der Diskontinuität.....	14
3.2.3 Orientierung von Diskontinuitäten.....	14
3.2.4 Anzahl und Abstand der Diskontinuitäten.....	15
3.3 Maßstabeffekt.....	16
4 Quantifizierung von Gebirgseigenschaften durch Gebirgsklassifikation.....	17
4.1 Einflussparameter und deren Gewichtung.....	18

VII

4.2	RQD (1989) nach Deere.....	21
4.3	RMR (1989) nach Bieniawski	23
4.4	MRMR (1990) nach Laubscher	25
4.5	Q-System (2002) nach Barton.....	26
4.6	GSI (2002) nach Hoek.....	28
5	Gebirgsfestigkeit.....	31
5.1	Wie wird die Gebirgsfestigkeit beurteilt?.....	31
5.2	Gebirgsfestigkeit auf Basis von Gebirgsklassifikationen.....	32
5.2.1	Ramamurthy 1986	32
5.2.2	Trueman 1988.....	33
5.2.3	Barton 2002	34
5.2.4	Hoek 2007.....	35
5.2.5	Laubscher 1990	36
5.3	Berechnung durch ein Versagenskriterium.....	36
5.3.1	Mohr -Coulomb	36
5.4	Großversuche.....	37
5.5	Rückrechnung von Versagensfällen	38
5.6	Zusammenfassung und Schlussfolgerung.....	39
6	Geologie und Abbau im Revier VI des Bergbaus Breitenau	40
6.1	Magnetit.....	40
6.2	Geologie	40
6.3	Der Abbau im Revier VI des Bergbaus Breitenau.....	42
6.4	Vorherrschender Spannungszustand	46
6.4.1	Verteilung der Spannungen um eine Strecke quadratischen Querschnitts	
	48	
7	Gebirgsparameter-Aufnahmen im Revier VI.....	50
7.1	Durchführung der visuellen Gebirgsparameter-Aufnahme	51

7.2	Ergebnisse der visuellen Gebirgsparameter-Aufnahme	52
7.3	Gebirgsparameter aus Bohrkernen	55
7.3.1	Methodik bei der Bestimmung des RQD-Werts	56
7.3.2	Methodik zur Bestimmung der einaxialen Gesteinsdruckfestigkeit	58
7.4	Ergebnisse der Untersuchungen an Bohrkernen.....	60
7.4.1	RQD-Werte im Revier VI.....	60
7.4.2	Einaxiale Druckfestigkeiten im Revier VI	66
7.4.3	Fehlende Proben	68
7.4.4	Abweichung benachbarter Bohrlöcher	68
7.4.5	Besteht ein Verhältnis zwischen UCS und RQD?	70
7.4.6	Einteilung in Bereiche	71
7.4.7	Auswahl der Parameter für die Klassifizierung.....	72
8	Gebirgsklassifizierung	74
8.1	Darstellung der Ergebnisse	75
8.2	Bewertung der Abschnitte anhand der vorgegebenen Notenskala.....	77
8.3	Zusammenhang der Klassifikationsverfahren.....	79
8.3.1	GSI und $RMR_{\text{Bieniawski}}$	80
8.3.2	Q und GSI	82
8.3.3	Q-System in %	83
8.3.4	Q und $RMR_{\text{Bieniawski}}$	83
8.4	Zusammenfassung der Gebirgsklassifikation	84
9	Gebirgsfestigkeit.....	86
9.1	Durchführung.....	86
9.2	Ergebnisse der Gebirgsfestigkeitsanalyse.....	87
9.3	Häufigkeitsverteilung der Gebirgsfestigkeiten nach Verfahren	89
9.4	Zusammenfassung der Gebirgsfestigkeit	91
10	Zusammenfassung	93

10.1	Hintergrund	93
10.2	Datenbeschaffung	94
10.3	Einfluss des Beobachters	95
10.3.1	Abweichungen aufgrund unterschiedlicher Verfahren	95
10.3.2	Abweichungen durch den Anwender	95
10.3.3	Abweichungen aufgrund unzureichender Informationen.....	96
10.4	Ergebnisse der Analysen	97
11	Schlussfolgerung	99
11.1	Hinweis.....	99
11.2	Klassifikationsverfahren	99
11.2.1	RQD.....	100
11.2.2	RMR nach Bieniawski (1989)	101
11.2.3	MRMR nach Laubscher (1990).....	101
11.2.4	GSI nach Hoek (2007, 2013).....	101
11.2.5	Q-System nach Barton (2002).....	102
11.3	Gebirgsfestigkeit	103
11.3.1	Zu den Methoden.....	103
11.3.2	Diskussion der Ergebnisse	104
11.4	Monte Carlo Simulation	106
11.4.1	Monte-Carlo-Simulation zur Bestimmung der Gebirgsfestigkeit	106
11.4.2	Bewertung der Ergebnisse	111
11.5	Zusammenfassung.....	113
12	Weiterführende Literatur	114
13	Abbildungsverzeichnis	118
14	Diagrammverzeichnis	120
15	Anhang	122

1 Einleitung

Das Revier VI des Bergbaues Breitenau liegt in einer Teufe von 800-1000m. Aufgrund der, im Vergleich zu geringer überlagerten Revieren, erhöhten Gebirgsspannungen wurde das Abbaufahren von dem im dortigen Bergbau üblichen „Post-Pillar“ Abbaufahren mit scheibenweise schwebenden Verhieb und Einbringen von Sturzversatz in einen Kammer-Festenbau mit bindemittelverfestigten Versatz geändert

Im Rahmen dieser Diplomarbeit soll eine Gebirgsklassifizierung und weiters eine Quantifizierung der mechanischen Gebirgseigenschaften, insbesondere der Gebirgsfestigkeit im Revier VI des Bergbaus Breitenau durchgeführt werden.

Ziel dieser Arbeit ist eine realistische Gebirgsklassifikation und eine nachvollziehbare Quantifizierung der mechanischen Gebirgseigenschaften. Die Geologie des Magnesit-Bergbaus wird kurz beschrieben und es wird auf das Abbaufahren im Revier VI eingegangen.

Der theoretische Hintergrund von Gestein und Gebirge bildet den ersten Teil der Arbeit, anschließend werden Wege aufgezeigt, wie Gestein und Gebirge geotechnisch quantifiziert werden kann. Die Erfassung und Auswertung von gebirgsmechanischen Daten bildet den Hauptteil dieser Arbeit. Dieser behandelt Gefügaufnahmen, Kernbohrungen sowie die einaxiale Druckfestigkeit.

Die Ergebnisse der geomechanischen Aufnahmen bilden Eingangsparmeter für die verschiedenen Gebirgsklassifizierungen. Diese werden verwendet, um die Festigkeit des Gebirges abzuschätzen.

2 Gesteinseigenschaften

Der Begriff Gesteinseigenschaften umfasst die für eine geotechnische Beurteilung notwendigen Merkmale. Gesteinsmaterial beschreibt das intakte Gestein zwischen Diskontinuitäten. Handstücke oder Teilstücke von Bohrkernen werden von Brady und Brown als Beispiel für Gesteinsmaterial genannt.

(Brady, Brown, 2005, S.46)

Folgende Beurteilungsmerkmale des Gesteins sind für die Gebirgsmechanik von Bedeutung:

2.1 Gesteinsfestigkeit

Festigkeit ist eine Materialeigenschaft, welche die maximal aufnehmbare Spannung bezeichnet, bevor ein Versagen eintritt. In der Gebirgsmechanik spielt die Druckfestigkeit eines Gesteins eine wichtigere Rolle als die Zugfestigkeit. Im Gegensatz zur technischen Mechanik werden deshalb in der Gebirgsmechanik Druckspannungen mit positivem Vorzeichen definiert.

Das am häufigsten angewendete Testverfahren ist die Druckprüfung zur Ermittlung der einaxialen Druckfestigkeit UCS („Uniaxial Compressive Strength“). Durchgeführt wird diese an zylindrischen Gesteinsproben. Dazu wird der Prüfkörper in einer hydraulischen Presse, ohne seitliche Einspannung, bis zum Bruch und darüber hinaus belastet. Für die Probenabmessungen, die Parallelität der Probenendflächen, sowie die Geschwindigkeit der Belastung wurden von der International Society for Rock Mechanics Empfehlungen herausgegeben. Zusätzlich zur einaxialen Druckfestigkeit können auch das Elastizitätsmodul und die Querkontraktionszahl ermittelt werden. Auch die Art des Bruches sowie das Verhalten der Probe nach dem Bruch kann für die geotechnische Beurteilung von Bedeutung sein. (siehe nächstes Kapitel)

Abgesehen von Hohlraumrändern, und als Extrembeispiel - schlanken Bergfesten, ist das Fehlen einer Einspannung in situ nicht die Regel. Trotzdem ist die einaxiale Druckfestigkeit eines Gesteins eine der wichtigsten Kennwerte in der Gebirgsmechanik. Für die Bestimmung der Festigkeit bei allseitiger Einspannung, wie

sie im Gebirge auftritt, sind triaxiale Druckfestigkeiten zu bestimmen. Letztere wurden aufgrund des deutlich erhöhten Aufwandes bei der Probenvorbereitung und Durchführung der Tests nicht ausgeführt.

Die Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit an Bohrkernen im Revier VI wird im Kapitel 7.4.2 erläutert.

2.2 Verformungsverhalten

2.2.1 Linear- Elastisch

Das Verformungsverhalten beschreibt, wie eine Gesteinsprobe auf Spannungs- oder Verformungsänderungen reagiert. Der Fall eines linear-elastischen Verhaltens wird durch das Hook'sche Gesetz beschrieben:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \text{ [Pa]}, \quad E = \text{const.}$$

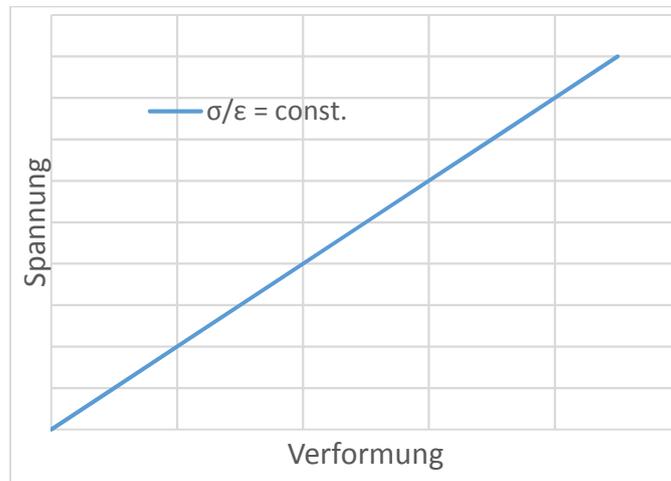


Diagramm 1: Belastungs- und Entlastungskurve von Proben mit linear-elastischem Verformungsverhalten

Lineares Verhalten bedeutet, dass eine prozentuelle Zunahme der Spannung eine Zunahme der Verformung in Richtung der Spannung um dasselbe Maß bedingt.

2.2.2 Elastisch

Ein elastisches Materialverhalten hat zur Folge, dass Spannung und Verformung in einem eindeutigen Zusammenhang miteinander stehen. Dieser kann, muss aber nicht zwangsläufig, linear sein.

$$\sigma = f(\varepsilon)$$

Sowohl Belastungs- als auch Entlastungsverhalten werden durch dieselbe Formel bestimmt:

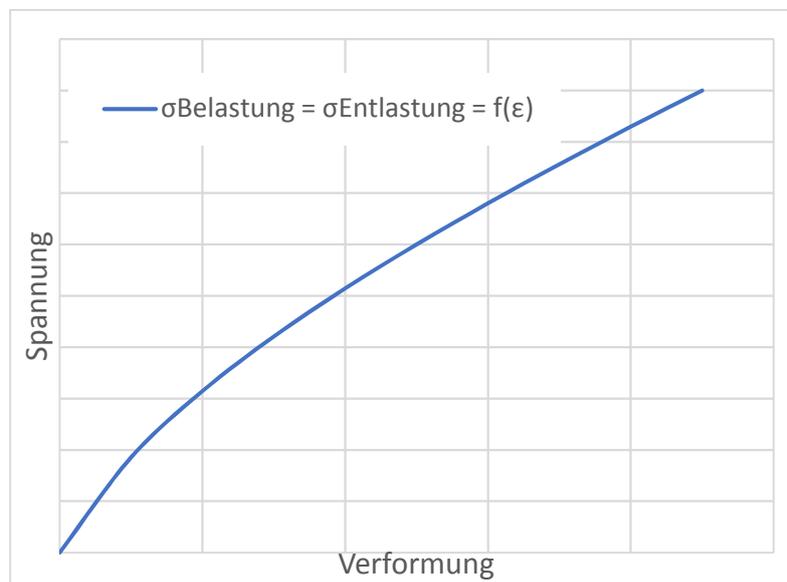


Diagramm 2: Belastungs- und Entlastungskurven von Proben mit elastischem Verformungsverhalten

(Jaeger, Cook, Zimmermann, 2007, S.82)

Solange ein ideal elastisches Materialverhalten besteht, führt eine Entlastung der Probe zu einer Reversion der Verformung. Be- und Entlastung haben dabei identische Kurvenverläufe. (Wagner, 2016)

2.2.3 Hysteretisch

Gesteinsproben haben jedoch, in der Regel, im Belastungs- und Entlastungsfall jeweils unterschiedliche Verläufe des Last-Verformungsverhaltens. Dieses „Hysterese-Verhalten“ entsteht aufgrund der Reibung an Korngrenzen und Bruchflächen in der Probe. Es führt deshalb zu einer Entlastungskurve, welche niedriger liegt als die Belastungskurve. Die Fläche zwischen den Kurven ist proportional zur verlorenen Reibungsenergie.

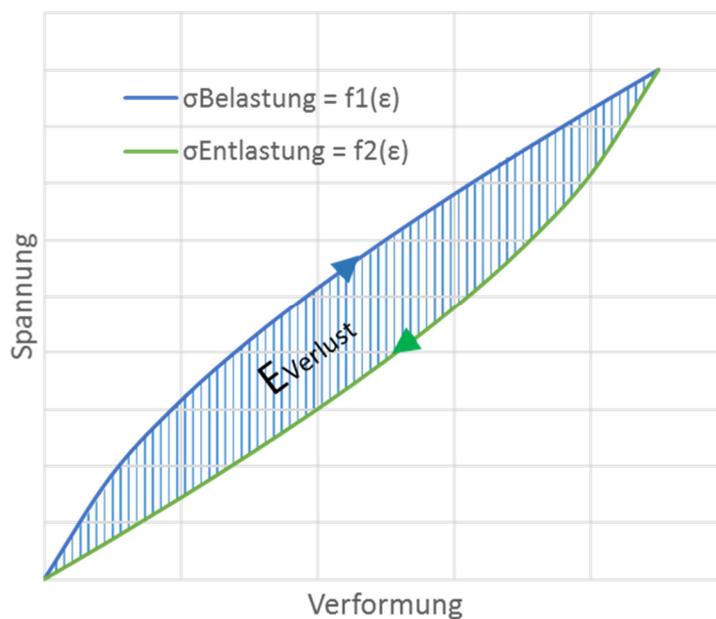


Diagramm 3: Belastungs- und Entlastungskurven von Proben mit Hystereseverhalten

(Jaeger, Cook, Zimmermann, 2007, S.82)

2.2.4 Reales Verformungsverhalten von Gesteinsproben

Das Verformungsverhalten von natürlichen Gesteinsproben vor dem Bruch ist im Regelfall eine Mischung der oben genannten Typen.

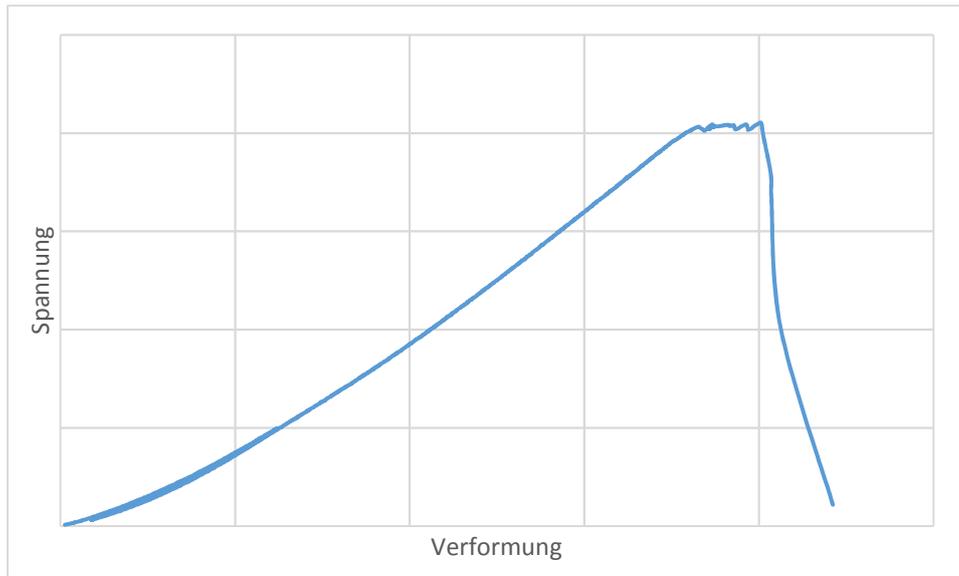


Diagramm 4: Belastungs- und Entlastungskurven einer realen Probe

Bevor strukturelle Schäden an der Probe auftreten, ist in gewissen Spannungsbereichen ein linear-elastisches Probenverhalten annähernd erfüllt (siehe Diagramm 4). Der Bereich niedriger Spannung ist meist nichtlinear, ein Grund dafür könnte der noch nicht vollflächige Kontakt der Probenendflächen an den Druckplatten sein. Schon vor dem Eintritt des Probenversagens kann die Probe das Verformungsverhalten ändern (Punkt A im Diagramm 5). Verantwortlich dafür sind Risse, die schließlich zum strukturellen Versagen führen.

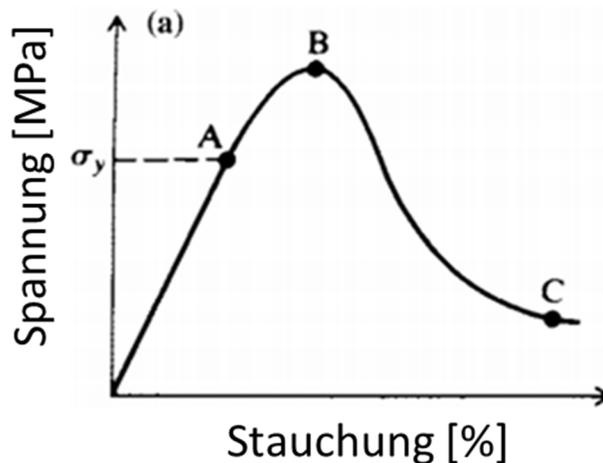


Diagramm 5: Spannungs-Verformungsverhalten einer Gesteinsprobe (nach Brady, Brown, 2005, S.86)

Das Spannungs-Verformungsverhalten der Probe nach dem Versagen wird als Nachbruchbereich oder „post-failure“ bezeichnet (nach B). Während einige Proben, eine Restfestigkeit ausbilden (C), können andere nach dem Bruch keine Spannung mehr aufnehmen. Die einaxiale Druckfestigkeit und das Verformungsverhalten werden stark von der Probengeometrie und dem Gestein beeinflusst:

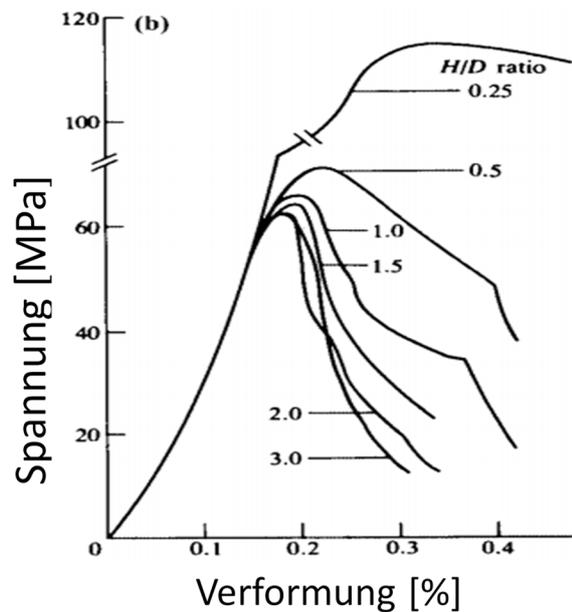


Diagramm 6: Einfluss der Probengeometrie (Höhen zu Durchmesser-Verhältnis) auf Festigkeit und Last-Verformungsverhalten (nach Brady, Brown 2005, S.91)

(Brady, Brown, 2005, S.91)

2.3 Dichte

Die Dichte des Gesteins bestimmt das Gewicht des überlagernden Gesteins und daher grundsätzlich die auftretende Vertikalspannung aufgrund der Gravitation. Entscheidend für die Spannung σ ist hierbei die Teufe T und die durchschnittliche Dichte der Überlagerung ρ .

$$\sigma = \rho \cdot g \cdot T \quad [\text{MPa}]$$

2.4 Wassergehalt (Gestein)

Das Vorhandensein von Wasser kann die Festigkeit von bestimmten Geomaterialien negativ beeinflussen. Die Quellfähigkeit dieser Böden und Gesteine führt bei höherem Wassergehalt zu höherer Plastizität. In diesem Fall kann Wasser sowohl die Reibung als auch die Kohäsion verringern.

Auch bei nichtquellenden Geomaterialien kann Porenwasser die Festigkeit reduzieren.

Im Kapitel 3.2.1 wird auf Wasser in Diskontinuitäten eingegangen.

Da das Gestein im Revier VI nicht wasserführend ist, wird auf eine Vertiefung verzichtet.

3 Gebirgseigenschaften

Gebirge bezeichnet das, im Englischen „rock mass“, genannte System aus Gestein, Diskontinuitäten, Poren und eventuell Wasser. Poren bezeichnen kleine natürlich entstandene Hohlräume in Geomaterialien. Diese sind mit Flüssigkeiten oder Gasen gefüllt und können daher keine Scherspannungen übertragen. In der Bodenmechanik, sowie im Kohlebergbau ist die Untersuchung von Poreneigenschaften entscheidend, nicht jedoch im untersuchten Bergbau. Auf eine explizite Untersuchung von Poren wurde verzichtet.

3.1 Vom Gestein zum Gebirge

Trennflächen können die Festigkeit von Gebirge so weit schwächen, dass ihr Einfluss auf die Gebirgsfestigkeit über jener der Gesteinsfestigkeit liegt. Das Last-Verformungsverhalten des Systems wird dann zu einem großen Teil von Trennflächeneigenschaften kontrolliert. Abbildung 1 zeigt den Übergang vom Gestein über einzelne Diskontinuitäten zum Gebirge.

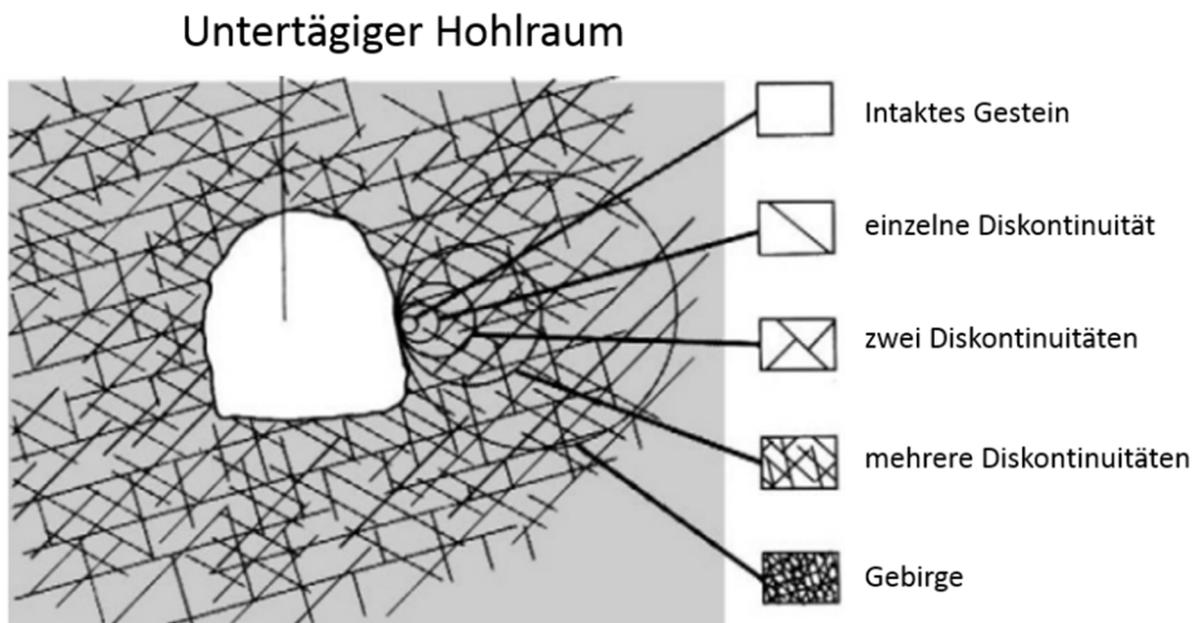


Abbildung 1: Vom Gestein zum Gebirge (nach Brady, Brown, 2005, S.86)

In der Gebirgsmechanik wird versucht, die für die Festigkeitseigenschaften von Diskontinuitäten (=Trennfläche oder Unstetigkeit zwischen Gesteinen) notwendigen Variablen getrennt zu quantifizieren. Die wichtigsten dieser Variablen werden im Laufe dieses Kapitels kurz erläutert. Danach wird auf den in der Gebirgsmechanik wichtigen Maßstabeffekt eingegangen, welcher die Verringerung der Festigkeitseigenschaften von Gestein und Gebirge bei vergrößerten Abmessungen beschreibt.

3.2 Diskontinuitäten

Diskontinuität bezeichnet laut Hudson (Hudson, Harrison, 1997, S.113) eine Unterbrechung des „Kontinuums Gestein“ (siehe Abbildung 1) mit einer „effektiven Zugfestigkeit von Null“. Dieser Ansicht ist auch die ISRM (1978), welche Diskontinuitäten als Sammelbegriff für eine Reihe von Schwächezonen und Trennflächen beschreibt. (ISRM, 1978)

Diese Beschreibung ist nicht ganz zufriedenstellend, da auch Trennflächen mit größerer Zugfestigkeit als Null die Festigkeit des Gebirges beeinflussen können. (Siehe Abbildung 25)

Entstanden sind diese Diskontinuitäten in den meisten Fällen über Jahrtausende durch mechanische, thermische und chemische Einwirkungen. Beispiele von Bezeichnungen aus der Geologie lauten:

Kluft, Störung, Verwerfung, Verschiebung, Schichtung, Bankung,
Schieferung...

Sedimentgesteine weisen aufgrund ihrer Entstehung Bankungsflächen auf, die auf veränderte Bedingungen bei der Ablagerung zurückzuführen sind. (veränderte Strömung, Ablagerungsgeschwindigkeit, abgelagerte Korngrößen, ...) Die dabei entstehenden Grenzflächen können Zonen verminderter Kohäsion sein. Innerhalb von Sedimentschichten ist ebenfalls eine geringere Zugfestigkeit normal zur Sedimentationsebene möglich. (Brady, Brown, 2007, S.224) Sedimentgesteine weisen daher im Normalfall eine Anisotropie bezüglich ihrer Festigkeits- und Verformungseigenschaften auf.



Abbildung 2: Diskontinuität in einer Strecke des Reviers VI

Die Untersuchung von Diskontinuitäten stellt in der Gebirgsmechanik, noch vor der Gesteinsfestigkeit, den wichtigsten Faktor zur Beschreibung eines Gebirges dar. (Hudson, Harrison, 1997, S.113)

Ergänzend dazu ist eine Diskontinuität in einer Vielzahl von Fällen eine annähernd zweidimensionale Struktur. Die Ausdehnung entlang der Hauptachsen kann von Zentimetern bis hin zu Kilometern variieren, während die Ausdehnung normal dazu (eng. aperture) um einige Größenordnungen reduziert ist.

Die in der Gebirgsmechanik berücksichtigten Faktoren für die Charakterisierung von Diskontinuitäten sind:

3.2.1 Festigkeitseigenschaften von Diskontinuitäten

Dieser Abschnitt beschreibt die Festigkeit *einer* Diskontinuität. Für das Last-Verformungsverhalten in einem Gebirgsabschnitt ist jedoch die Kombination aller den Abschnitt beeinflussenden Diskontinuitäten entscheidend.

Obwohl Diskontinuitäten wie oben beschrieben nur geringe Zugspannungen aufnehmen können, sind sie in der Lage, Druck- und Scherspannungen zu übertragen.

Scherspannungen werden anschaulich durch das Schergesetz nach Coulomb dargestellt und können durch Scherversuche quantifiziert werden:

$$\tau = c + \sigma_n \times \tan(\varphi) \text{ [MPa]}$$

c	Kohäsion der Diskontinuität [MPa]
σ_n	Normalspannung auf die Diskontinuität [MPa]
φ	Reibungswinkel in der Diskontinuität [°]

Die Scherfestigkeit τ ist jedoch von einer externen Normalspannung abhängig und daher eine Systemeigenschaft. Als Materialeigenschaft können nur ihre Komponenten Kohäsion und Reibungswinkel bezeichnet werden.

Entscheidend für die Festigkeitseigenschaften sind:

Kohäsion c [MPa]

Als Kohäsion wird die Scherfestigkeit der Diskontinuität, ohne Einfluss einer Normalspannung, bezeichnet. Übersteigt die Verformung ein kritisches Maß, kann die Kohäsion verloren gehen, analog zum Nachbruchbereich bei einaxialen Druckversuchen. Die Kohäsion hängt in erster Linie vom Füllmaterial selbst und dessen Kontakt zum Umgebungsgestein ab. Wasser kann in vielen Fällen die Kohäsion herabsetzen.



Abbildung 3: Gefüllte Diskontinuität in einem Bohrkern

Die Abbildung 3 zeigt eine Diskontinuität in einem Bohrkern. Die dunkle Füllung ist wenige Millimeter mächtig.

Rauigkeit / Reibungswinkel φ []

Reibung bezeichnet das Last-Verformungsverhalten der Diskontinuität ohne Kohäsion. Diese ist von der Normalspannung abhängig und kann durch den Reibungswinkel φ beschrieben werden. Der Reibungswinkel folgt aus dem Scherversuch und ist ein Maß für die Rauigkeit der Diskontinuitätsflächen. Oft als Konstante angenommen, kann der Reibungswinkel jedoch je nach Verformungsweg auch schwanken. Er ist auch von Wassergehalt abhängig.

Es kann zwischen Makro- und Mikrorauigkeit unterschieden werden. Der Unterschied liegt in der Größenordnung, deshalb kann die Makrorauigkeit (oft im Meterbereich) nur schwer gemessen werden. Wird von Scherversuchen im Kleinmaßstab auf Festigkeitseigenschaften größerer Diskontinuitäten geschlossen, muss die größenabhängige Reibung mitberücksichtigt werden.

Dilatation

Die Volumenänderung bei der ungestörten Verschiebung entlang einer Diskontinuität wird Dilatation genannt (blaue Pfeile in der Abbildung 4). Besteht eine Einspannung, so wird die Volumenzunahme verhindert und es bildet sich eine Spannung (rote Pfeile) rechtwinklig zur Diskontinuität aus, welche die Verschiebung behindert (siehe Scherversuch).

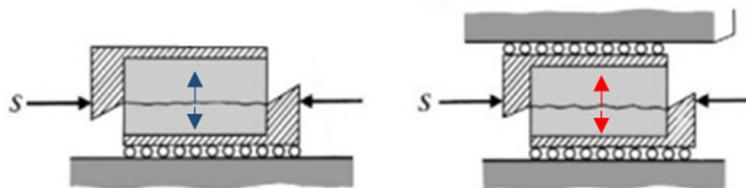


Abbildung 4: Modell einer ungestörten Dilatation (links) und begrenzte Dilatation durch Einspannung (rechts) (nach Brady, Brown 2007, S.127)

Die Begrenzung der Dilatation hat im untertägigen Bergbau entscheidenden Einfluss auf die Standfestigkeit der unterirdischen Hohlräume. Die Einspannung, die generell mit der Tiefe zunimmt, verhindert das Herausfallen von Blöcken aus dem Gebirgsverband. Nach Barton (2002) sind deshalb seichtliegende Tunnel wegen möglicher offenen Klüfte aus Sicht der Standfestigkeit eher schlecht einzustufen.

Die Mächtigkeit einer Diskontinuität beeinflusst ihre Festigkeitseigenschaften insofern, da sich bei dickeren Trennflächenfüllungen leichter eine durchgehende Gleitfläche ausbilden kann, bei der die umgebenden Gesteine auch bei Verformung keinen direkten Kontakt haben.

Da jedoch mit vertretbarem Aufwand nicht alle auftretenden Diskontinuitäten getestet werden können, wurden Methoden entwickelt, die eine Abschätzung der Festigkeitseigenschaften von Diskontinuitäten in situ erlauben. Diese ergeben ein Gesamtbild aller Diskontinuitäten im untersuchten Bereich. Das Ergebnis ist jedoch eher beschreibender Natur und die Bestimmung der Scherfestigkeit einer einzelnen Diskontinuität ist damit nicht möglich.

3.2.2 Ausdehnung der Diskontinuität

Für die Ausdehnung wird in der Englischsprachigen Literatur der Begriff „persistence“ verwendet. Eine ausgedehnte Diskontinuität schwächt das Gebirge naturgemäß in größerem Ausmaß als eine kleinere. Die Ausdehnung wird bei geotechnischen Aufnahmen anhand der Sichtbarkeit der Diskontinuität als Schnittlinie zum Ulm oder zur Firste abgeschätzt. Eine direkte Erfassung der Ausdehnung von durchgehenden Diskontinuitäten anhand einer einzelnen Bohrung ist nicht möglich. Sind jedoch genügend Bohrungen vorhanden, so kann die Ausdehnung abgeschätzt werden.

3.2.3 Orientierung von Diskontinuitäten

Die Orientierung von Diskontinuitäten spielt eine große Rolle in der geotechnischen Beurteilung. Eine einfache Erklärung ist, dass die Festigkeitseigenschaften von homogenem Gestein durch das Vorhandensein von Diskontinuitäten anisotrop werden, also eine Richtungsabhängigkeit aufweisen. (Hudson und Harrison, 1997)

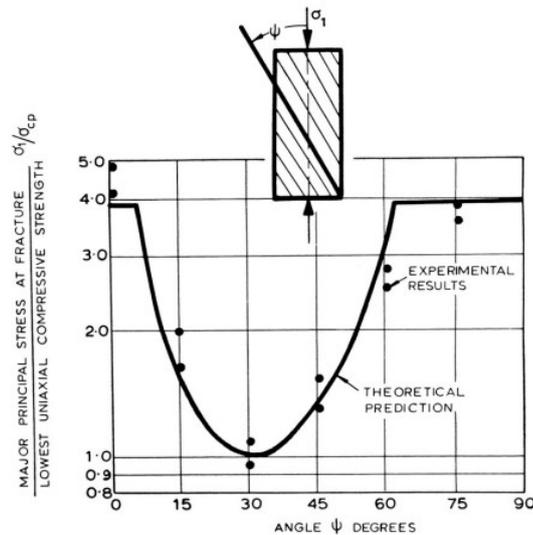


Diagramm 7: Abhängigkeit der Festigkeit einer Diskontinuität (in diesem Fall Schichtflächen von Schiefer) vom Belastungswinkel (Hoek 1966, S.8)

Wird eine Diskontinuität rechtwinklig auf die Ebene ihrer Ausdehnung belastet, so ist der Verlust an Festigkeit für das System Gestein-Diskontinuität gering. Die Belastung entlang eines anderen Winkles kann die Festigkeit deutlich absenken. Das Diagramm 7 stellt dies anhand eines beispielhaften Festigkeitsverlaufs dar. Das Minimum der Festigkeit und der dazugehörige Winkel hängen von den in Kapitel 3.2.1 beschriebenen Faktoren und der Einspannung ab.

Die Bestimmung der Orientierung von Diskontinuitäten anhand von Bohrkernen ist möglich, wenn die Entnahme orientiert erfolgt, da ansonsten lediglich der Winkel zwischen Bohrlochachse und Trennfläche gemessen werden kann. Auf die räumliche Lage kann daraus nicht geschlossen werden. In Kombination mit einer Bohrlochkamera ist bei nicht orientierten Bohrkernen nachträglich eine Bestimmung der Raumrichtungen von Diskontinuitäten möglich. Beide Methoden verursachen jedoch einen signifikant erhöhten Material- und Zeitaufwand.

3.2.4 Anzahl und Abstand der Diskontinuitäten

Die Häufigkeit, mit der Diskontinuitäten in einem bestimmten Volumen auftreten, wirkt sich auf die Standfestigkeit in diesem Bereich aus. Diese ist dabei umso geringer, je größer die Anzahl der Diskontinuitäten und je größer der Hohlraum ist.

Eine Möglichkeit, die Häufigkeit an Diskontinuitäten in einem bestimmten Bereich zu bestimmen ist die „Scanline“. Weiters ist es möglich, diese mittels eines Kernbohrloches anhand der Bohrkerne bestimmen. Dazu wird entweder die Länge der Kernstücke protokolliert, oder man schätzt die mittlere Anzahl an Diskontinuitäten anhand des RQD-Wertes ab. Diese Möglichkeit wird im Kapitel 4.2 genauer erläutert. (Priest, 2012, S. 130)

(Brady und Brown, 2005, S.51, S.58)

3.3 Maßstabeffekt

Die geotechnischen Eigenschaften von Gestein und Gebirge variieren je nach Größe des untersuchten Volumens:

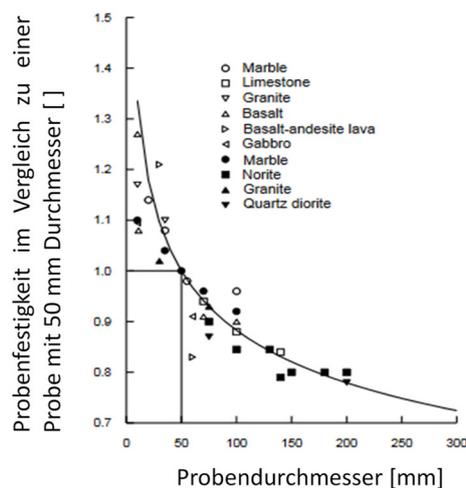


Diagramm 8: Einfluss der Probengröße auf die Festigkeit (nach Hoek, Brown 1980b, S.156)

Die durchschnittliche Festigkeit von kleinen Proben (meist intaktes Gestein) liegt dabei deutlich über der Gebirgsfestigkeit. Bei größeren Probenabmessungen steigt die Wahrscheinlichkeit, dass die Probe entlang einer oder mehrerer Diskontinuitäten versagt, in der Literatur wird dies als Maßstabeffekt beschrieben. In der Theorie sinkt daher die Festigkeit bei steigendem untersuchtem Volumen. Je größer das Volumen, desto mehr treten einzelne Diskontinuitäten in den Hintergrund. Im Diagramm 8 werden nur Probendurchmesser unter 200 mm gezeigt, die Abmessungen von Gebirge liegen jedoch deutlich darüber.

4 Quantifizierung von Gebirgseigenschaften durch Gebirgsklassifikation

Zur qualitativen Gesamtbeurteilung der Gebirgseigenschaften und des Gebirgszustands werden häufig die empirischen Verfahren der Gebirgsklassifikation herangezogen. Qualitative Beschreibungen von Gebirgseigenschaften werden mittels eines Bewertungssystems in eine quantitative Bewertung umgerechnet.

(Siefert, 2009)

Gebirgsklassifikationen sollen eine objektive geotechnische Bewertung eines Gebirgskörpers ermöglichen. Damit sollte es im Idealfall möglich sein, sowohl innerhalb eines Gebirges Bereiche zu identifizieren, als auch verschiedene Gebirge miteinander zu vergleichen.

Es existieren eine Vielzahl von Bewertungssystemen, wovon das „Rock Mass Rating“ nach Bieniawski, das „Mining Rock Mass Rating“ nach Laubscher und das „Q-System“ nach Barton in der vorliegenden Arbeit verwendet wurden. Der „Rock Quality Designation Index“ nach Deere basiert einzig auf dem Diskontinuitätsabstand und der „Geological Strength Index“ nach Hoek bewertet das Gebirge anhand der sichtbaren Struktur und Oberflächenqualität. Die beiden letztgenannten Systeme ermöglichen eine vergleichsweise schnelle Abschätzung des Gebirgszustandes.

Auf Basis solcher Klassifikationen kann eine Ausbauempfehlung erteilt, sowie die Gebirgsfestigkeit berechnet werden. Im Rahmen der vorliegenden Diplomarbeit wurden folgende Gebirgsklassifikationssysteme herangezogen (Tabelle 1) und ihre Einflussparameter (Tabelle 2) beschrieben.

Es muss bei diesen Systemen unterschieden werden zwischen Klassifizierungen, die das Hohlraumverhalten beschreiben (RMR, MRMR, Q) und dem GSI, welcher direkt zur Ermittlung der Gebirgsfestigkeit entwickelt wurde.

Tabelle 1: Untersuchte Eingangsparameter ausgewählter Klassifikationsverfahren (Edelbro 2003)

Verfahren	Ermittlung durch
RQD nach Deere	einzelner Parameter
RMR nach Bieniawski	Summe von Faktoren
MRMR nach Laubscher	Summe von Faktoren und Multiplikation von Faktoren
Q-System nach Barton	Multiplikation von Faktoren
GSI nach Hoek	auf der Basis von Charts

(Siefert, 2009, S.272f)

4.1 Einflussparameter und deren Gewichtung

Je nach Autor unterscheiden sich die Einflussparameter der Klassifikationsverfahren deutlich voneinander. Tabelle 2 zeigt die in dieser Arbeit verwendeten Klassifikationsverfahren, es handelt sich um die am häufigsten verwendeten Systeme. Die Tabelle gibt jedoch keine Auskunft über die Gewichtung der Einflussgrößen, dies folgt in Tabelle 3.

Tabelle 2: Untersuchte Eingangsparameter ausgewählter Klassifikationsverfahren (nach Edelbro, 2003, S.47)

Klassifikationssysteme					
Parameter	RQD	RMR	Q-System	MRMR	GSI
Kluftsystemanzahl			X		
Abstand der Diskontinuitäten	X	X	X	X	X
Zustand/ Festigkeitseigenschaften der Diskontinuitäten		X	X	X	X
Spannungszustand			X	X	
Wasserverhältnisse		X	X	X	
Festigkeit des ungestörten Gesteins		X	X	X	

In der Originaltabelle von Edelbro (2003) werden weitere Klassifikationsverfahren behandelt, diese haben teils zusätzliche Einflussgrößen. Sprengschäden und Gesteinsfestigkeit gehen laut Edelbros Tabelle in den GSI ein, dies erscheint

fragwürdig, da Hoek (2007) diese Faktoren getrennt in seiner Gebirgsfestigkeitsberechnung behandelt (Kapitel 5.2.4).

Der Abstand der Diskontinuitäten scheint, da in allen Verfahren behandelt, (wenn auch nicht gleich erfasst), die wichtigste Einflussgröße für die geotechnische Qualität eines Gebirges zu sein. So ist die „Klassifikation RQD“ eine Art reziproker Diskontinuitätsabstand (siehe 4.2), und gleichzeitig eine wichtige Kenngröße bei anderen Klassifikationsverfahren. Das Rock Mass Rating nach Bieniawski inkludiert diesen Abstand gleich zweimal, da es sowohl den RQD-Wert als auch den Diskontinuitätenabstand mit je 20% in die Bewertung aufnimmt. Festigkeitseigenschaften der Diskontinuitäten spielen (außer beim RQD-Wert) eine wichtige Rolle bei der Beurteilung der Gebirgsqualität.

Diskontinuitäten mit hoher Kohäsion und innerer Reibung sollten die Gesamtfestigkeit des Gebirges weit weniger beeinflussen als nasse, tongefüllte Trennflächen. Beim RMR nach Bieniawski wird der Zustand der Diskontinuitäten mit 30% bewertet, dies veranschaulicht die große Bedeutung, welche diesem Einflussparameter zugemessen wird.

Die Festigkeit des ungestörten Gesteinsmaterials sowie die Wasserverhältnisse werden ebenso bei einem Großteil der Verfahren berücksichtigt, im Falle des RMR zu je 15 %.

Tabelle 3: Gewichtung der Einflussfaktoren ausgewählter Klassifikationsverfahren

Einfluss auf das Ergebnis	Klassifikationen				
	RQD	RMR	*RMR _{Laubscher}	Q	GSI
Abstand der Diskontinuitäten (inkl. RQD)	100%	40%	40%	33%	50%
Zustand/Festigkeitseigenschaften der Diskontinuitäten	0%	30%	40%	18%	50%
Wasserverhältnisse	0%	15%		16%	0%
Festigkeit des ungestörten Gesteins	0%	15%	20%	33%	0%
Spannungszustand	0%	0%	0%		0%

*RMR_{Laubscher} ist der MRMR ohne Bergbaueinfluss

Es sei angemerkt, dass die Auswahl, die Bezeichnung und auch die Beurteilung der Einflussfaktoren sich bei jedem System unterscheiden. Auch wurden die einzelnen Verfahren im Laufe der Jahre immer wieder überarbeitet und die Gewichtung der Parameter leicht verändert, da die Datenlage in den letzten Jahrzehnten zunahm.

Das RMR nach Bieniawski wurde in der Version von 1989 verwendet, da Vergleiche mit anderen Verfahren sich meist auf diese beziehen. Die Anpassungen im Jahre 1993 erlauben eine minimal genauere Beschreibung und Bewertung einzelner Parameter, ändern aber das Gesamtergebnis nicht grundlegend. Der RQD-Wert wurde 1964 eingeführt und seitdem kaum verändert. Laubschers MRMR wurde in der Version von 1990 verwendet. 2000 gab es eine Aktualisierung, welche den RQD nicht mehr einfließen lässt und stattdessen zementierte Klüfte in die Bewertung aufnimmt. (Jakubec et al., 2007) Aufgrund der noch stärkeren Fokussierung auf Bruchbaue wurde die neueste Version nicht angewendet:

„All of the changes were in direct response to the challenges encountered when applying the classification system in the mining environment, specifically caving operations in Chile and Australia“– (Jakubec et al., 2007)

Bartons Q-System wurde in der aktuellen Version von 2002 verwendet. Der GSI stammt aus dem Jahr 1994, es werden aber auch heute noch laufend Überarbeitungen herausgegeben. Die in der Arbeit verwendete Version des Charts wurde im Jahr 2000 von Hoek und Marinos publiziert.

4.2 RQD (1989) nach Deere

Der „Rock Quality Designation“ Wert (RQD) ist ein Parameter in der Gebirgsklassifikation. Dieser wird in mehreren Klassifikationsverfahren benötigt (z.B. RMR, MRMR, Q-System, ...), erlaubt aber auch für sich alleine eine erste Abschätzung der Gebirgsqualität.

“The RQD is a modified core recovery percentage in which all the pieces of sound core over 4 in. long (100 mm) are summed and divided by the length of the core run.”

(Deere, 1989, S11)

Der RQD ist daher ein modifizierter Prozentsatz der Bohrkernausbeute, bei dem die Länge aller intakten Bohrkernstücke, welche länger als 100 mm sind, summiert und durch die Länge des untersuchten Bereichs dividiert werden.

Er wurde eingeführt um eine bessere Beschreibung der Gebirgsqualität zu erhalten, da früher von Kernbohrungen nur die Kernausbeute und geologische Beschreibungen zur Verfügung standen. Ursprünglich zur Prognose der Gebirgsverhältnisse im Tunnelvortrieb und als Ausbauempfehlung entwickelt, wurde der RQD später auch als Einflussgröße in Gebirgsklassifizierungen verwendet.

(Deere, 1989)

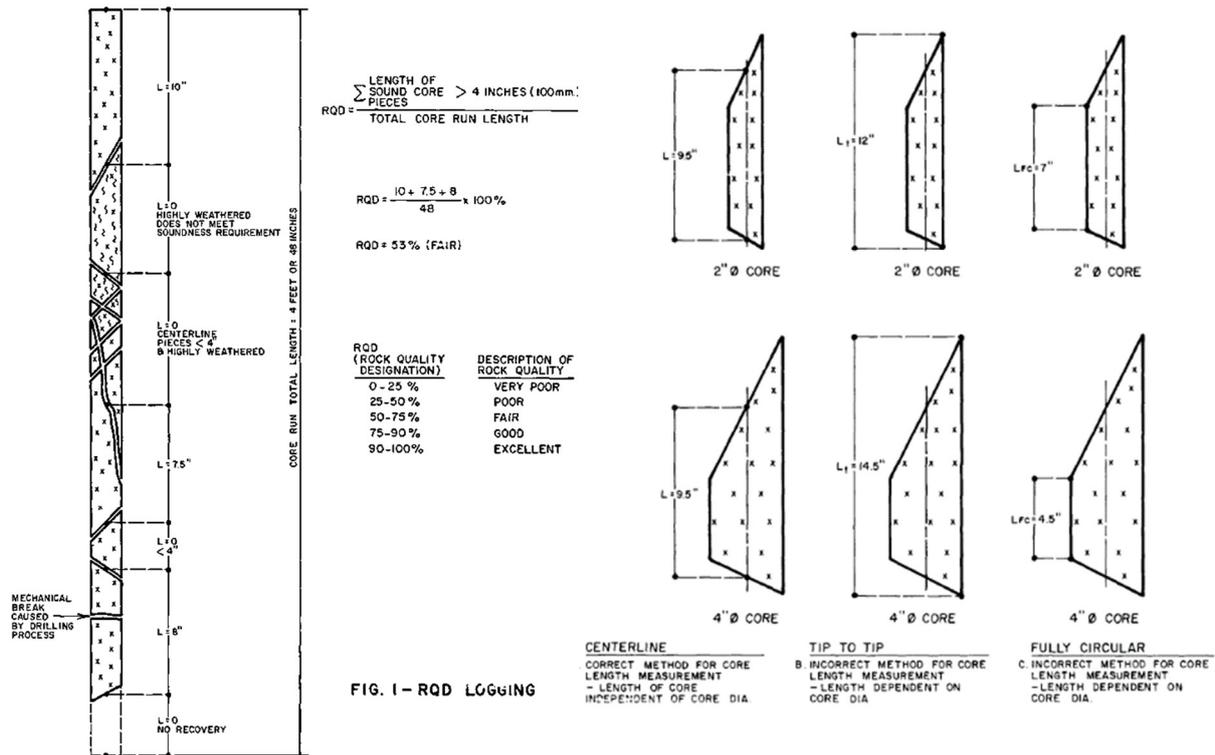


Abbildung 5: Bestimmung des RQD-Werts (Deere, 1989, S.12ff)

Standardmäßig werden die Kerne entlang der Mittelachse gemessen (Abbildung 5). Kernbrüche, welche durch den Bohrvorgang verursacht werden, sollten den RQD Wert nicht beeinflussen. (Deere, 1989, S.15)

Die durch Sprengarbeiten am Hohlraumrand hervorgerufenen Risse verringern den RQD-Wert bis zu einer Tiefe von bis zu 2m. Diese sollten beim Erfassen des RQD-Wertes nicht einberechnet werden. (Using the Q-System, 2013, S.14) Bei einem regelmäßigen Diskontinuitätsabstand nahe von 10 cm sollte der RQD nicht verwendet werden, da hier die Aussagekraft verringert ist. So würde sich bei 9 cm langen Bohrkernen ein RQD von 0 ergeben, während bei 11 cm ein RQD von 100 erreicht würde.

Der RQD kann mittels folgender Formel aus dem Diskontinuitätsabstand abgeschätzt werden:

$$RQD = 100 e^{-0,1 \lambda} (0,1\lambda + 1)$$

λ bezeichnet hierbei die durchschnittliche Anzahl an Diskontinuitäten pro Meter.

(Priest, Hudson, 1976, S.138)

In den neueren Veröffentlichungen verwendet Deere folgende Benotung:

Tabelle 4: Klassifizierung des Gebirges nach Deere (1989, S.12)

RQD [%]	Gesteinsqualität
<25	Sehr schlecht
25-50	Schlecht
50-75	Mittel
75-90	Gut
90-100	Sehr gut

In früheren Versionen wurde die höchste Bewertung erst ab 95% vergeben. Dies wurde spätestens 1970 geändert.

(Deere, 1989)

Dem Vorteil einer einfachen Durchführung stehen beim RQD wesentliche Nachteile gegenüber:

Der RQD beurteilt das (dreidimensionale) Gebirge anhand eines eindimensionalen Bohrlochs. Nicht zufällig verteilte Diskontinuitäten wie etwa großräumige Kluftsysteme können daher je nach Bohrrichtung zu unterschiedlichen Ergebnissen führen.

Eine weitere Einschränkung betrifft die Verteilung der Trennflächen innerhalb des Bohrkerns. So ist ein RQD von 70 möglich, wenn auf einen 70 cm langen soliden Kern eine 30 cm lange Schwächezone folgt. Das andere Extrem wären kurze Kernstücke in der Größenordnung von etwa 9 – 12 cm, die ebenso den gleichen RQD ergeben. Die geotechnische Beurteilung laut RQD ist hier in beiden Fällen ident, obwohl eine gänzlich andere Situation vorliegt. (Wagner, 2016) Besonders bei hohen RQD-Werten verringert sich somit die Genauigkeit, da der Schwellenwert fix mit 4 Inch, entsprechend 10 cm, festgelegt wurde.

4.3 RMR (1989) nach Bieniawski

Das Rock Mass Rating nach Bieniawski wurde ursprünglich für den Tunnelbau entwickelt. Heute zählt es zu den meistverwendeten Verfahren im Bergbau und Tunnelbau. Folgende Parameter fließen in die Bewertung ein:

$$\text{RMR}_{\text{Bieniawski}} = R_S + R_{\text{RQD}} + R_{\text{SD}} + R_{\text{CD}} + R_{\text{WC}} + A_{\text{OD}}$$

Wobei:

$\text{RMR}_{\text{Bieniawski}}$	Bewertung des Gebirges nach Bieniawski
R_S	Bewertung der Festigkeit des Gesteins
R_{RQD}	Bewertung des RQD-Wertes
R_{SD}	Bewertung des Abstandes von Diskontinuitäten
R_{CD}	Bewertung des Zustandes von Diskontinuitäten
R_{WC}	Bewertung des Wasserzustandes
A_{OD}	Anpassung für Orientierung der Diskontinuitäten

Der Parameter A_{OD} ist der einzige Wert, der durch Abbautätigkeiten beeinflusst werden kann, wohingegen alle anderen Werte durch die Geologie des Gebirges vorgegeben sind. (Siefert, 2009)

Bohrkerne sind für die Festigkeitsermittlung und den RQD-Wert notwendig, die Diskontinuitäten und der Wasserzustand werden am anstehenden Gestein beurteilt.

Für den Berg- und Tunnelbau wurde ein an diese speziellen Gegebenheiten angepasster RMR-Wert eingeführt. Diese Einflussparameter entsprechen jenen von Laubschers Mining Rock Mass Rating:

$$\text{RMR}_{\text{adj}} = \text{RMR}_{\text{Bieniawski}} \times \frac{(A_b \times A_s \times S)}{10^6}$$

Es berücksichtigt Sprengeneinflüsse A_b ($=A_{\text{BE}}$), Spannungsumlagerungen S ($=A_{\text{IS}}$) durch den Abbau sowie eine Anpassung für Scherzonen und Klüfte A_s ($=A_{\text{JO}}$). Die Verwitterung ($=A_{\text{WE}}$) von Laubscher wird nicht berücksichtigt. Die Einflussparameter werden im Detail im Kapitel 4.4 beschrieben.

(Siefert, 2009), (Bieniawski, 1989)

Das Rock Mass Rating – Verfahren wurde und wird weltweit im Hartgesteinsbergbau eingesetzt, doch gab es auch Anwendungen in Kohlebergwerken.

Ergebnis dieser Untersuchung ist eine Einteilung in fünf Gebirgsklassen von „*very poor rock*“ bis „*very good rock*“ (Siefert, 2009, S.273). Die Beurteilungstabelle gilt auch für das RMR nach Laubscher.

Tabelle 5: Klassifizierung des Gebirges nach Bieniawski (Siefert, 2009, S.273)

MRMR	Bewertung
0-20	Sehr schlecht
21-40	Schlecht
41-60	Mittel
61-80	Gut
81-100	Sehr gut

Anmerkung: Das Rock Mass Rating von 1976 ist mit der Version von 1989 nicht direkt vergleichbar. Es werden zwar dieselben Gebirgseigenschaften bewertet, jedoch wurde der Bewertungsschlüssel verändert. So wurde etwa der Einfluss des Abstands der Diskontinuitäten auf das Ergebnis von 30% auf 20% gekürzt. Dafür fließen der Zustand der Diskontinuitäten und der Wasserzustand um 5 % mehr als zuvor ein. Zusätzlich wurden auch die Grenzen innerhalb der einzelnen Wertebereiche verschoben. So ist die höchste Bewertung von 15% bei der Gesteinsfestigkeit erst ab 250 MPa statt 200 MPa möglich.

Liegen die Rohdaten (Gesteinsfestigkeit in MPa, Abstand der Diskontinuitäten in m, ...) vor, kann allerdings die Bewertung nach beiderlei Versionen berechnet werden.

Laut Bieniawski (1989, S.51f) ist der RMR_{89} trotz der Änderungen kein neues System, sondern eine Modifikation, die anhand der neu zur Verfügung stehenden Fallstudien durchgeführt wurde.

(Hoek, Brown, 1980b), (Bieniawski, 1989)

4.4 MRMR (1990) nach Laubscher

Laubscher entwickelte das Mining Rock Mass Rating zur Bemessung von Blockbruchbauen und Ausbaumaßnahmen. Ähnlich dem RMR_{Adju} wird zuerst das Gebirge ohne Abbaueinfluss beschrieben:

R_{IRS} : Bewertung der durchschnittlichen Festigkeit des intakten Gesteins IRS
 R_{RQD} : Bewertung der RQD Wertes
 R_{JS} : Bewertung des Kluffabstandes JS
 R_{JC} : Bewertung des Kluffzustandes JC

$$RMR_{Laubscher} = R_{IRS} + R_{RQD} + R_{RJS} + R_{JC}$$

Danach werden die abbaubedigten Einflüsse bewertet:

MRMR: Mining Rock Mass Rating nach Laubscher 1990
RMR_{Laubscher}: RMR nach Laubscher 1990
A_{WE}: Anpassung für Verwitterung des Gebirges und der Diskontinuitäten
A_{JO}: Anpassung für die Orientierung von Klüften
A_{IS}: Anpassung für bergbauinduzierte Spannungsumlagerungen
A_{BE}: Anpassung für Auswirkungen der Sprengarbeit

$$MRMR = RMR_{Laubscher} \times \left(\frac{A_{WE}}{100} \times \frac{A_{JO}}{100} \times \frac{A_{IS}}{100} \times \frac{A_{BE}}{100} \right)$$

Folgendes Bewertungsschema für die Gebirgsklasseneiteilung wird von Laubscher verwendet:

Tabelle 6: Klassifizierung des Gebirges nach Laubscher

MRMR	Bewertung
0-20	Sehr schlecht
21-40	Schlecht
41-60	Mittel
61-80	Gut
81-100	Sehr gut

(Siefert 2009)

Es sei darauf hingewiesen, dass das RMR_{Bieniawski} einige Parameter anders als im RMR_{Laubscher} bewertet. Die Berechnung des MRMR aus dem RMR_{Bieniawski} oder RMR_{Adju} aus dem RMR_{Laubscher} ist daher nicht möglich.

4.5 Q-System (2002) nach Barton

Das Q-System nach Barton stammt aus dem Tunnelbau und Bergbau und wurde als objektives Verfahren zur Beurteilung der Ausbauerfordernisse von Tunneln entwickelt. Die überwiegende Anzahl an Fallstudien, anhand deren dieses Verfahren entwickelt wurde, behandelten Hartgestein (Granit und Gneis) und stammen aus Schweden und Norwegen.

(Bieniawski 1989, S.89)

Es ist ein multiplikatives Verfahren, welches das Gebirge mittels drei Faktoren beschreibt:

- RQD/J_n beschreibt das Trennflächengefüge des Gebirges
- Der zweite Faktor, J_r/J_a, ergibt sich aus der die Scherfestigkeit der Klufsysteme im Gebirgsverband
- J_w/SRF beschreibt die lokal auftretenden Wasserverhältnisse und die Wirkung der Gebirgsspannung im untersuchten Bereich.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

Q: Q-Wert

Die einzelnen Einflussfaktoren lauten:

RQD:	RQD-Wert
J _n :	Klufsystemzahl
J _r :	Kluftraugigkeitszahl
J _a :	Klufzustandszahl
J _w :	Klufwasserreduktionszahl
SRF:	Spannungsreduktionsfaktor

Siefert 2009

Für Gesteine mit einer einaxialen Druckfestigkeit unter 100 MPa wird von Barton (2002) der „normalisierte Q-Wert“ empfohlen. Berechnet wird dieser durch

$$Q_c = Q \frac{\sigma_{ci}}{100}$$

Aufgrund der großen Bandbreite des Ergebnisses (0,001 bis 1000) ist das System logarithmisch aufgebaut.

Tabelle 7: Bewertungsschema des Q-System (Barton, 2002)

Q - Q_c Wert	Beschreibung
0,001-0,01	Außergewöhnlich schlecht
0,01-0,1	Extrem schlecht
0,1-1	Sehr schlecht
1-4	Schlecht
4-10	Mittel
10-40	Gut
40-100	Sehr gut
100-400	Extrem gut
400-1000	Außergewöhnlich gut

Durch das multiplikative System können einzelne Parameter das Gesamtergebnis der Klassifizierung deutlich stärker abwerten, als in additiven Verfahren. Am deutlichsten kann dies am Beispiel des Spannungsreduktionsfaktors gezeigt werden, da dieser über eine Bandbreite von 400 verfügt und daher das Resultat sehr stark verändern kann. Die logarithmische Skalierung der Beschreibung wirkt diesem Umstand jedoch entgegen.

4.6 GSI (2002) nach Hoek

Der GSI nach Hoek beschreibt den Zerlegungsgrad des Gebirges. Dieses Verfahren beruht auf der Beurteilung des Gebirgsgefüges anhand von Charts, wobei es diese für intaktes, relativ homogenes Gebirge und auch für heterogene Gebirgsverhältnisse gibt. Es wurden bisher eine Vielzahl an Charts veröffentlicht. (Marinos, Hoek, 2005)

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)
 From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.

STRUCTURE	SURFACE CONDITIONS			
	VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments
	DECREASING SURFACE QUALITY →			
INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with low widely spaced discontinuities	90			N/A
BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70		
VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60		
BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			50	
DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces			40	
LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes			30	
			20	
	N/A	N/A		10

DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓

Abstand der
Diskontinuitäten

Scherfestigkeit der Diskontinuitäten

Diagramm 9: Optische Ermittlung des GSI nach Hoek und Marinos (2000)

Das Verfahren nach GSI verwendet nur zwei Parameter. Dabei bildet die x-Achse die Beschaffenheit der Diskontinuitäten (Scherfestigkeit) ab und die y-Achse zeigt die Struktur des untersuchten Aufschlusses oder Bohrkerns (Zerlegungsgrad). Der GSI ist daher ein sehr einfaches und schnelles Klassifikationsverfahren. Daraus ergeben sich einige Nachteile, im speziellen die Nichtbeachtung von Einflussgrößen wie einaxiale Druckfestigkeit, Wasser- und Spannungsverhältnisse. Sprengschäden, die durch hohen Energieeintrag am Hohlraumrand auftreten, können bei Ungeübten aufgrund des schlechten visuellen Eindrucks zu einer ungerechtfertigt konservativen Einschätzung des untersuchten Abschnitts führen. Für GSI – Werte unter 25 sollte dieses Verfahren nicht angewendet werden (Siefert, 2009), (Brady, Brown, 2006), (Marinos, Hoek, 2000).

Sprengschäden und Gesteinsfestigkeit werden in der Gebirgsfestigkeitsberechnung nach Hoek (Kapitel 5.2.4) anhand zusätzlicher Einflussparameter miteinbezogen.

Wie in Diagramm 9 ersichtlich, beurteilt der GSI Kluff- und Festigkeitseigenschaften anhand des optischen Eindrucks und fasst diese zusammen, ohne sich dabei auf Messwerte zu stützen. Der GSI ist deshalb eine Beurteilung des Trennflächengefüges als Ganzes. Als einziger der verwendeten Verfahren hat der GSI keine vorgesehene schriftliche Benotung. Es ist laut Hoek et. al. (2013) möglich, den GSI auch anhand Kluffzustand (nach $RMR_{Bieniawski}$) und RQD abzuschätzen. Darauf wird im Kapitel 8.3 eingegangen.

5 Gebirgsfestigkeit

5.1 Wie wird die Gebirgsfestigkeit beurteilt?

Im Laufe der letzten Jahrzehnte wurden viele Methoden zur Abschätzung der Gebirgsfestigkeit veröffentlicht. Der Begriff **Abschätzung** wird hier dem Ausdruck „Bestimmung“ vorgezogen, da der Grad der Unsicherheit bei natürlichen entstandenen Material wesentlich höher liegt als bei künstlichen Werkstoffen. Die große Abweichung der Ergebnisse verschiedener Verfahren im vorliegenden Fall verdeutlicht diese Problematik.

Gebirgsfestigkeit und Standfestigkeit eines unterirdischen Hohlraumes

Die Standfestigkeit eines unterirdischen Hohlraumes ist auch von der Gebirgsfestigkeit abhängig. Für die Standfestigkeit ist jedoch die Lage und die Dimension des aufgefahrenen Hohlraums von Bedeutung (Systemeigenschaft), während die Gebirgsfestigkeit eine reine Materialeigenschaft ist. Die Klassifikationsverfahren RMR, MRMR und Q beurteilen den Hohlraum an sich. Die Möglichkeit der Berechnung einer Gebirgsfestigkeit wurde bei all diesen Systemen erst nachträglich hinzugefügt.

Im Gegensatz zu den anderen Klassifikationssystemen beurteilt der GSI nur die für die Gebirgsfestigkeit notwendigen zwei Kennzahlen:

Zerlegungsgrad des Gebirges (Abstand der Diskontinuitäten)

Scherfestigkeit der Diskontinuitäten (Zustand der Diskontinuitäten)

Das System GSI ist deshalb für die Ermittlung der Gebirgsfestigkeit von allen Klassifikationssystemen am besten geeignet, weil es genau zu diesem Zweck entwickelt wurde.

(Wagner, 2016)

5.2 Gebirgsfestigkeit auf Basis von Gebirgsklassifikationen

Diese Methoden verwenden die Ergebnisse der im Kapitel 4 beschriebenen Gebirgsklassifikationsverfahren zur Berechnung einer Gebirgsfestigkeit. Da diese Verfahren vorrangig die festigkeitsrelevanten Variablen *Zustand* und *Anzahl der Diskontinuitäten* im Gebirgskörper beschreiben, sollte sich damit die Festigkeit des Gebirgskörpers abschätzen lassen. Zusätzlich geht meist die einaxiale Druckfestigkeit des Gesteins in das Ergebnis ein. Hohe Festigkeiten sind deshalb nur bei hohen einaxialen Druckfestigkeiten des Gesteins und wenig zerlegtem Gebirge möglich.

Für die empirische Berechnung der Gebirgsfestigkeit auf Basis der Gebirgsklassifikation sind zahlreiche Ansätze bekannt (Diagramm 26). In dieser Arbeit wurden nur häufiger zitierte Modelle herangezogen.

5.2.1 Ramamurthy 1986

Diese Festigkeitsberechnung basiert auf einer vergleichsweise geringen Anzahl an Untersuchungen an Andesit. (Ramamurthy, 1986)

$$\sigma_{cm} = \sigma_c e^{\frac{RMR-100}{18,75}} \quad [\text{MPa}]$$

Das der Berechnung zugrundeliegende Rock Mass Rating ist jenes von 1976. In Ermangelung der Ergebnisse dieser Version wurde das RMR von 1989 herangezogen, obwohl eine exakte Übertragung nicht möglich ist. (Kapitel 4.3) Dasselbe gilt auch für die Berechnung nach Trueman.

Ramamurthy et.al. entwickelten auch ein selbstständiges Verfahren zur Festigkeitsbestimmung an intaktem Gestein, welches sich an einem eigenen Klassifikationssystem orientiert (Edelbro, 2003). Auf dieses wird in der vorliegenden Arbeit nicht weiter eingegangen.

5.2.2 Trueman 1988

Trueman verwendet das Rock Mass Rating als einzigen Einflussparameter für die Berechnung seiner Gebirgsfestigkeit. Anders als in anderen Verfahren wird die Gesteinsfestigkeit nur über den Umweg des RMR berücksichtigt:

$$\sigma_{cm} = 0,5 \cdot e^{\text{RMR} \cdot 0,06} \quad [\text{MPa}]$$

RMR-Werte unter 40 ergeben sehr niedrige Festigkeiten von unter 5 MPa, während ein Gebirge mit einem RMR von 100 eine Festigkeit von 200 MPa erreichen soll.

Das Ergebnis der Gebirgsfestigkeitsberechnung kann im folgenden Diagramm abgelesen werden, als Vergleich dient die Berechnung nach Ramamurthy:

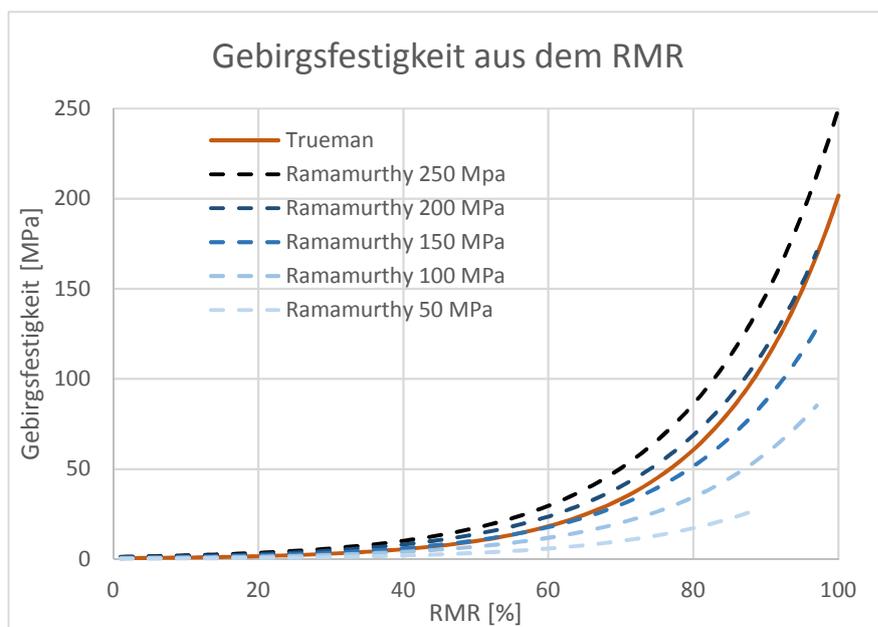


Diagramm 10: Gebirgsfestigkeit nach Trueman und Ramamurthy aus dem RMR

Es sei daran erinnert, dass die Gesteinsfestigkeit in das Rock Mass Rating nach Bieniawski eingeht und deshalb auch bei der Berechnung der Gebirgsfestigkeit nach Trueman berücksichtigt wird. Einzig die Gewichtung dieser Einflussgröße ist geringer. Aus demselben Grund ist ein Rock Mass Rating von 100 % bei einer einaxialen Druckfestigkeit des Gesteins von weniger als 250 MPa (wie im oberen Diagramm angedeutet) unmöglich. Der rechte Rand des Diagramms ist daher in der Praxis zumindest für Gesteine mittlerer und geringer Festigkeiten nicht relevant.

5.2.3 Barton 2002

Barton veröffentlichte seine Gebirgsfestigkeitsberechnung zur Abschätzung der auftretenden Kräfte an Tunnelbohrmaschinen.

$$\sigma_{cm} = 5 \times \rho \times Q_c^{1/3} [\text{MPa}]$$

ρ Dichte [t/m^3]

Q_c normalisierter Q-Wert

Laut Barton soll der RQD für den Fall der Gebirgsfestigkeitsbestimmung, wenn möglich, entlang der Tunnelachse bestimmt werden. (Barton, 2002, S.196) Dies war im Falle der Strecken und Kammern in der Breitenau nicht möglich, da diese schon zuvor aufgefahen wurden.

Die von Singh (1997) entwickelte Formel für die einaxiale Druckfestigkeit des Gebirges

$$\sigma_{cm} = 7 \times \rho \times Q^{1/3} [\text{MPa}]$$

ist der Ursprung von Bartons Gebirgsfestigkeitsberechnung. Diese basiert auf einem Datensatz aus der Rückanalyse von 60 instrumentierten Tunnelabschnitten mit einem Q kleiner als 10. (Singh, 1997, S.53)

Da im Q-System ein Faktor (SRF) verwendet wird, welcher teils von der Teufe abhängt, ergeben sich für das exakt selbe Gebirge niedrigere Festigkeiten, wenn die Teufe (oder die wirksamen Spannungen) zunehmen. Dies scheint bei näherer Betrachtung nicht nachvollziehbar, vor allem, da der Faktor großen Einfluss auf das Ergebnis des Q-Systems und damit auch auf die Gebirgsfestigkeit hat. Weiters ist das Inkludieren der Dichte des Gesteins in die Festigkeitsbestimmung zumindest ungewöhnlich. Diese Anmerkungen gelten für beide Formeln gleichermaßen.

Diese Berechnung der Gebirgsfestigkeit bezieht sich auf das Gebirge im Nahbereich eines gewölbten Tunnels. (Singh, 1997, S.54)

5.2.4 Hoek 2007

Die Berechnung der Gebirgsfestigkeit nach Hoek gestaltet sich durch die Fülle an Einflussparametern deutlich komplexer, wie in der Formel für die globale Gebirgsfestigkeit ersichtlich ist:

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \times \frac{(m_b + 4 \times s - a \times (m_b - 8 \times s)) \times \left(\frac{m_b + s}{4}\right)^{a-1}}{2 \times (1+a) \times (2+a)} \text{ [MPa]}$$

$$m_b = m_i \times e^{\frac{GSI-100}{28-14 \times D}}$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9-3 \times D}}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \times \left(e^{\frac{-GSI}{15}} \quad e^{\frac{-20}{3}} \right)$$

Das Klassifikationsverfahren GSI ist hierbei ein wichtiger Einflussparameter. Mit „D“ wird der Beeinträchtigungsfaktor bezeichnet, dieser bewertet den entstandenen vortriebs- oder abbaubedingten Schaden im unmittelbaren Bereich um den geschaffenen Hohlraum. Dieser kann auch anhand der veröffentlichten Beispielfotos abgeschätzt werden. „mi“ ist eine Gesteinskonstante und wird mithilfe von triaxialen Druckversuchen im Labor bestimmt. Sollte dies nicht möglich sein, kann auf eine Tabelle zurückgegriffen werden, mit welcher die Werte für die wichtigsten Gesteinsarten abgeschätzt werden können. „s“ gibt an, wie intakt das Gestein vorliegt, berechnet aus dem GSI und dem Beeinträchtigungsfaktor D. „s“=1 entspricht ungestörtem Gestein und „s“=0 beschreibt „komplett gebrochenes Material“ (Hoek, Brown, 1980a, S. 1015)

(Siefert, 2009)

Das Computerprogramm „RocData“ kann zur Berechnung von Hoeks Gebirgsfestigkeit herangezogen werden. Dieses verfügt auch über eine umfangreiche Datenbank zur Bestimmung der notwendigen Materialeigenschaften.

(<https://www.rocscience.com/rocscience/products/rocddata>, 23.11.2016)

5.2.5 Laubscher 1990

Laubscher bietet zwei Methoden zur Festigkeitsbestimmung.

$$RMS = \frac{RMR_{Laubscher} - R_{IRS}}{80} \times \left(\frac{IRS \times 80}{100} \right)$$

[MPa] R_{IRS} durchschnittliche Festigkeit des intakten Gesteins [MPa]

R_{IRS} Bewertung der durchschnittlichen Festigkeit des intakten Gesteins []

Die Gebirgsfestigkeit "Rock Mass Strength" nach Laubscher gibt die Festigkeit des ungestörten Gebirges ohne Bergbaueinfluss an.

$$DRMS = RMS \times \left(\frac{A_{WE}}{100} \times \frac{A_{JO}}{100} \times \frac{A_{BE}}{100} \right) \text{ [MPa]}$$

Die "Design Rock Mass Strength" gibt Auskunft über die Festigkeit im Bergbaueinfluss stehender Gebirgskörper ohne Einspannung (einaxial). Die einzelnen Berechnungsparameter wurden im Kapitel 4.4 beschrieben. Laubscher ergänzt seine Berechnungen durch Ausbauklassen. Anhand dieser kann mithilfe des Design Rock Mass Rating und der Spannung eine Abschätzung des Gebirgsverhaltens erfolgen. Weiters wurde ein Diagramm zur Ermittlung der Standfestigkeit anhand des hydraulischen Radius entwickelt.

(Laubscher, 1990)

In dieser Arbeit wurde auf die Auswertung der Diagramme verzichtet und nur die Gebirgsfestigkeit berechnet.

5.3 Berechnung durch ein Versagenskriterium

5.3.1 Mohr -Coulomb

Die Berechnung nach Mohr-Coulomb basiert auf deren Versagenskriterium. Das dahinterstehende Verfahren wird häufig in der numerischen Analyse eingesetzt. Es

handelt sich um eine mathematische Beschreibung des Scherbruches. Die daraus resultierende Formel zur Ermittlung der einaxialen Druckfestigkeit lautet:

$$\sigma_{cmEinaxial} = \frac{2 \times c \times \cos(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \quad [\text{MPa}]$$

c Kohäsion des Gebirges [MPa]

φ Reibungswinkel des Gebirges [°]

(Siefert, 2009, S.429f)

5.4 Großversuche

Diese Versuche ermöglichen Erkenntnisse über das Last-Verformungsverhalten von größeren Gesteinskörpern. Durch immer größere Probenabmessungen ist es möglich, dem Bruchverhalten des Gebirges näher zu kommen, als durch Standard-UCS-Tests. Eine Herausforderung sind Großversuche auch durch die schwierige Probenherstellung, wo sich eine Schwächung der Probe durch den Herstellprozess kaum vermeiden lässt. Umfangreichere Versuchsreihen sind hauptsächlich aus dem Kohlebergbau (USA – Greenwald, sowie RSA – Bieniawski, Van Heerden, Cook und Wagner) bekannt. Die getesteten Proben hatten teils Kantenlängen um einen Meter, doch liegen die Abmessungen von Festen im Bergbau Größenordnungen darüber. Deshalb können Großversuche, auch wenn die Probengröße im Kubikmeter-Bereich liegt, keine endgültigen Aussagen zur Gebirgsfestigkeit liefern.

Die deutlich höhere Festigkeit von Hartgestein gegenüber Kohle erschwert die schneidende Anfertigung von Proben, und eine Herstellung durch Sprengungen könnte die Probenfestigkeit beeinflussen. Es wurden bisher nur vereinzelt Großversuche an Hartgestein angestellt. Jahns (1966) führte Versuche an würfelförmigen Modellfesten aus Eisenerz mit Kantenlängen bis zu 1m durch. Die Versuche von Pratt et.al. (1972) an Diorit wurden teilweise an Proben mit noch größeren Abmessungen durchgeführt.

Da solche Versuche sehr kostspielig sind, ist ihre Anwendung selten. Im Bergbau Breitenau wurden bis dato keine Versuche dieser Art durchgeführt.

5.5 Rückrechnung von Versagensfällen

Die Datenlage in diesem Bereich ist wenig umfangreich, besonders für den Hartgesteinsbergbau. Eine Ausnahme bilden die Bergbaue der Boliden-Gruppe in Schweden:

Rock structure	Mine	Rock type	Uniaxial compressive strength (MPa)		Test method	Volume (m ³)	Scale factor
			Laboratory	Large scale			
Pillar							
	Laisvall 1	Sandstone	180	19	SM ¹	2400	9
	Laisvall 2	Sandstone	160	22	SM	190	7
	Vassbo	Sandstone	340	12	BC ²	180	29
	Stekenjokk 1	Sulphide ore	210	20	SM	500	10
	Stekenjokk 2	Keratophyre	130	26	SM	330	5
Roof							
	Näsliden	Sulphide ore	250	65–70	SM	840	4
Hanging wall							
	Långsele ³	Quartzite	180	1.9	BC	0.3·10 ⁶	95
	Grängesberg ⁴	Leptite	100	0.45	BC	15·10 ⁶	220

¹SM = stress measurement; BC = back calculation; ³Kolsrud and Krauland [3]; ⁴Hoek and Bray [1]. Others: Internal rock mechanics report, Boliden Mineral AB.

Tabelle 8: Vergleich der Festigkeit von Labor- und In-situ-Festigkeit

(Edelbro, 2003), (Krauland, Söder, Agmalm, 1989, S.117)

Zur Berechnung der Festenfestigkeit wurden insgesamt deutlich mehr Untersuchungen durch Rückrechnungen von Versagensfällen durchgeführt. Diese berechnen nicht die Gebirgsfestigkeit, sondern direkt die Standfestigkeit von Festen. Das Resultat dieser Untersuchungen ist analog zu den Großversuchen in der Kohle und meist in der Form:

$$\sigma_{Feste} = K \times \frac{Festenbreite^\alpha}{Festen \cdot e^\beta}$$

(Martin, Maybee, 2000)

Um die Gebirgsfestigkeit anhand von Versagensfällen beurteilen, ist eine ausreichende Anzahl an solchen notwendig. Dies ist für das Revier VI nicht der Fall.

5.6 Zusammenfassung und Schlussfolgerung

Es wurden Methoden vorgestellt, die die Ermittlung einer Gebirgsfestigkeit ermöglichen sollen. Für die Anwendung der Methode der Rückrechnung fehlen im Revier VI die notwendigen Versagensfälle.

Großversuche sind besonders im Hartgestein schwierig durchzuführen. Sie haben neben der schwierigen Probenherstellung den Nachteil, größere Diskontinuitäten im Gebirge nur unzureichend berücksichtigen zu können. Die im Vergleich zum Gebirge doch um Größenordnungen kleinere Dimension ergibt möglicherweise eine beschränkte Aussagekraft. Auch schließt der hohe Versuchsaufwand Großversuche im Fall des Reviers VI aus.

Mohrs Versagenskriterium wurde in dieser Arbeit nicht angewendet. Es wird jedoch vor allem in der dreiaxialen Variante häufig in der numerischen Simulation eingesetzt.

Die unter anderem zur Ermittlung der Standfestigkeit von Hohlräumen und Ausbau entwickelten Gebirgsklassifikationen waren in dieser Arbeit das Mittel der Wahl zur Berechnung der Gebirgsfestigkeit. Ihre Vorteile liegen, neben der eher einfachen Anwendung, in der genauen Beschreibung des Gebirges und folglich der Quantifizierung geotechnisch relevanter Gebirgseigenschaften. Problematisch ist (außer beim GSI) die erst nachträglich hinzugefügte Möglichkeit zur Berechnung der Gebirgsfestigkeit, die somit nicht das primäre Ziel der Entwicklung war.

Die in dieser Arbeit verwendeten Methoden zur Berechnung der Gebirgsfestigkeit basieren allesamt auf Gebirgsklassifikationen.

6 Geologie und Abbau im Revier VI des Bergbaus Breitenau

6.1 Magnesit

Der abgebaute Wertstoff, das Mineral Magnesit gehört zur Gruppe der Carbonate, die chemische Formel lautet $MgCO_3$. Die Mohshärte von, je nach Quelle, 3,5 - 4,5 liegt nur leicht über der von Calcit (3), die einaxiale Druckfestigkeit kann dennoch 200 MPa überschreiten.

Eingesetzt wird dieser Rohstoff in Form von Magnesia (MgO) bei der Erzeugung von feuerfesten Auskleidungen von Stahl- und Glaspfannen, Dreh- und Lichtbogenöfen. (http://rhi-ag.com/internet_de/products_solutions_de/, 08.02.2016)

6.2 Geologie

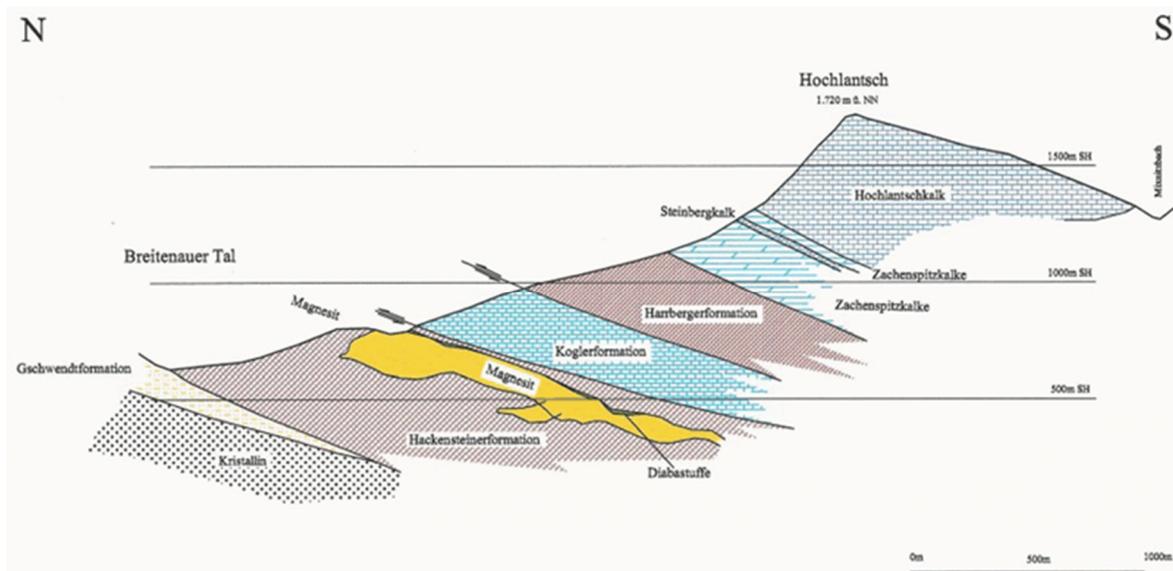


Abbildung 6: Profilschnitt durch die Lagerstätte (Schenkl, 2013, S.3)

Tabelle 9: Lithologie der relevanten Formationen (Schenkl, 2013, S.3)

Koglerformation der Kalkschieferfolge	Bänderkalk
Gschwendtformation der Kalkschieferfolge	Schuttkalk, Tonsandstein, kalkiger Schiefer
Harrbergerformation der Laufnitzer Gruppe	Tonsandstein, Lydit, Metatuffit, Kalk
Hackensteinerformation der Laufnitzer Gruppe	Metavulkanite, Tonsandstein, Tonstein, Kalk

Die Spatmagnesitformation fällt mit ca 25° entlang der über- und unterlagernden Gesteinsformationen, jedoch gegenläufig zur Topografie Richtung Süden ein und erstreckt sich im Streichen bis zu 500m bei einer Mächtigkeit von 50 bis 200m. In Einfallsrichtung ist eine Erstreckung von mehr als 2km nachgewiesen.

(Blaha, 2012, S.3-13), (Garber, 2011, S.14)

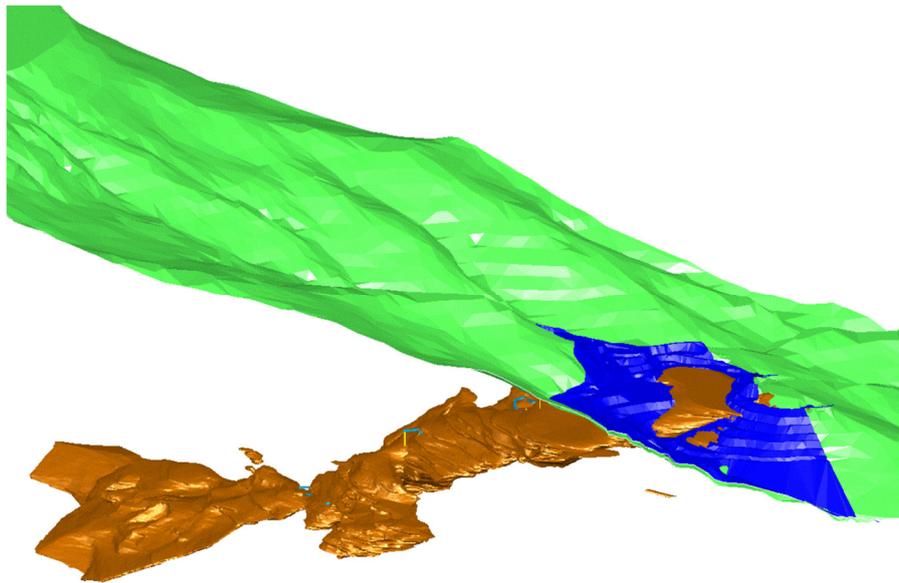


Abbildung 7: 3D-Modell der Lagerstätte (Garber, 2011, S.14)

Die Magnesitlagerstätte liegt im Karbonatkörper „Breitenau Subformation“ und besteht aus unterschiedlich ausgebildeten Magnesitkörpern. Dolomit tritt in der Lagerstätte meist als massig-graues Taubgestein auf. Der Kontakt der Lagerstätte mit den Hangend- und Liegendschichten kann als „tektonisch überprägt“ beschreiben werden. In der Hangendschicht bildet ein kohlenstoffreicher, silikatischer Schiefer den direkten Kontakt zur Lagerstätte. Darüber ist ein karbonatischer, grün gefärbter Metatuffit ausgebildet, welcher wiederum von einem schwarzen Tonschiefer überlagert wird.

Das Revier VI ist der tiefste in Verhieb befindliche Lagerstättenteil des Bergbaus (2016). Wie eingangs beschrieben liegt das Abbaugebiet in einer Teufe von 800 bis 1000m. Zum Aufschluss wurde die bestehende Wendel verlängert.

Das Abbauverfahren wird als Kammerbau mit Versatz bezeichnet. Da die Lagerstättenmächtigkeit im Revier VI stark schwankt, können in mächtigeren Lagerstättenbereichen mehrere Kammern übereinander abgebaut werden. Die folgenden Abbildungen zeigen den Zuschnitt des Abbaus einer Scheibe und die Vorgehensweise beim Abbau.

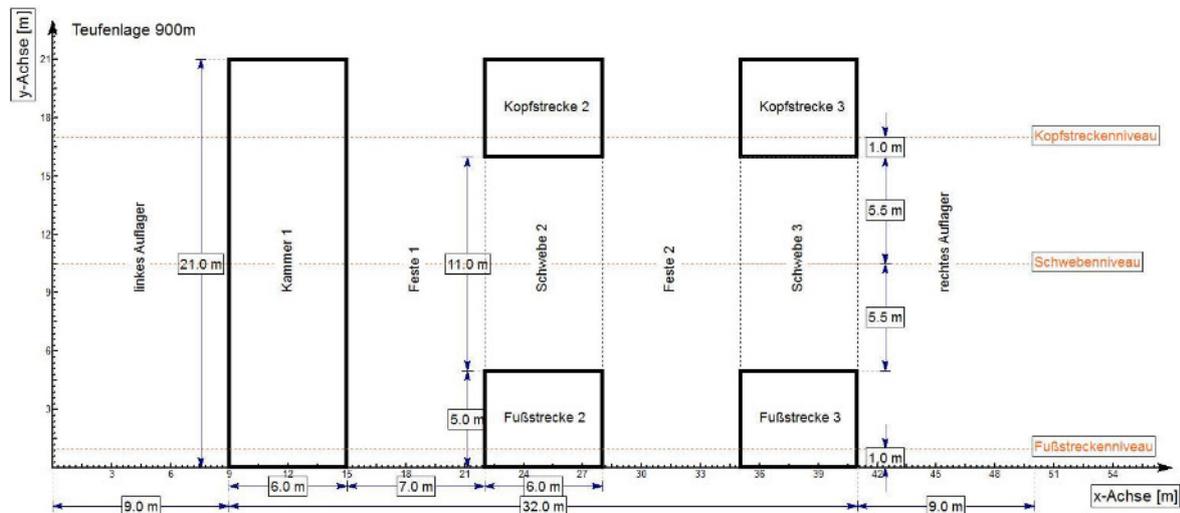


Abbildung 9: Zuschnitt des Abbaufeldes

Wie in Abbildung 9 ersichtlich, werden zuerst Kopf- und Fußstrecken mit einem vertikalen Abstand von 11 m aufgefahren. Als Firstsicherung werden in beiden Strecken mechanische Endanker verwendet.

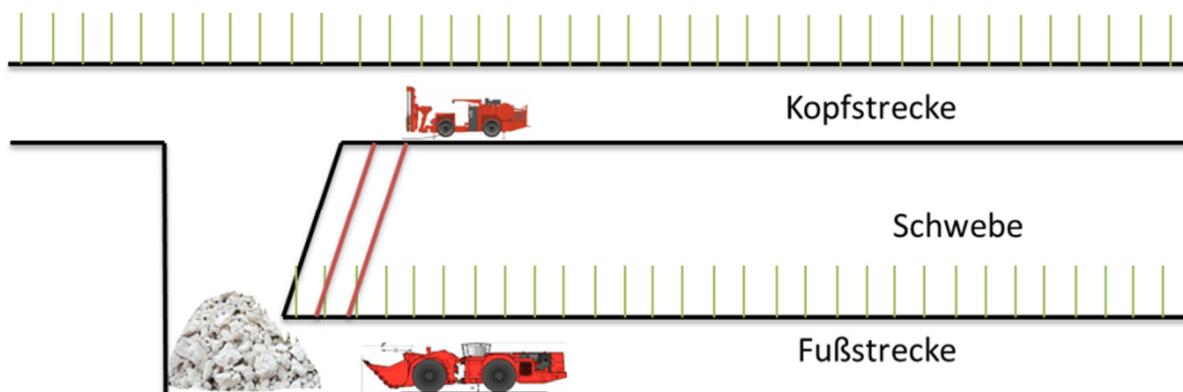


Abbildung 10: Hereingewinnen der Schweben



Abbildung 11: Abbaufortschritt

Danach wird die dazwischenliegende Schewebe im Rückbau durch Bohren und Sprengen gewonnen. (Abbildung 10). Die Kopfstrecke wird dabei zum Bohren und Laden der Sprenglöcher verwendet, während in der Fußstrecke ein ferngesteuerter Radlader das gesprengte Material aus der Kammer transportiert und in weiterer Folge auf einen SLKW übergibt. Zwischen den einzelnen Kammern werden 7 m breite Bergfesten stengelassen (Abbildung 9).

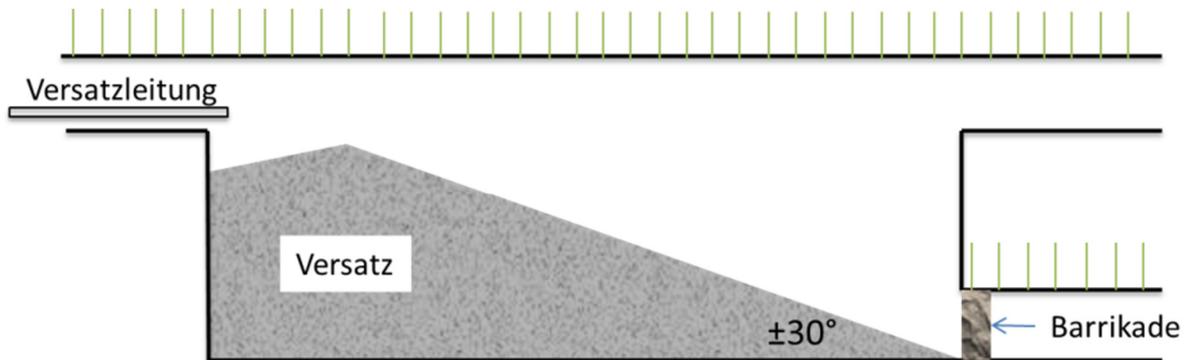


Abbildung 12: Pumpversatzeinbringung

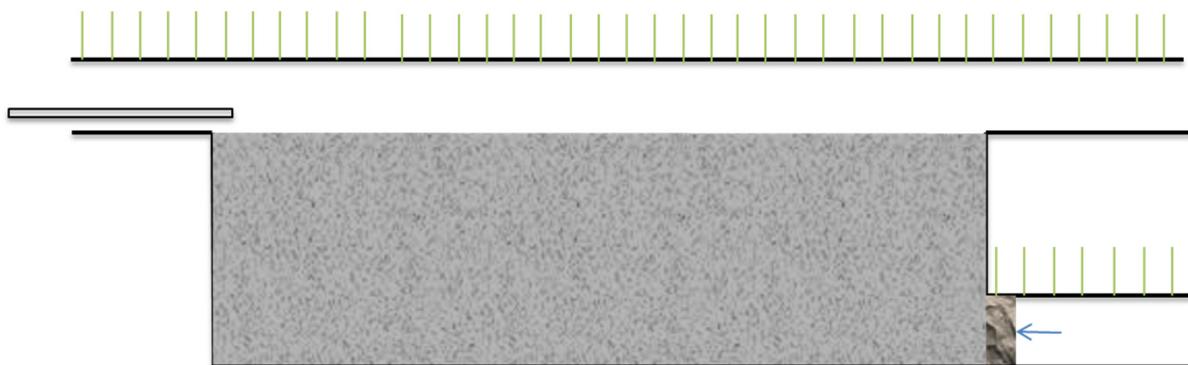


Abbildung 13: Versetzen bis auf Höhe der Kopfstrecke

6.4 Vorherrschender Spannungszustand

Da für das Revier VI keine Messungen zur Hauptnormalspannung vorliegen, wird diese mithilfe von Teufe und Dichte der überlagernden Gebirgsschichten abgeschätzt. Die wichtigsten Überlagerungsgesteine, Kalk und Tonschiefer haben eine Dichte von etwa $2,7 \text{ g/cm}^3$. Bei einer Überlagerung von 950 m ergäbe sich somit eine vertikale Spannung von 25,6 MPa.

Die Geländeoberfläche über der Lagerstätte ist jedoch keine Ebene mit konstanter Seehöhe. Das Revier VI liegt unter einem Berghang, sodass eine andere Spannungssituation vorliegen könnte.

Es wurde das Geoinformationssystem der Steiermark (<http://www.gis.steiermark.at>) verwendet, um ein Höhenprofil über dem Revier VI zu erstellen. Gewählt wurde ein Profil, das die Rechts- und Hochwerte der Kreuzung am westlichen Ende der Strecke H mit dem Gipfelpunkt des Hochlantsch verbindet:

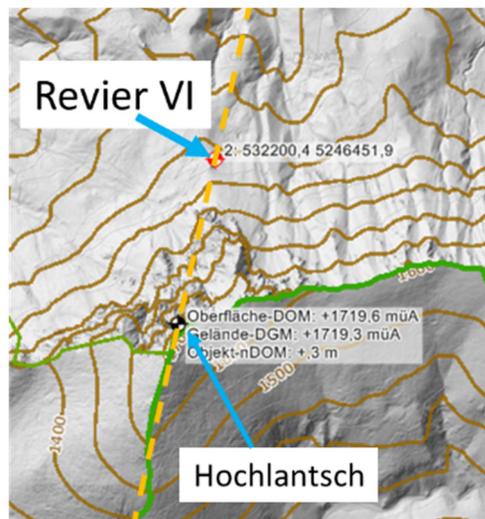


Abbildung 15: Lage des Profilschnitts

Dieses Profil wurde danach etwas vereinfacht im Programm „Settle3D 3.0“ als langgestreckte Auflast berechnet. Als Materialeigenschaften wurde eine Dichte von 2700 kg/m^3 und eine Poisson-Zahl von 0,20 angenommen. Die Berechnung der Spannungsverteilung wurde mittels der Methode von Westergaard durchgeführt. Diese Methode berücksichtigt als einzige die Poisson-Zahl.

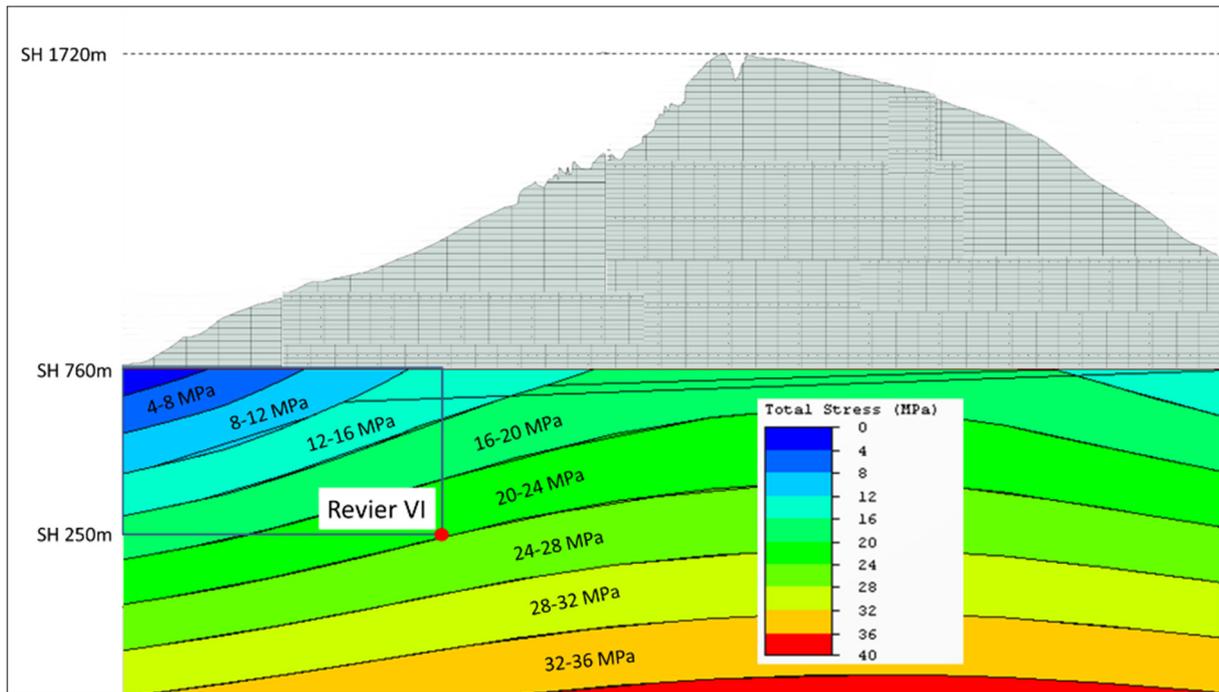


Abbildung 16: Profil des Hochlantsch über dem Revier VI und die daraus berechneten maximalen Spannungen

Die Auflast des Berges in Kombination mit einer linear zunehmenden Spannung (2,7 MPa pro 100m) ergibt an der Stelle des Reviers VI eine totale Spannung („total stress“) von etwa **24 MPa**. Diese wird als Hauptnormalspannung σ_1 für das gesamte Revier VI angenommen.

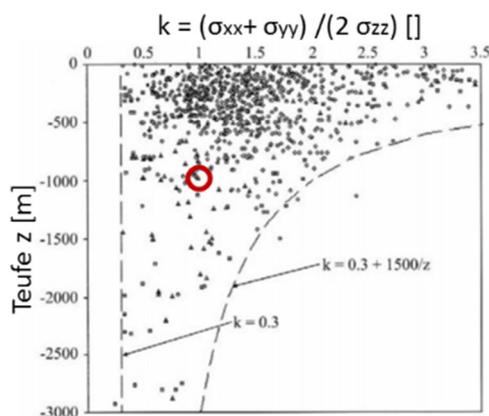


Diagramm 11: Verhältnis der Horizontal- zu Vertikalspannungen in Abhängigkeit von der Teufe (nach Brady, Brown, 2005, S.159)

Das Diagramm 11 zeigt, dass bei geringer Teufe die Horizontalspannungen teils deutlich über den Vertikalspannungen liegen können. Mit zunehmender Teufe nehmen

Die Spannungsverteilung um die Strecke H kann mithilfe der Abbildung 17 abgeschätzt werden, da im Revier VI ein hydrostatischer Spannungszustand angenommen werden kann. Die vollen Linien symbolisieren die Maximalspannung σ_1 , und die strichlierten die Minimalspannung σ_3 . Während die Firste und der Ulm minimal entspannt werden, gibt es in den Ecken jeweils stark erhöhte Spannungskonzentrationen. Diese bilden kleine und intensive Bruchzonen, welche die allgemeine Standfestigkeit der Strecken im Revier VI jedoch nicht beeinträchtigen. Die Auswirkungen der Spannungskonzentration in Eckbereich der Strecken im Revier VI auf den Streckenzustand sind deutlich erkennbar jedoch lokaler Natur. In der Strecke H ist dieses Verhalten deutlich zu sehen (Abb. 18).



Abbildung 18: Isolierte Bruchzone an der Grenze von Ulm und Firste

Die (Tangential-) Spannung am Ulm beträgt demnach 90 % der Maximalspannung, in diesem Fall:

$$0,9 \times \sigma_1 = 0,9 \cdot 24 \text{ MPa} = 21,6 \text{ (~22) MPa}$$

7 Gebirgsparameter-Aufnahmen im Revier VI

Gebirgsparameter sind Kennwerte, die eine geotechnische Beschreibung des Gebirges ermöglichen sollen. Das Ziel ist eine objektive Beschreibung und eine präzise quantitative Erfassung dieser Parameter.

Im folgenden Kapitel wird auf Methodik, Anwendung und Ergebnisse der Gebirgsparameteraufnahmen im Revier VI des Bergbaus Breitenau eingegangen. Zuerst werden die visuellen Gebirgsparameter behandelt, diese beschreiben den optischen Eindruck der Hohlraumwandungen untertage. Anschließend wird auf die im Labor durchgeführten Bohrkernuntersuchungen RQD und einaxiale Druckfestigkeit eingegangen.

Der Untersuchungsbereich umfasste die Kopfstrecken der Abbaue und die Strecke 600H im Revier VI. Dafür wurde insgesamt eine Gesamtstrecke von rund 500 m geotechnisch untersucht. Um eine differenzierte Analyse zu erhalten, wurden Streckenabschnitte von je rund 10 bis 18 m Länge markiert (je nach örtlichen Gegebenheiten) und diese als Homogenbereich angenommen. Der linke und rechte Ulm jedes Abschnitts wurde getrennt anhand den im Kapitel 4 gezeigten Vorgehensweisen zur Gebirgsklassifikationen beschrieben.

Die Abbildung 19 zeigt in grüner Farbe die Strecken im Revier VI, wobei die Bezeichnungen wie etwa „11a“ neben der Strecke „600H“ die einzelnen Abschnitte kennzeichnen.

Zusätzlich wurden 14 Kernbohrungen durchgeführt und anhand der Bohrkern einaxiale Druckfestigkeiten und RQD-Werte bestimmt.

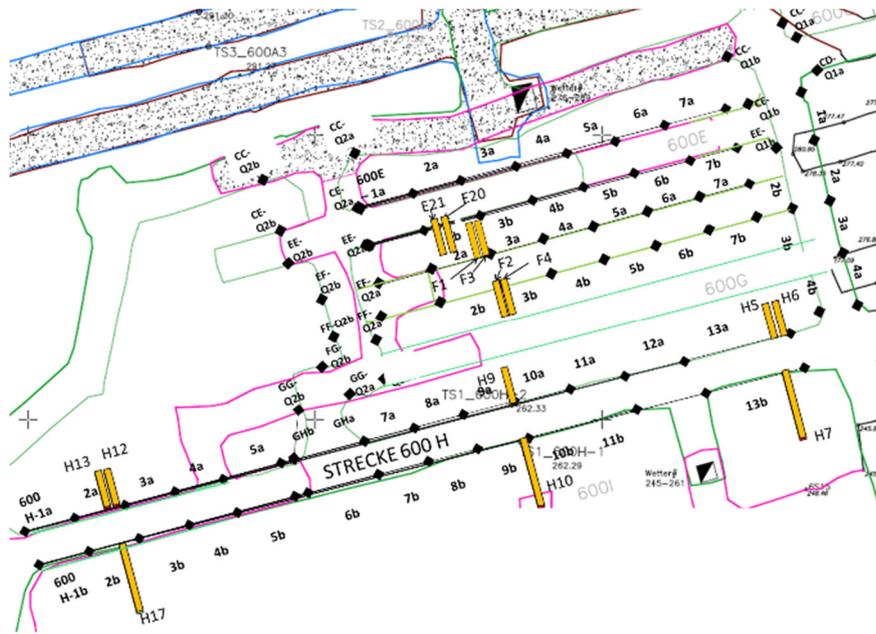


Abbildung 19: Einteilung der Abschnitte zur Gebirgsaufnahme und die Lage der Kernbohrungen

Erläuterungen zur Abbildung 19:

Diese Karte zeigt die untersuchten Abschnitte des Revier VI, sowie die ungefähre Lage der Kernbohrungen.

Der in der Feste E gelegene Bereich umfasst die Bohrlöcher F1, F3, E20 und E21. Diese Bohrlöcher liegen in einem deutlich engeren Abstand zueinander, als in Abbildung 19 eingezeichnet. Die restlichen Bohrlöcher befinden sich nicht in Festen. Die Kopf- und Fußstrecken der Kammer 600 G waren zum Zeitpunkt der Bohrungen und der Gebirgsaufnahmen noch nicht vorgetrieben.

Die Aufnahmen wurden auf Basis der Vorgehensweise, die den Gebirgsklassifikationsverfahren zugrunde liegt, durchgeführt.

7.1 Durchführung der visuellen Gebirgsparameter-Aufnahme

Die abschnittsweise durchgeführten Gefügaufnahmen hatten das Ziel, wichtige Gebirgsparameter zu erfassen und zu katalogisieren. Diese wurden für die Klassifikation und in weiterer Folge für die Festigkeitsbestimmung herangezogen. Es handelt sich im wesentlichen um die in Tabelle 3 gezeigten Diskontinuitätszustand und

-abstand, Wasserverhältnisse und Festigkeit des ungestörten Gesteins. Je nach Klassifikationsverfahren werden weniger oder auch zusätzliche Variable berücksichtigt.

Während der Gefügaufnahmen werden Abschnitt für Abschnitt die Hauptklufscharen (Raumrichtung eines wesentlichen Kluftsystems) identifiziert und eingemessen. Somit wurden pro Abschnitt Hauptkluftrichtungen visuell identifiziert und eine gewisse Anzahl dieser optisch identifizierten Klüfte aufgenommen. Weiters wurden auch das Gefüge durchziehende großräumigere Trennflächen bzw. Diskontinuitäten dokumentiert und eingemessen. Zusätzlich zu den gemessenen Klüften wurden Gefügaufnahmen der bergbauinternen Geologen verwendet. Die eingemessenen Klüfte wurden in Gruppen eingeteilt um die Hauptklufscharen zu identifizieren. Hierbei ist anzumerken, dass nicht in allen Abschnitten Klüfte eingemessen werden konnten, da diese einerseits mit Versatzmaterial bedeckt waren (ähnlich Spritzbeton) bzw. es aus Gründen der Zugänglichkeit nicht möglich war die Einfallrichtung und den Einfallswinkel der Klüfte oder Diskontinuitäten zu bestimmen.

Diese Gefügemessungen, sowie auch notwendige Eingangsparemeter zur Gebirgsklassifikation wurden im Sommer 2015 von DI Moser Anja und Auer Martin aufgenommen. Die im Zuge dieser Diplomarbeit ermittelten Gebirgseigenschaften stützen sich zu einem Großteil auf diese Daten.

7.2 Ergebnisse der visuellen Gebirgsparemeter-Aufnahme

Die sorgfältig aufgenommenen Gebirgsparemeter wurden tabellarisiert (Anhang) und zusätzlich einige Kennwerte von Abschnitten zur besseren Übersicht in Karten eingefärbt. Es wurde anhand der Eingangsparemeter der Gebirgsklassifikationen (Kapitel 4) protokolliert.

Als Beispiel der Vorgehensweise wird die Kluftrauhigkeit von Barton gezeigt:

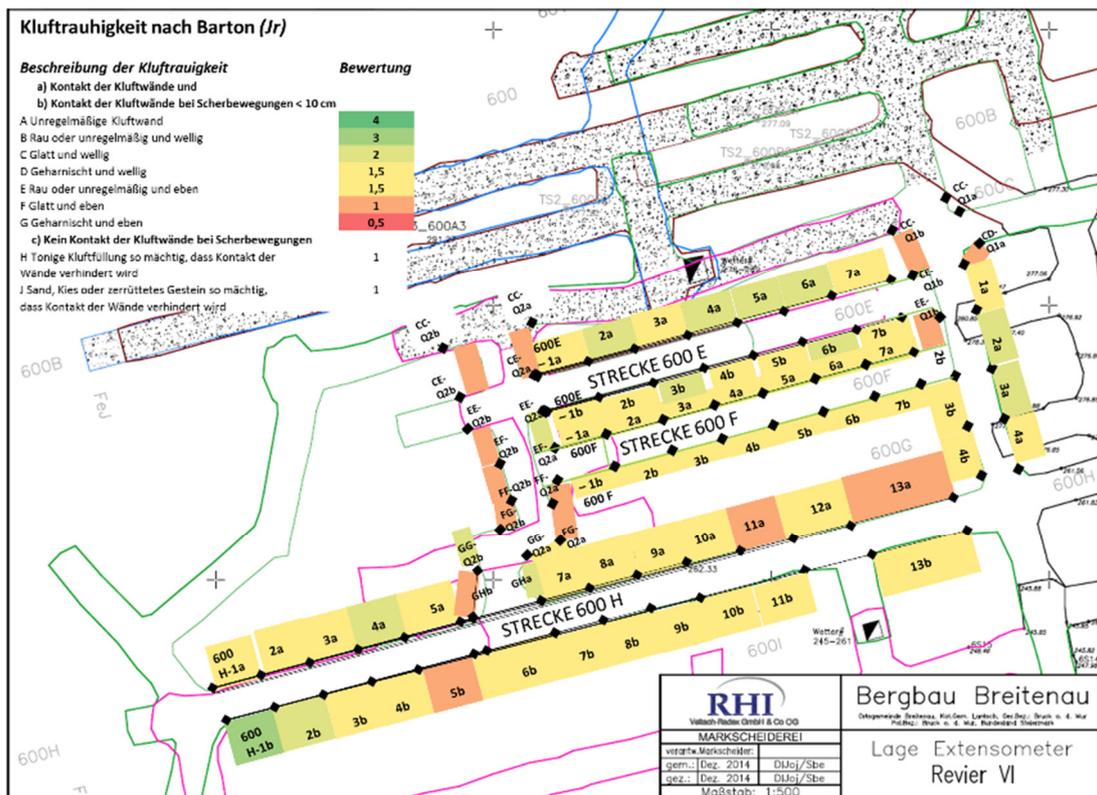


Abbildung 20: Bewertung der Kluftrauhigkeit

Die obere Karte zeigt die Kluftrauhigkeit nach Barton an den Ulmen der einzelnen Streckenabschnitte. Während in den meisten Streckenabschnitten die Bewertung 1,5 für „geharnischt und wellig“ oder „rau oder unregelmäßig und eben“ vergeben wurde, sind die meisten Querschnitte mit „glatt und eben“ schlechter beurteilt. Anhand mehrerer solcher Einzelbewertungen von Gebirgsparametern soll eine Gesamtbeurteilung ermöglicht werden.

Die Gebirgsaufnahme nach dem Q-System ergab folgende auszugsweise Häufigkeitsverteilungen:

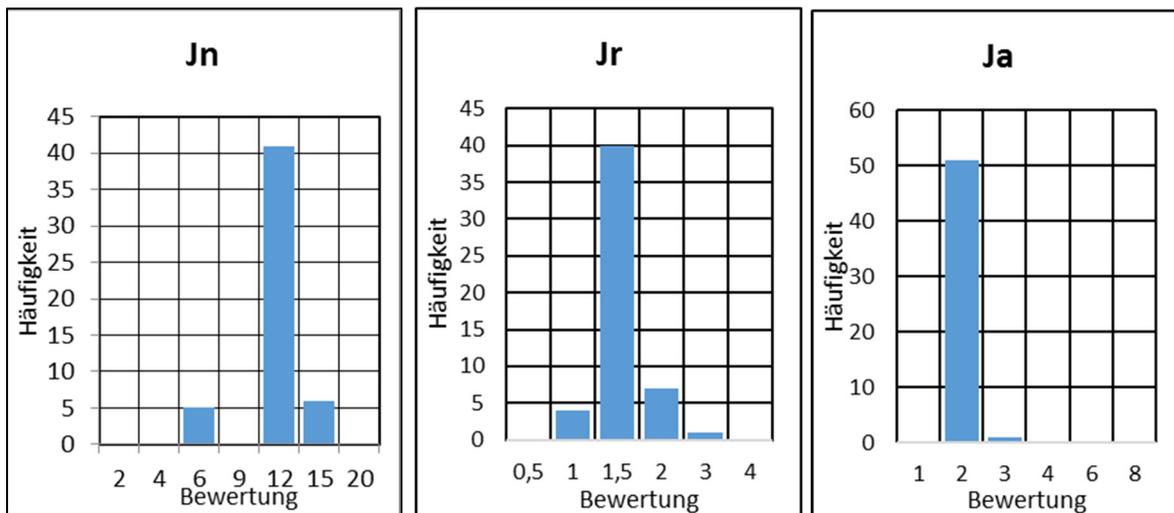


Diagramm 12: Bewertung von Kluftsystemzahl und Kluftzustandszahl (niedrige Werte besser) und Klufttrauhigkeit nach Barton (höhere Werte besser)

Während die visuellen Gebirgsaufnahmen einzeln an jedem Abschnitt erfasst wurden, wurden die RQD- und UCS-Werte später den Abschnitten zugeordnet (Kapitel 7.4.6). Der Wasserzustand wurde in allen Bereichen mit 1 bewertet, da das Revier VI wasserfrei ist.

Die über alle Proben im Revier VI gemittelte Gesteinsfestigkeit liegt bei etwa 110 MPa. Dieser Wert beinhaltet jedoch nicht jene Bohrkernkerne die, aufgrund zu vieler Trennflächen, zur Probenherstellung nicht geeignet waren. In Verbindung mit einer Hauptnormalspannung von 24 MPa ergibt sich ein Verhältnis von etwa 4:1, was im Falle des SRF die Kategorie L ergeben würde, siehe Barton's Q System. Diese wäre für deutlich gravierendere Spannungsprobleme reserviert, welche jedoch im Revier VI diesem Maße nicht auftreten. Nachdem die eher günstigen Spannungsverhältnisse im Ulmbereich bei $k = 1$ eine solch schlechte Bewertung nicht notwendig erscheinen lassen, wurde die Kategorie K gewählt. In dieser Kategorie erscheint die Beschreibung „*High-stress, very tight structure. Usually favorable to stability, may be unfavorable for wall stability*“ (Barton, 2007, S.8) deutlich geeigneter. Der Spannungsreduktionsfaktor SRF wurde daher allgemein mit 1,2 (0,5 -2 in Kategorie K) angenommen.

Die Aufnahmen nach Bieniawski sind in den folgenden Diagrammen ersichtlich:

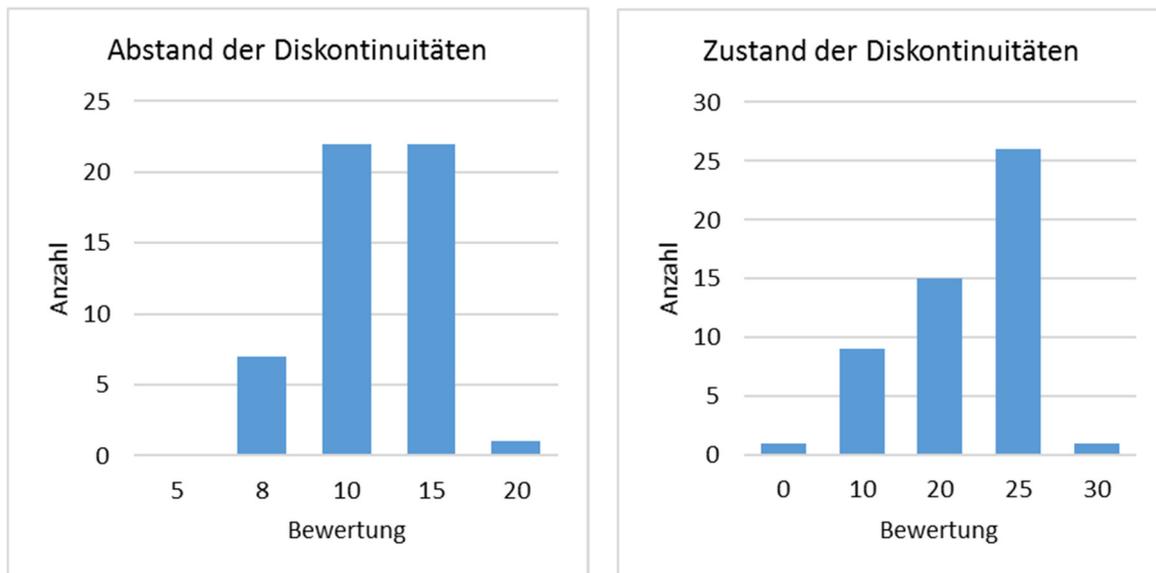


Diagramm 13: Bewertung von Diskontinuitätsabstand und -Zustand nach Bieniawski (höhere Werte besser)

Sowohl für den Diskontinuitätsabstand als auch deren Zustand ergeben sich mittelmäßige Bewertungen. Die Bewertungen von RQD und Festigkeit werden in den folgenden Kapiteln gezeigt. Für die Bewertung des Wasserzustandes wird generell die Bestnote 15 (Trocken) vergeben, da das Revier VI vollständig trocken ist.

Bei der Bewertung des Grades der Verwitterung nach Laubscher wurde für das gesamte Revier ein Faktor von 96% (leichte Verwitterung) gewählt. Unter den Ruß- und Staubablagerungen ist kaum eine Verwitterung zu erkennen.

Die Rohdaten der Aufnahmen finden sich im Anhang.

7.3 Gebirgsparameter aus Bohrkernen

Die für die Festigkeitsbestimmung verwendeten Gesteinsproben sollen so wenig wie möglich durch die Probenahme geschädigt werden, um veritable Untersuchungsergebnisse zu erhalten. Kernbohren ist aufgrund der geringen Beeinträchtigung des Gebirges hierbei die beste Option. Es erlaubt auch die Entnahme von intakten Proben in weiter entfernten, durch den Bergbau unbeeinflussten Bereichen der Lagerstätte.



Abbildung 21: Kernbohrgerät Sandvik DE110

Im Rahmen der Dissertation von DI Anja Moser wurden im Revier VI rund 90 Bohrmeter wie auf der Karte in Abbildung 19 ersichtlich gebohrt. Eingesetzt wurde ein Sandvik DE110 Kernbohrgerät, die erbohrten Kerne haben einen Durchmesser von 62 mm. Die maximale Bohrlänge betrug jeweils weniger als 10 Meter, gebohrt wurde wie in der Abbildung 21 zu sehen, normal auf die Streckenachse horizontal in den Ulm.

In dieser Arbeit wurden die so gewonnenen Bohrkern auf ihre gebirgsmechanischen Eigenschaften untersucht, darunter hauptsächlich RQD-Wert und einaxiale Druckfestigkeit.

7.3.1 Methodik bei der Bestimmung des RQD-Werts

In einem ersten Schritt wurden alle Bohrkern fotografisch dokumentiert:



Abbildung 22: Bohrkern aus der Strecke H

Die Form und Größe der Bohrkern-Bruchstücke wurden von Hand abgemessen und in eine Vorlage eingetragen. Im Vergleich zu einem Foto können somit natürliche von durch den Bohrvorgang verursachte Brüche unterschieden werden.

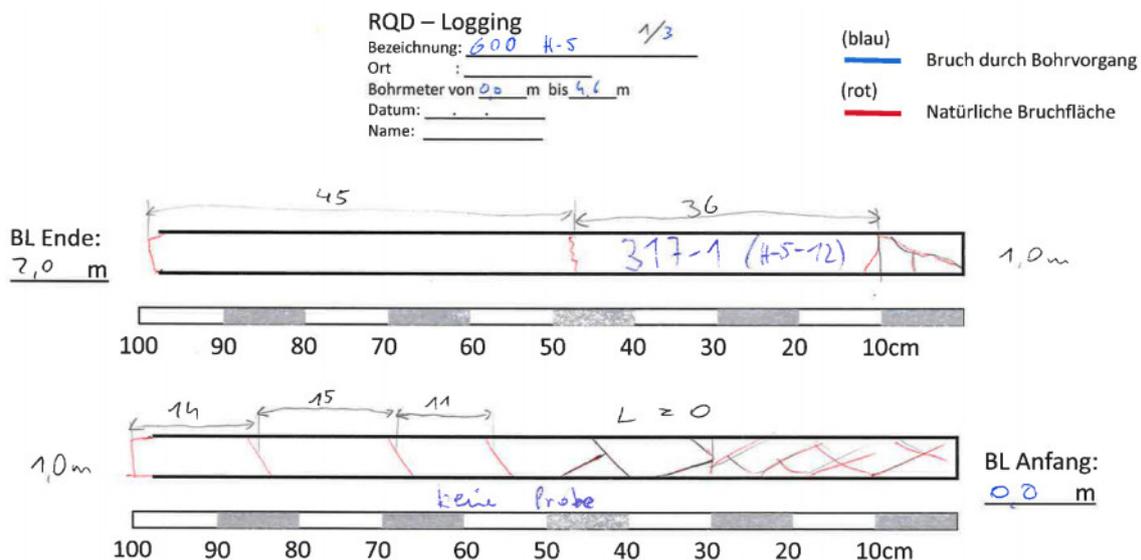


Abbildung 23: Ausgefüllte Vorlage zur Bohrkernokumentation

Die Berechnung der RQD-Werte wurde für jeden Bohrmeter einzeln vorgenommen. Im Falle der oben dargestellten Kernbohrung ergibt sich für die ersten Meter folgender Wert:

$$\text{RQD (0,0 bis 1,0m)} = \frac{11\text{cm} + 15\text{cm} + 14\text{cm}}{100\text{cm}} \cdot 100\% = 40 \text{ [%]}$$

Für die Bohrkern zwischen 1,0 und 2,0 m ergibt sich:

$$\text{RQD (1,0 bis 2,0m)} = \frac{36\text{cm} + 45\text{cm}}{100\text{cm}} \cdot 100\% = 81 \text{ [%]}$$

Es sei darauf hingewiesen, dass alle Bohrungen horizontal und etwa in Richtung NNW – SSO und damit normal zum Ulm gebohrt wurden. Der RQD-Wert bezieht sich also nur auf Diskontinuitäten in dieser Raumrichtung. Des Weiteren befinden sich alle Bohrlöcher aufgrund der geringen Bohrlochlänge von unter 10 Metern in der Umgebung von Hohlräumen, diese sind in aller Regel durch Streckenauffahrung und Abbautätigkeit beeinflusst.

7.3.2 Methodik zur Bestimmung der einaxialen Gesteinsdruckfestigkeit

Die einaxiale Gesteinsdruckfestigkeit stellt einen wichtigen Eingangsparameter für die Gebirgsklassifikation und somit zur Ermittlung der Gebirgsfestigkeit dar. Dieser Test wird für gewöhnlich an Bohrkernen durchgeführt.

Standardmäßig (ISRM-Norm) wird eine zylindrische Gesteinsprobe mit einem Durchmesser- zu Höhenverhältnis von meist 1: 2 bis 1: 3 in Richtung der Probenachse belastet. Die verwendeten Prüfmaschinen sind in der Regel servogesteuerte hydraulische Pressen.



Abbildung 24: In der hydraulischen Prüfpresse eingespannte Probe

Die maximale Spannung vor dem Bruch der Probe wird als einaxiale Druckfestigkeit (UCS, in MPa) bezeichnet. Wichtige Einflussgrößen sind:

- **Probe:**

Die Abmessungen der Probe, sowie deren Geometrie (zylindrisch, quaderförmig) haben einen nicht zu unterschätzenden Einfluss. Im Allgemeinen nimmt die Festigkeit bei Verringerung des Durchmesser- zu Höhenverhältnis ab, dies kann unter anderem auf den geringeren Reibungseinfluss an den Probenenden zurückgeführt werden.

Alle Versuche wurden mit einem Durchmesser- zu Höhenverhältnis von ca. 62mm zu 124 mm (1:2) durchgeführt.

Ebenheit und Parallelität der Probenenden bestimmen das gemessene Last-Verformungsverhalten der Probe mit und beeinflussen damit auch die Festigkeit. Die Ebenheit wurde mittels Haarlineal im Gegenlicht qualitativ überprüft und die Probe gegebenenfalls nachgefräst. Der maximal zulässige Fehler betrug im Falle der Endflächenparallelität $0,25^\circ$; entsprechend 0,27 mm Höhendifferenz bei 62 mm Durchmesser. Da solche Abweichungen deutlich über den von der ISRM geforderten 0,10 mm (Brady, Brown, 2005, S.91) liegen, wurde bei allen Versuchen eine Kugelkalotte eingesetzt. Die hohe Abweichung bei der Endflächenparallelität bei gleichzeitig guter Oberflächenebenheit kann durch die nur mäßige Achsfluchtung der Probenfräse erklärt werden.

- **Versuch:**

Die Belastungsgeschwindigkeit sollte laut ISRM-Kommission gleichförmig sein und zwischen 0.5 und 1 MPa/s liegen. Deutlich höhere Belastungsgeschwindigkeiten (z.B. 100 MPa/s) führen in der Regel zu leicht höheren Festigkeiten, aber auch zu veränderten Verformungsverhalten. (Brady, Brown, 2005, S.92)

Es wurden alle kraftgesteuerten Versuche mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,5 MPa/s durchgeführt.

Die Steuerung der Versuche erfolgte in der vorliegenden Arbeit zu etwa 90% kraftgesteuert und zu 10% umfangsdehnungsgesteuert. Letztere Fahrweise der Prüfpresse ermöglicht die Ermittlung des Verformungsverhaltens der Gesteinprobe im Nachbruchbereich.

Aus den kraftgesteuerten Versuchen kann die einaxiale Druckfestigkeit ermittelt werden, und wenn Be- und Entlastungsschleifen durchgeführt werden, können Elastizitätsmodul und Verformungsmodul bestimmt werden. Die Extensometer genannten Dehnungsmesser zeichnen die tatsächlich an der Probe auftretende Verformung auf, da die in die Prüfmaschine integrierte Wegmessung durch die nicht unwesentliche Maschinenverformung verfälscht wird. Bei einer umfangsdehnungsgesteuerten Belastung kann auch der Nachbruchbereich mitaufgenommen werden, es ist damit jedoch keine gleichförmige Belastungsgeschwindigkeit möglich. Zusätzlich erhält man auch im Nachbruchbereich Informationen über die laterale Verformung des Gesteins nach überschreiten der maximalen Festigkeit.

7.4 Ergebnisse der Untersuchungen an Bohrkernen

7.4.1 RQD-Werte im Revier VI

Es wurde der jeweilige RQD-Werte jedes Bohrmeters eines Bohrloches bestimmt. Dabei wurde (wie im Kapitel 4.2 beschrieben) besonders auf die Unterscheidung von geologischen Diskontinuitäten und bohrbedingten Brüchen Wert gelegt. Während erstere glattere Trennflächen aufweisen und teils dünne Füllungen beinhalten, sind Zweitere unregelmäßiger ausgebildet und weisen einen sichtbaren Glanz auf. Im Zweifelsfall wurde eine Trennfläche als geologisch interpretiert, um das geotechnische Risiko zu minimieren. Das folgende Diagramm zeigt den Verlauf des RQD-Wertes aller Bohrungen, ausgenommen jene aus dem Bereich der Festen. Es wurde versucht, den RQD-Wert außerhalb von Beeinträchtigungen durch Bergbau und etwaigen geologische Störzonen zu bestimmen.

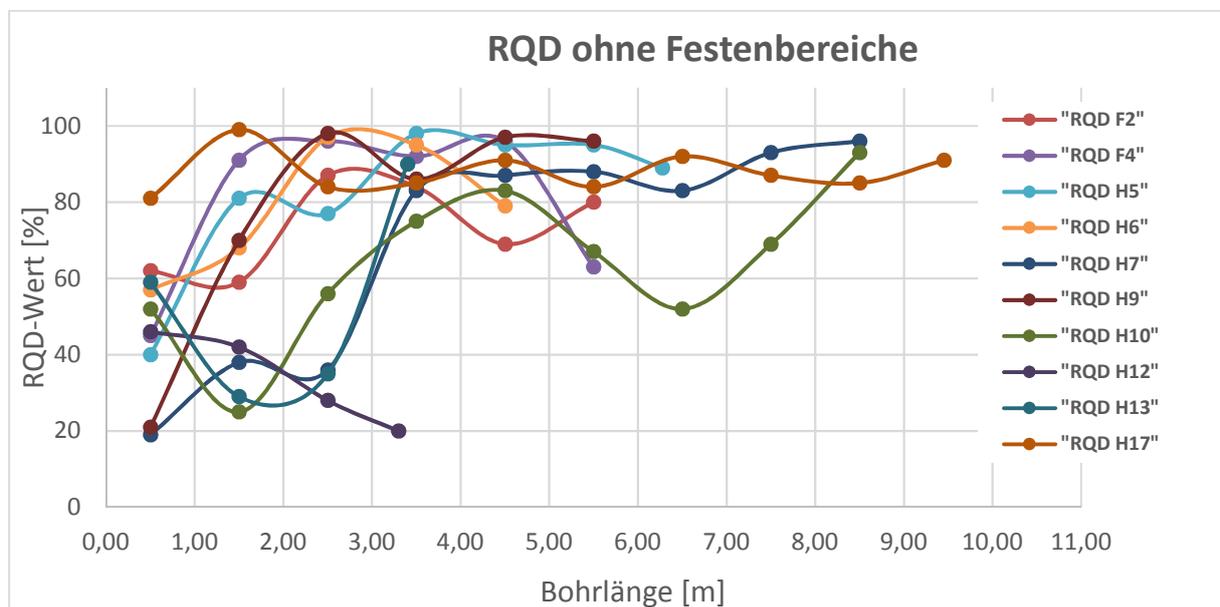


Diagramm 14: Verlauf der RQD-Werte mit Abstand zum Ulm

Um einen Bemessungswert für ungestörtes und vom Bergbau nicht beeinflusstes Gebirge zu erhalten, wurden Bohrlöcher in Festen als auch in geologisch beeinträchtigten Zonen für weitere Berechnungen in diesem Kapitel ausgeschlossen:

H10:

Im Bohrloch H10 befinden sich sehr viele mit tonigem Material gefüllte Diskontinuitäten. Jedoch erreichen auch die Proben aus den optisch besten Bereichen (es waren nur drei von 9 Proben herstellbar) nur minimale Festigkeiten.

Dies liegt wahrscheinlich am Versagen der Proben entlang ihrer natürlichen Trennflächen. Der optische Eindruck von Proben höherer Festigkeit aus anderen Bohrlöchern war massiver, als jener der Proben aus H10. Das folgende Bild zeigt die Probe 319-1, das Versagen entlang der Diskontinuitäten ist deutlich zu sehen. Die einaxiale Druckfestigkeit betrug in diesem Fall 36 MPa.

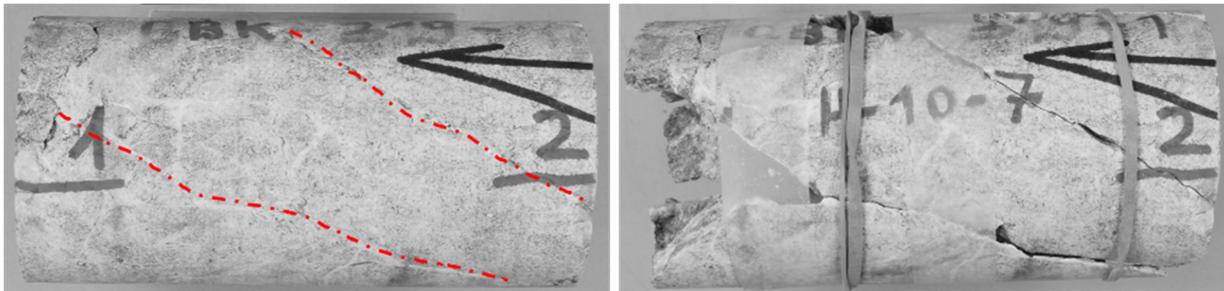


Abbildung 25: Probe vor (links, mit markierten Diskontinuitäten) und nach dem Versagen (rechts)

Das benachbarte Bohrloch von H10 beinhaltet ein Extensometer, welches seit Beginn der Messung eine Verformung des Ulms von 10 cm anzeigt, fast zur Gänze im Bereich der ersten 3 Meter. Solch große Verformungen gehen einher mit einer Zerlegung des Gebirges, was sich sowohl visuell in der Abbildung 26, als auch am niedrigen RQD-Wert von nur durchschnittlich 44 % in den ersten 3 Metern ablesen lässt.



Abbildung 26: Kernkisten der Bohrung H10

H12:

Die benachbarten Bohrlöcher H12 und H13 befinden sich in einer geologisch gestörten Zone. Diese Störzone ist etwa 50-80 cm mächtig und fällt mit ca 10° nach NNW ein, wo sie die beiden Bohrlöcher ab etwa einem Meter Bohrlänge schneidet. Der überwiegende Teil der Bohrlöcher ist deshalb stark von der Störung beeinflusst, weshalb die Kerne daher annähernd brekzienhaft aussehen. Abbaubedingte Belastungen sind in diesem Bereich aufgrund des großen Abstandes zum Abbaufeld (ca. 50m) eher auszuschließen. Aufgrund der starken Zerlegung der Bohrkerne liegen keine Druckfestigkeiten vor, jedoch konnte der RQD aufgenommen werden.



Abbildung 27: Kernkisten der Bohrung H12

Die nachfolgende Analyse schließt die obengenannten Bohrlöcher von der Mittelberechnung aus. Das Diagramm 15 zeigt, welche Bohrlöcher in der Berechnung schließlich berücksichtigt wurden.

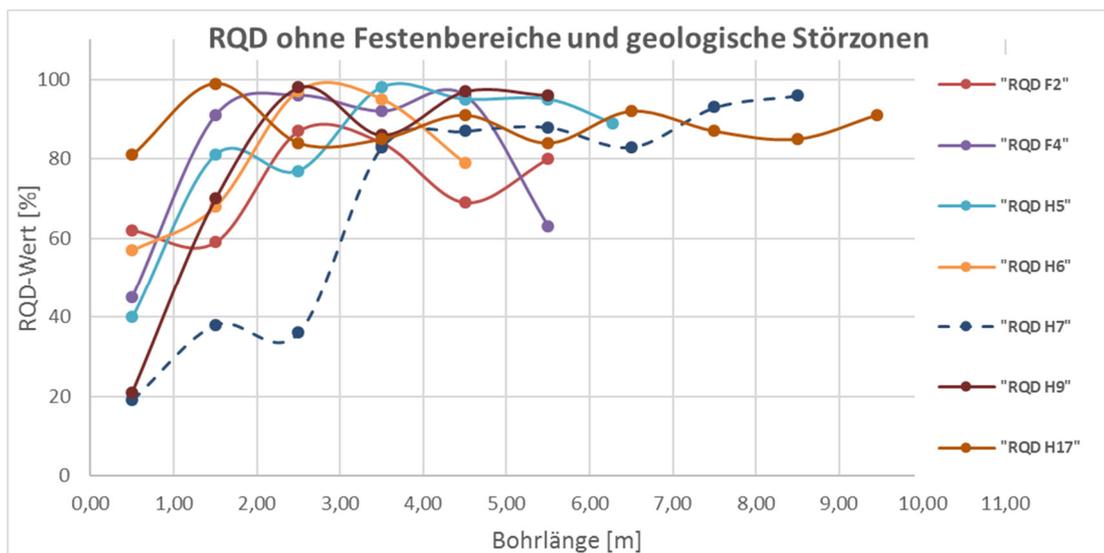


Diagramm 15: Verlauf der RQD-Werte mit Abstand zum Ulm, um Störzonen bereinigt

Obwohl der RQD-Wert des Bohrloches H7 ab dem 4. Bohrmeter im Durchschnitt liegt, wurde dieses Bohrloch aufgrund des sehr schlechten Zustandes der ersten drei Meter nicht in die Berechnung des Mittelwertes und der Standardabweichung aufgenommen.

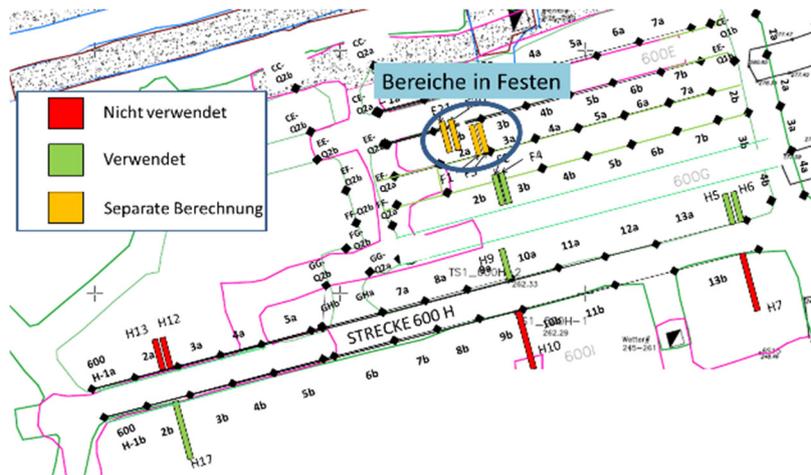


Abbildung 28: In die Berechnung eingehende Bohrlöcher

Randzonen (< 2m Abstand vom Ulm) haben generell schlechtere RQD-Werte, dies kann auf Brüche und Sprengungen zurückgeführt werden. Es besteht jedoch kein Zusammenhang zwischen dem RQD-Wert am Bohrlochmund und jenem im Bohrlochtiefsten oder dem arithmetischen Mittelwert der RQD-Werte im gesamten Bohrloch. Dies deckt sich mit den in der Literatur beschriebenen Empfehlungen.

Für jeden Bohrmeter (= Abstand vom Ulm) wurden der Mittelwert aller berücksichtigten Bohrungen und die Standardabweichung vom Mittelwert berechnet. Es galt herauszufinden, wie sich hier der RQD mit Abstand zum Ulm verhält.

Das Ergebnis der Untersuchung ist in der folgenden Tabelle ersichtlich:

Tabelle 10: Mittelwert und Standardabweichung des RQD in den ausgewählten Bereichen

Bereich	0-1m	1-2m	2-3m	3-4m	4-5m	5-6m	6-7m	7-8m	8-9m	9-10m
Anzahl	6	6	6	6	6	5	1	1	1	1
Mittelwert [%]	51	78	90	90	88	84	92	87	85	91
Std. Abweichung [%]	19	14	8	5	10	12				

Der RQD-Wert dieser ausgewählten Bohrlöcher stabilisiert sich ab dem 3. Bohrmeter auf über 80 %. Dieser Wert könnte typisch für Bereiche dieses Gebirges sein, die nicht durch geologische Störungszonen geschwächt sind.

Analyse im Festenbereich

In der Feste E wurden vier parallele Bohrlöcher in geringem Abstand gebohrt, davon zwei in der Kammerkopfstrecke E ungefähr nach SSO und zwei von der Kammerkopfstrecke F nach NNW. Da die Bohrlöcher E20 und E21 in die andere Richtung gebohrt wurden, wurde bei diesen im Diagramm 16 die Werte gespiegelt aufgetragen und um 7m (Festenbreite) versetzt. Dies erleichtert das Verständnis, jedoch ergibt sich aufgrund der nicht genau bekannten Festenbreite ein Lagefehler.

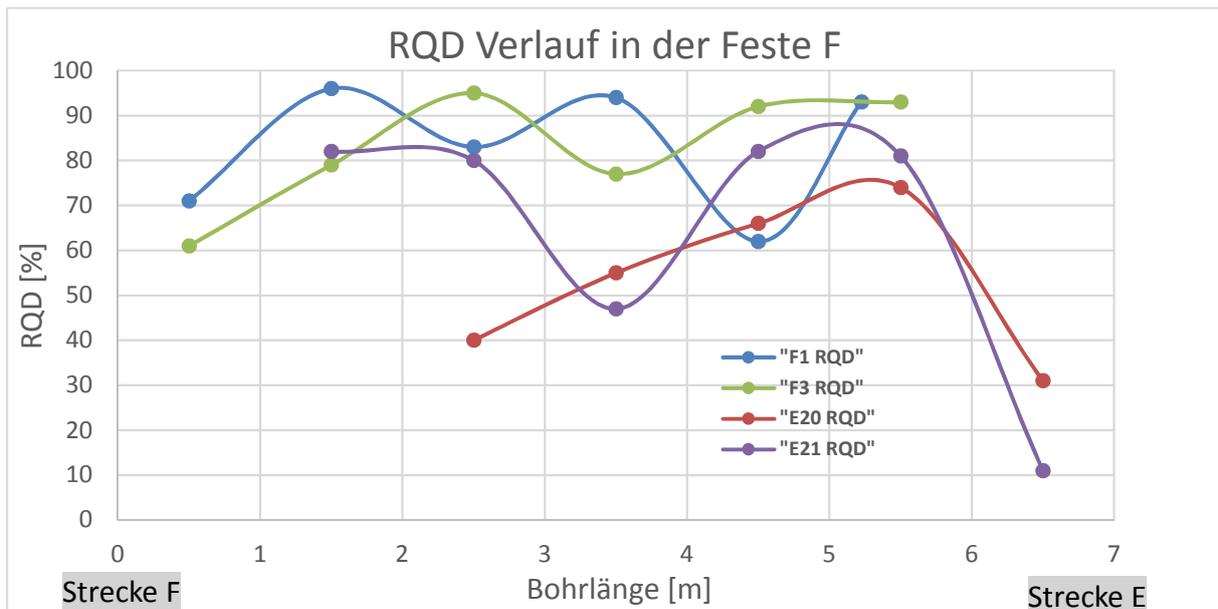


Diagramm 16: RQD – Verlauf in der Feste F

Das Diagramm 16 zeigt, dass die Festenränder durch die Bergbaueinwirkung geschädigt werden. Besonders deutlich wird dies im Falle der von der Strecke E aus gebohrten Kerne (E20, E21). Diese weisen im ersten Meter (7 - 6m im Diagramm) einen deutlich verringerten RQD-Wert auf.

In der Tabelle 11 ist auch der Mittelwert ersichtlich. Die Vorgehensweise zur Berechnung war ident zur vorhergenannten, außer dass in diesem Bereich kein Bohrloch unberücksichtigt blieb.

Tabelle 11: Mittelwert und Standardabweichung des RQD- Verlaufs in der Feste F

Bereich	0-1m	1-2m	2-3m	3-4m	4-5m	5-6m	6-7m
Anzahl	2	2	4	4	4	3	2
RQD-Mittelwert [%]	66	88	75	68	76	83	21
Std. Abweichung [%]			21	18	12	8	

Wenig überraschend zeigt sich allgemein eine Zunahme der des RQD-Wertes vom ersten zum zweiten und dritten Bohrmeter. Interessanter ist die Abnahme des RQD-Wertes im Zentrum der Feste in drei von vier Fällen. Spannungsverläufe in Kohlefesten zeigen, dass der Zentralbereich der Festen im Vergleich zu den Rändern höheren Spannungen ausgesetzt ist (Wagner 1980). Möglicherweise ist dieses Erklärungsmodell auch in diesem Fall geeignet, obwohl Gesteinsart und Festendimensionen vom Kohlebergbau abweichen. Aufgrund der geringen Datenlage und der hohen Schwankungsbreite erscheint eine tiefergehende Analyse jedoch wenig sinnvoll. Es wird empfohlen, weitere Untersuchungen zu diesem Sachverhalt anzustellen.

7.4.2 Einaxiale Druckfestigkeiten im Revier VI

Das Diagramm 17 zeigt die einaxiale Druckfestigkeit der Bohrkernproben mit Abstand zum Ulm. Es wurden dieselben Bohrungen wie im Kapitel zuvor analysiert.

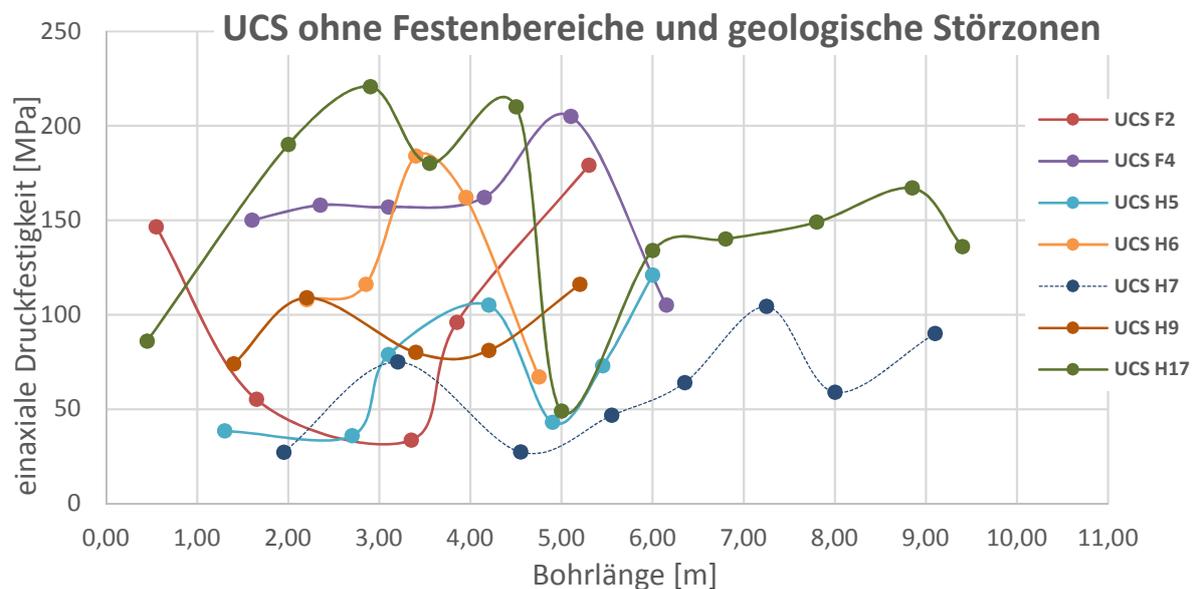


Diagramm 17: Verlauf der Festigkeitswerte-Werte mit Abstand zum Ulm, um Störzonen bereinigt

Da die einaxialen Druckfestigkeiten nicht wie der RQD-Wert meterweise untersucht werden können, wurde die Lage der Probe in Bereiche eingeteilt. Dafür wurden die gleichen Klassengrößen (1 Meter) wie in der RQD-Wert-Analyse verwendet. Das Ergebnis ist in folgender Tabelle ersichtlich:

Tabelle 12: Mittelwert und Standardabweichung der Festigkeit in den ausgewählten Bereichen (ohne H7)

Bereich	0-1m	1-2m	2-3m	3-4m	4-5m	5-6m	6-7m	7-8m	8-9m	9-10m
Anzahl	2	4	7	8	6	5	4	1	1	1
Mittelwert [MPa]	116	79	134	121	111	124	125	149	167	136
Std. Abweichung [MPa]		43	57	53	58	60	13			

Die Festigkeit schwankt stärker als der RQD-Wert, eine Stabilisierung mit Abstand vom Ulm ist nicht ersichtlich. Die in der Tabelle gezeigten Gesteinsfestigkeiten liegen, in diesen Bereichen teils deutlich über der mittleren Gesteinsfestigkeit von 110 MPa, da Bohrungen aus stark gestörten Bereichen exkludiert wurden die jedoch bei der Bestimmung der mittleren Gesteinsfestigkeit mitenthalten waren.. Die Analyse bezieht sich wie zuvor beim RQD auf weniger gestörte Gebirgsbereiche.

Analyse im Festenbereich

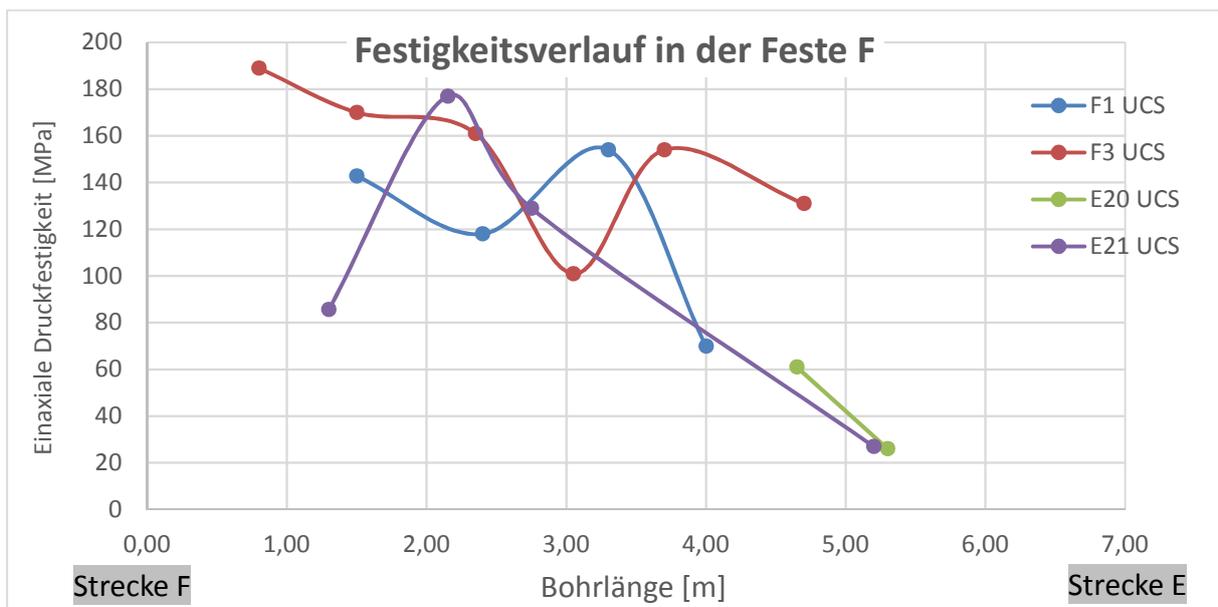


Diagramm 18: Festigkeitsverlauf in der Feste F

Im Vergleich zum RQD-Wert im Diagramm 16 zeigt die Festigkeit einen deutlich anderen Verlauf. Es zeigt sich eine Verschlechterung der einaxialen Druckfestigkeit in Richtung NNW. In der nachfolgenden Tabelle ist dieser Zusammenhang noch stärker ersichtlich.

Tabelle 13: Mittelwert und Standardabweichung der Festigkeit in der Feste F

Bereich	0-1m	1-2m	2-3m	3-4m	4-5m	5-6m	6-7m
Anzahl	1	3	4	3	3	2	0
Mittelwert [MPa]	189	133	146	136	87	27	
Std. Abweichung [MPa]		35	24	25	31		

Eine Begründung für diesen Verlauf der Festigkeit könnte das spätere Auffahren der Strecke F im Vergleich zur Strecke E sein.

7.4.3 Fehlende Proben

Grundsätzlich wurde versucht, von jedem Bohrmeter eines Bohrloches eine Probe auf ihre Gesteinsdruckfestigkeit zu untersuchen. In einigen Fällen war dies unmöglich, da der Zerlegungsgrad der Bohrkerne keine Probenahme ermöglichte. Im Falle der Bohrlöcher H12 und H13 konnten daher keine Druckversuche durchgeführt werden. Im Bohrloch H10 konnten die Versuche nur an Proben aus lediglich zwei Bohrmetern ausgeführt werden, da der schlechte Zustand der Bohrkerne weitere Entnahmemöglichkeiten ausschloss. Problematisch ist in diesem Zusammenhang, dass diese Proben mit hoher Wahrscheinlichkeit Druckfestigkeiten aufweisen, die über dem Durchschnitt dieses Bohrloches liegen. Die mittlere einaxiale Druckfestigkeit des Gesteins in diesem Bohrloch könnte deshalb noch niedriger sein als das Ergebnis der Druckversuche.

Bei den weniger gestörten Bohrkernen aus anderen Bohrlöchern konnte die Auswahl deutlich „blinder“ erfolgen, was Verzerrungen in Richtung höherer Festigkeiten vermindert.

7.4.4 Abweichung benachbarter Bohrlöcher

Kerne benachbarter Bohrlöcher, im Falle dieser Untersuchungen mit einem horizontalem Abstand von ca 0,5m , sollten ähnliche Diskontinuitäts- und Festigkeitseigenschaften erwarten lassen. Das Ergebnis der Analyse könnte

verwendet werden, um die Schwankungsbreite von RQD und einaxialer Druckfestigkeit zu ermitteln.

Die Standardabweichung (bei zwei Werten die halbe Differenz) des RQD-Wertes in derselben Bohrlochtiefe liegt bei diesen Bohrlochpaaren im gewichteten Mittel (5 Werte bei F1 und F3, 6 bei F2 und F4, 5 Werte bei E20 und E21, sowie 3 Werte bei E20 und E21) bei etwa 8 % während die Standardabweichung über alle Bohrlöcher gerechnet bis 6m etwa 18% beträgt.

Die Standardabweichung der einaxialen Druckfestigkeit in derselben Bohrlochtiefe beträgt im Falle der Bohrlochpaare im gewichteten Mittel (vier Proben bei F1 und F3, vier bei F2 und F4, sowie zwei Proben bei E20 und E21) bei 30 MPa. Da im Gegensatz zum RQD-Wert die Proben nicht alle an derselben Stelle in den Bohrlöchern entnommen werden können, wurden die Festigkeitswerte der Bohrlöcher zwischen zwei Proben auf eine Bohrlochtiefe von 0,5m ; 1,5m ; 2,5m etc. linear interpoliert. Bohrlöcher mit weniger als drei Festigkeitswerten wurden daher von der Bewertung ausgeschlossen. Die ermittelte Standardabweichung beträgt hier (im selben Bereich wie die der Bohrlochpaare) 48 MPa.

Tabelle 14: Standardabweichungen im Vergleich

	RQD	UCS
Benachbarte Bohrlöcher	8%	30 MPa
Alle Bohrlöcher (RQD)/ Alle Bohrlöcher mit mehr als 3 Proben (UCS)	18%	48 MPa

Diese Untersuchung zeigt, dass die geotechnischen Eigenschaften benachbarter Bohrlöcher weniger voneinander abweichen, als die weiter entfernter Bohrlöcher. Wiewohl ein solches Verhalten logisch erscheint und auch Grundlegend für eine differenzierte Gebirgsklassifikation und -festigkeit ist, so muss aber auch die hohe Standardabweichung der Festigkeit von 30 MPa hervorgehoben werden. Insbesondere, weil diese im Vergleich zum RQD deutlich näher an der Standardabweichung aller Bohrlöcher von 48 MPa liegt, als der RQD (von 8% auf 19%). Die Festigkeit schwankt demnach in deutlich größerem Ausmaß als der RQD-Wert und demnach der Diskontinuitätsabstand.

7.4.5 Besteht ein Verhältnis zwischen UCS und RQD?

Es wurde untersucht, ob der RQD mit der einaxialen Druckfestigkeit zusammenhängt. Dies würde bedeuten, dass eine Zunahme an Trennflächen automatisch mit einer geringeren Gesteinsfestigkeit zwischen den Trennflächen einhergeht. Die Möglichkeit einer Zunahme der Gesteinsfestigkeit mit kleinerem Trennflächenabstand erscheint nicht sinnvoll. Im Diagramm 19 wurde die Druckfestigkeit als Y-Wert und der RQD des Bohrmeters, in dem die Probe entnommen wurde als X-Wert dargestellt. Die Kerne aller Bohrlöcher sind in diesem Diagramm abgebildet.

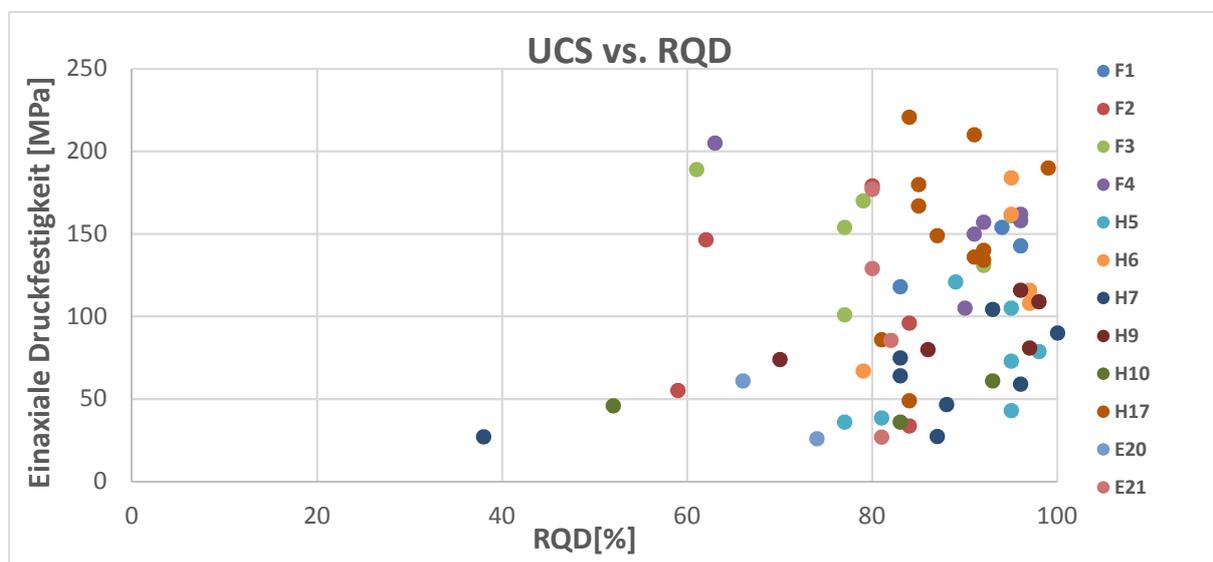


Diagramm 19: Vergleich von einaxialer Druckfestigkeit und RQD-Wert aller Bohrlöcher

Es besteht **kein globaler** Zusammenhang zwischen dem RQD-Wert und der einaxialen Druckfestigkeit. Da sich bei dieser Darstellung die Probe nicht exakt im Zentrum der zugehörigen RQD-Aufnahme befindet, wurde auch eine andere Darstellung untersucht. Bei dieser wurden die linear interpolierten Festigkeiten aus Kapitel 7.4.4 herangezogen. Auch hier zeigt sich keinerlei Zusammenhang ($R^2 = 0,043$ bei linearer Trendlinie). Lag der RQD-Wert unter etwa 60%, so konnten kaum Proben hergestellt werden (zwei Ausnahmen).

Es gibt jedoch auch bei hohen RQD-Werten Probleme in der Herstellung von Proben: Die Probenherstellung setzt eine durchgehend zylindrische Form eines Kernteilstücks von etwa 14 cm Länge voraus. Sind die Trennflächen nicht normal zur Längsachse,

sind somit noch längere Kerneteile notwendig, um eine vollständige Probe zu erhalten. Brüche, die durch den Bohrvorgang verursacht werden, gehen nicht in den RQD ein, sind aber für die Probenherstellung genauso schädlich wie natürliche Brüche.

Der RQD kann nur Trennflächen berücksichtigen, welche so niedrige Festigkeit aufweisen, dass diese beim Bohren zu einer Trennung der Kernteilstücke führt. Dies schließt jedoch das Vorhandensein weiterer Diskontinuitäten höherer Festigkeit in der Probe keineswegs aus. Beim Bearbeiten der Probe kann diese deshalb entlang einer Diskontinuität auseinanderbrechen oder an den Planflächenrändern ausbrechen.

7.4.6 Einteilung in Bereiche

Um eine klarere Aussage bezüglich der geotechnischen Charakterisierung des Reviers VI treffen zu können, wurden die Daten nahegelegener Bohrlöcher kombiniert.

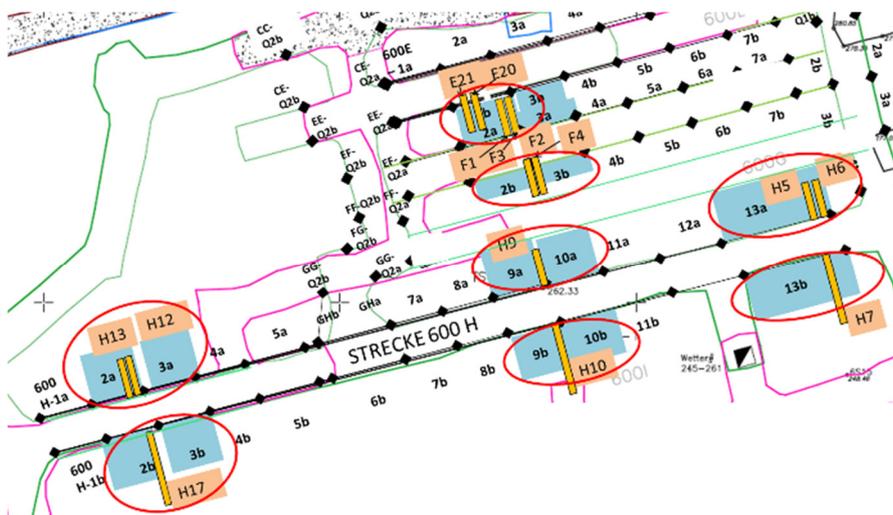


Abbildung 29: Untersuchte Bereiche um Bohrlöcher, benachbarte Bohrlöcher liegen enger beieinander, als in der Karte eingezeichnet

Anhand der Bereiche wurde ein neuer Vergleich zwischen RQD und UCS angestellt, diesmal mit den Mittelwerten der einzelnen Zonen. Diagramm 20 zeigt nun einen Zusammenhang zwischen der Festigkeit und dem RQD-Wert. Es wurde auf die Miteinbeziehung der ersten zwei Bohrmeter verzichtet, um Ausreißer zu vermindern.

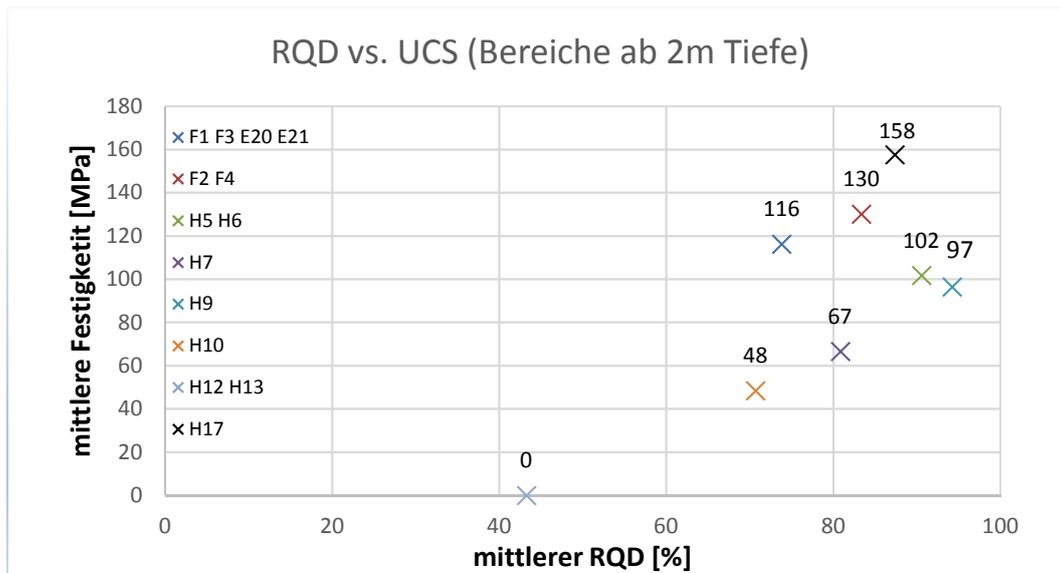


Diagramm 20: Vergleich von einaxialer Druckfestigkeit und RQD-Wert in den zugewiesenen Bereichen ab 2m Bohrlochtiefe

7.4.7 Auswahl der Parameter für die Klassifizierung

Für die im nächsten Kapitel beschriebenen Klassifikationsverfahren sind der RQD-Wert und die einaxiale Druckfestigkeit wichtige Eingangsparameter.

Es wurden je Bohrloch die Mittelwerte von RQD und der einaxialen Druckfestigkeit bestimmt. Werte mit einem Ulmabstand unter 2 Metern wurden nicht berücksichtigt. Beim RQD folgt dies aus der Literatur sowie aufgrund der hohen Streuung der Messwerte in diesem Bereich (siehe Diagramm 15 und Tabelle 10). Bei der einaxialen Druckfestigkeit sei auf die geringe Anzahl an herstellbaren Proben aus den Kernen der ersten 2 Bohrmeter verwiesen (Diagramm 17 und Tabelle 12). Im Falle der Bohrlöcher in Festen (F1, F3, E20, E21) wurde für den RQD und die Festigkeit nur der Festenkern (von 2 – 5 m Bohrlochtiefe) herangezogen. Da für die Bohrlöcher H12 und H13 aufgrund der Fragmentierung der Kerne keine Festigkeiten bestimmt werden konnten, wird keine Gesteinsfestigkeit ($\sigma_c = 0$) angenommen.

Tabelle 15: RQD- und Festigkeitswerte nach Abschnitten ab 2m Bohrlochtiefe

Abschnitt	Mittlerer RQD ab 2m	Mittlere UCS ab 2m	mittlerer RQD ab 2m im Bereich	mittlere UCS ab 2m im Bereich
	%	MPa	%	MPa
F1	79,67	114,00	73,83	116,19
F3	89,25	136,75		
E20	53,67	61,00		
E21	72,75	153,00		
F2	80,00	102,88	83,38	130,14
F4	86,75	157,40		
H5	90,80	76,13	90,57	101,77
H6	90,33	127,40		
H7	80,86	66,61	80,86	66,61
H9	94,25	96,50	94,25	96,50
H10	70,71	48,45	70,71	48,45
H12	24,00	0,00	43,25	0,00
H13	62,50	0,00		
H17	87,38	157,57	87,38	157,57

Für den Festenkern im Bereich (F1, F3, E20, E21) wird daher eine durchschnittliche Festigkeit von 116 MPa und ein durchschnittlicher RQD-Wert von 74 angenommen.

Neben den Bohrlöchern H7, H9, H10 und H17 existieren keine zusätzlichen Kernbohrungen in der Nähe, eine weitere Mittelwertbildung erübrigt. Festigkeit und RQD-Wert des Bohrlochs H7 entsprechen somit den durchschnittlichen RQD und UCS- Werten ab zwei Meter vom Bohrlochmund zum Bohrlochtiefsten.

Die Zuweisung von Festigkeit und RQD der anderen Bereiche erfolgte analog.

8 Gebirgsklassifizierung

Die Resultate im Kapitel 4 beschriebenen Gebirgsklassifikationsverfahren können nun anhand der zuvor bestimmten Gebirgsparameter berechnet werden.

Folgendes Beispiel soll zeigen, wie etwa der Klufzustand bzw. die Kluftrauhigkeit in den verschiedenen Systemen bewertet wird:

Hinweis:

Bei Laubscher (1990) werden Wasser- und Klufzustand gemeinsam abgebildet. Im Falle von Barton (2002) wurde von der logarithmischen Darstellung zurückgerechnet. Hoek (2013) verwendet den Klufzustand nach Bieniawski als Eingangsparameter in den GSI (Kapitel 8.3.1).

Tabelle 16: Bewertung des Klufzustandes/ der Kluftrauhigkeit der verschiedenen Systeme in den gleichen Abschnitten

Abschnitt	Bieniawski	Barton	Laubscher
H-2a	33%	65%	45%
H-3a	33%	65%	60%
H-9a	83%	65%	52%
H-10a	83%	65%	39%
H-13a	83%	57%	45%
H-2b	67%	70%	60%
H-3b	67%	65%	60%
H-9b	33%	65%	52%
H-10b	67%	65%	42%
H-13b	67%	57%	47%
E-2b	83%	65%	52%
E-3b	83%	70%	60%
F-2a	83%	65%	42%
F-3a	67%	65%	52%
F-2b	83%	65%	52%
F-3b	83%	65%	52%

Die Tabelle soll zeigen, wie unterschiedlich der Klufzustand bzw. die Kluftrauhigkeit in einem Abschnitt von den Klassifikationssystemen bewertet wird. Es ist ersichtlich, dass der Klufzustand nach Bieniawski allgemein gut beurteilt wird, jedoch mit

einzelnen starken Abweichungen nach unten. Im Falle von Barton ist die Bewertung deutlich gleichmäßiger. Die Abschnitte mit geringfügig schlechteren Bewertungen sind nicht ident mit jenen nach Bieniawski. Dies trifft auch auf Lauschers Beurteilungen zu, jedoch mit größeren Abweichungen.

Es zeigt sich im Fall des Klufzustandes (bzw. der Kluftrahigkeit), dass die Einzelergebnisse der verschiedenen Systeme kaum miteinander vergleichbar sind. Dies verdeutlicht die Schwierigkeiten im Umgang mit den Klassifikationsverfahren.

8.1 Darstellung der Ergebnisse

Für die Gebirgsklassifizierung wurden die in Tabelle 15 gezeigten Festigkeiten und RQD-Werte verwendet. Alle anderen Daten stammen aus der Gebirgsparameter-Aufnahme. Das Ergebnis wurde in einem ersten Schritt nur für Abschnitte um die Bohrlöcher berechnet. Dazu wurden die bereichsweise berechneten RQD-Werte und Festigkeiten mit den im jeweiligen Abschnitt aufgenommenen Gebirgsparametern kombiniert. Die letzte Spalte zeigt das Q-System in Prozent. Die dafür verwendete Umrechnung findet sich in Kapitel 8.3.

Tabelle 17: Ergebnis der Gebirgsklassifikation um die ausgewählten Bereiche

Abschnitt	Bohr- löcher	UCS [MPa]	RQD [%]	GSI [%]	RMR [%]	RMR- Adju. [%]	RMR Laubscher [%]	MRMR [%]	Q-Sys []	Q-Sys [%]
H-2a	H12, H13	0	43	65	43	28	31	19	2,3	56
H-3a		0	43	65	48	32	37	23	2,3	56
H-9a	H9	97	94	65	77	51	50	32	4,9	62
H-10a		97	94	65	77	51	44	28	4,9	62
H-13a	H5, H6	102	91	65	82	54	46	29	6,3	63
H-2b	H17	158	87	75	72	54	57	41	6,1	63
H-3b		158	87	75	79	52	59	37	4,6	61
H-9b	H10	48	71	65	52	34	39	25	3,7	59
H-10b		48	71	70	67	44	35	22	3,7	59
H-13b	H7	67	81	70	74	49	42	26	2,3	56
E-2b	E20, E21	116	74	65	75	49	48	30	3,9	60
E-3b		116	74	55	80	53	51	32	5,1	62
F-2a	F1, F3	116	74	70	80	53	43	27	3,9	60
F-3a		116	74	75	70	46	48	30	3,9	60
F-2b	F2, F4	130	83	70	79	52	50	31	4,3	61
F-3b		130	83	75	84	55	50	31	4,3	61

Der RQD nach Deere (1989) und der RMR nach Bieniawski (1989) bewerten das Gebirge quantitativ am positivsten und zeigen jedoch je nach Abschnitt deutliche Unterschiede, während das Q-System nach Barton (2002) eine deutlich geringere Schwankung sowie eine allgemein niedrigere Gebirgsqualität nahelegt. Laubschers (1990) RMR, dem das gleiche Benotungssystem zugrunde liegt, liefert deutlich niedrigere Werte als jenes nach Bieniawski.

Das Zustandekommen des Ergebnisses einer Gebirgsklassifizierung wird anhand des RMR nach Bieniawski gezeigt, da dieses durch das rein additive Verfahren eine einfache Darstellung in Diagrammform erlaubt.

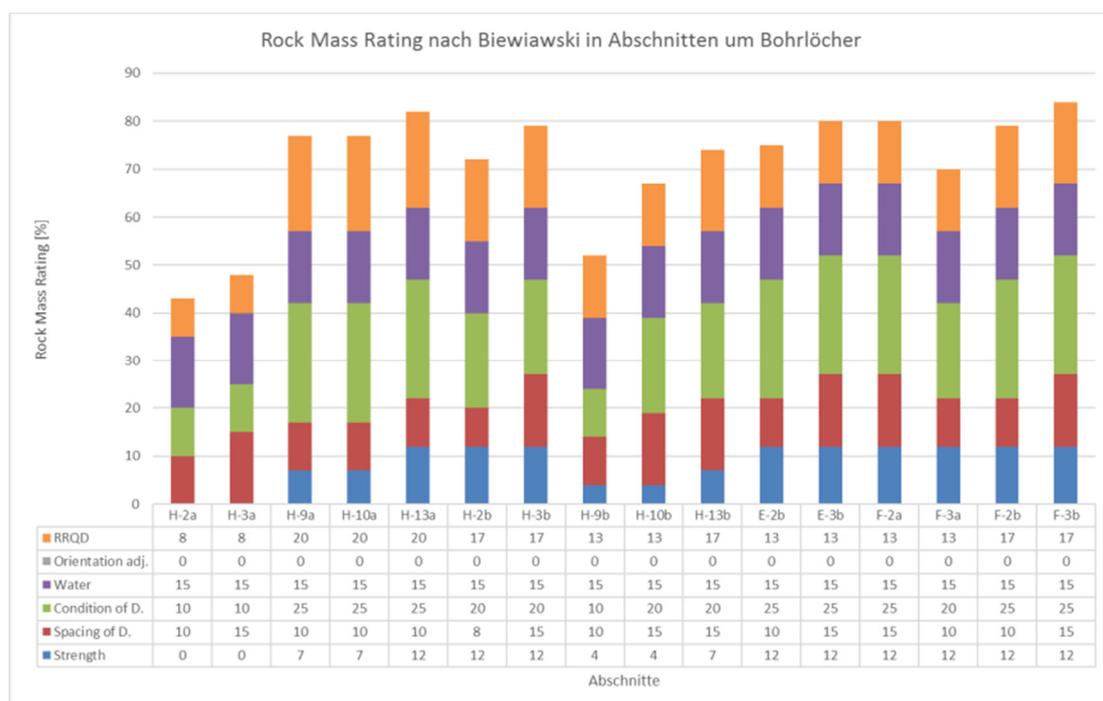


Diagramm 21: Parameter und Ergebnis des Rock Mass Rating nach Bieniawski in den Abschnitten um Bohrlöcher

8.2 Bewertung der Abschnitte anhand der vorgegebenen Notenskala

Das Gebirge ohne Bergbaueinfluss wird von Bieniawski (1989) eher „Gut“ und von Laubscher (1990) eher „Mittel“ bewertet. Wird der Abbaueinfluss eingerechnet, verschlechtern sich die Noten um etwa eine Stufe. Die Klassifikation nach Barton (2002) stuft die Gebirgsqualität als „Mittel“ bis „Schlecht“ ein.

Da allgemein eine fünfteilige (Bieniawski, Laubscher, Deere (1989)) bzw. neunteilige (Barton) Notenskala verwendet wird, ausgenommen GSI, verringert sich die Aussagekraft gegenüber den Prozentangaben des Ergebnisses. Dies führt einerseits zu einer unterschiedlichen Bewertung von ähnlichen Streckenabschnitten, wenn das Ergebnis nahe an den Grenzen der „Notenbandbreite“ liegt. Verzerrungen ergeben sich auch durch gleiche Benotung von Werten am oberen und unteren Rand der Bandbreite einer Note. Aus diesem Grund werden in dieser Arbeit allgemein Prozentwerte der schriftlichen Benotung vorgezogen. Die folgende Tabelle zeigt die Bandbreite der schriftlichen Bewertung für die verwendeten Klassifikationssysteme. Für den GSI existiert ein solches nicht direkt, Werte unter 25 sollen nicht in der Gebirgsfestigkeitsberechnung nach Hoek verwendet werden.

Tabelle 18: Bewertung der Ergebnisse der einzelnen Klassifikationsverfahren

											Exceptionally good
											Extremely good
RMR											very good
Q											good
GSI											fair
MRMR											poor
RQD											very poor
											extremely poor
											exceptionally poor
	0-10	10-20	20-30	30-40	40-50	50-60	60-70	70-80	80-90	90-100	

Allgemein lassen sich für den Bereich H-2a/H-3a die schlechtesten Bewertungen feststellen. Die nicht messbare Gesteinsfestigkeit in Kombination mit dem niedrigen RQD-Wert führt zu einer deutlichen Abwertung von RMR, MRMR und Q. Auch der GSI liegt mit 55 bzw. 65 % eher niedrig. Bei einer Befahrung war subjektiv kein außergewöhnlich großer Unterschied zum gegenüberliegenden Bereich H-1b/H-2b ersichtlich. Dies spiegelt auch der um nur 10% höhere GSI wieder. Doch führt die hohe Gesteinsfestigkeit von 158 MPa und der RQD von 87 zu einer deutlich besseren

Bewertung. Bessere Benotungen erhalten auch die Abschnitte um die Festen E und F.

Wird die beschreibende Klassifizierung herangezogen, ergibt sich folgende Tabelle:

Tabelle 19: Qualitative Beschreibung der Gebirgsqualität nach Bieniawski, Laubscher und Barton

Abschnitt	Bohrlöcher	Ohne Bergbaueinfluss			Inklusive Bergbaueinfluss		
		RQD (Deere 1989)	RMR (Bieniawski 1989)	RMR Laubscher (Laubscher 1990)	RMR-Adju (Bieniawski 1989)	MRMR (Laubscher 1990)	Q-System (Barton 2002)
H-2a	H12, H13	Schlecht	Mittel	Schlecht	Schlecht	Sehr schlecht	Schlecht
H-3a		Schlecht	Mittel	Schlecht	Schlecht	Schlecht	Schlecht
H-9a	H9	Sehr gut	Gut	Mittel	Mittel	Schlecht	Mittel
H-10a		Sehr gut	Gut	Mittel	Mittel	Schlecht	Mittel
H-13a	H5, H6	Sehr gut	Sehr gut	Mittel	Mittel	Schlecht	Mittel
H-2b	H17	Gut	Gut	Mittel	Mittel	Mittel	Mittel
H-3b		Gut	Gut	Mittel	Mittel	Schlecht	Schlecht
H-9b	H10	Mittel	Mittel	Schlecht	Schlecht	Schlecht	Schlecht
H-10b		Mittel	Gut	Schlecht	Mittel	Schlecht	Schlecht
H-13b	H7	Gut	Gut	Mittel	Mittel	Schlecht	Schlecht
E-2b	E20, E21	Mittel	Gut	Mittel	Mittel	Schlecht	Schlecht
E-3b		Mittel	Gut	Mittel	Mittel	Schlecht	Mittel
F-2a	F1, F3	Mittel	Gut	Mittel	Mittel	Schlecht	Schlecht
F-3a		Mittel	Gut	Mittel	Mittel	Schlecht	Schlecht
F-2b	F2, F4	Gut	Gut	Mittel	Mittel	Schlecht	Mittel
F-3b		Gut	Sehr gut	Mittel	Mittel	Schlecht	Mittel

Wie oben beschrieben korreliert der GSI nur mäßig mit anderen Klassifikationsverfahren. Es besteht zwar ein positiver, jedoch nur sehr gering ausgeprägter Zusammenhang mit der einaxialen Druckfestigkeit, dem RQD-Wert und den Klassifikationen RMR, MRMR und Q:

Tabelle 20: Korrelation des GSI mit Gebirgsparametern und Klassifikationsverfahren

	UCS	RQD	RMR	MRMR	Q
R ²	0,06	0,03	0,04	0,01	0,04

Der GSI wurde jedoch nicht entwickelt, um als Klassifikationsverfahren zu dienen, sondern rein zur Berücksichtigung des Einflusses von Diskontinuitäten zur Gebirgsfestigkeit. Deshalb sind Abweichungen von den klassischen Klassifikationsverfahren nicht ungewöhnlich.

Der RQD nach Deere wurde seit dem Aufkommen umfangreicherer Klassifikationssysteme immer weniger als solches eingesetzt. Als Eingangsparameter in die neueren Klassifikationssysteme geht er in das RMR nach Bieniawski und das Q-System nach Barton ein. Auch in Laubschers MRMR war der RQD in der Version von 1990 enthalten, geht jedoch seit dessen Aktualisierung im Jahre 2000 nicht mehr in die Berechnung ein.

8.3 Zusammenhang der Klassifikationsverfahren

Es wird schon längere Zeit versucht, quantitative Zusammenhänge zwischen unterschiedlichen Klassifikationsverfahren abzuleiten. Das folgende Diagramm zeigt dies anhand von Fallstudien, bei denen das Gebirge anhand zweier Verfahren klassifiziert wurde:

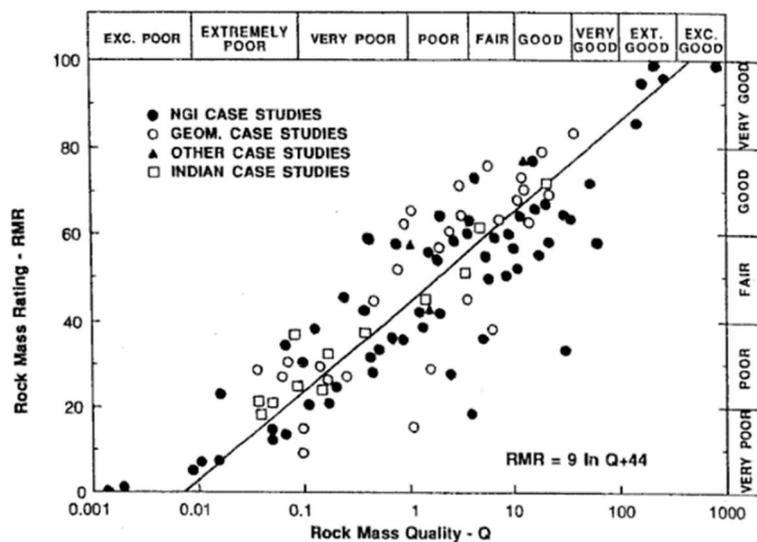


Diagramm 22: Fallstudien mit RMR und Q – Werten (nach Bieniawski, 1989, S.89)

Es zeigt sich, dass die interpretierte Gerade zwar eine Näherung erlaubt, einzelne Punkte aber trotzdem deutlich abweichen können. Diagramme, wie zum Beispiel die Ausbauempfehlung nach Barton, können bei Verwendung einer solchen Näherung anstatt der realen Klassifikation zu falschen Ergebnissen und damit zu einer unzureichenden Ausbaudimensionierung führen. Die Anwendung solcher Umrechnungen ist daher mit Vorsicht zu genießen. Die im Diagramm 22 ersichtliche Formel für die Berechnung des RMR aus dem Q-System ($RMR = 9 \ln(Q) + 44$) wurde

später auch 1:1 für den GSI veröffentlicht. Im Falle des GSI wurde jedoch der Q-Wert um die Spannungs- und Wasserverhältnisse reduziert ($Q' = RQD/J_n \times J_r/J_a$).

Umrechnungen dieser Art erlauben nur eine ungefähre Abschätzung und sind daher kein Ersatz für eine reale Klassifikation nach dem jeweiligen System. Bei jeder Anwendung sei daher auf die Tabelle 18 verwiesen, da die Benotung der einzelnen Systeme nicht einheitlich ist.

Folgende Zusammenhänge wurden in der Literatur gefunden:

8.3.1 GSI und $RMR_{\text{Bieniawski}}$

Hoek et. al. veröffentlichten im Jahr 2013 eine Möglichkeit zur Berechnung des GSI aus dem RMR nach Bieniawski. Diese bestimmt den GSI anhand des RQD- Wertes nach Deere und des Diskontinuitätszustandes (R_{CD89}) nach Bieniawski in der Version von 1989.

$$GSI = 1,5 \cdot R_{CD89} + RQD/2$$

(Hoek et.al., 2013)

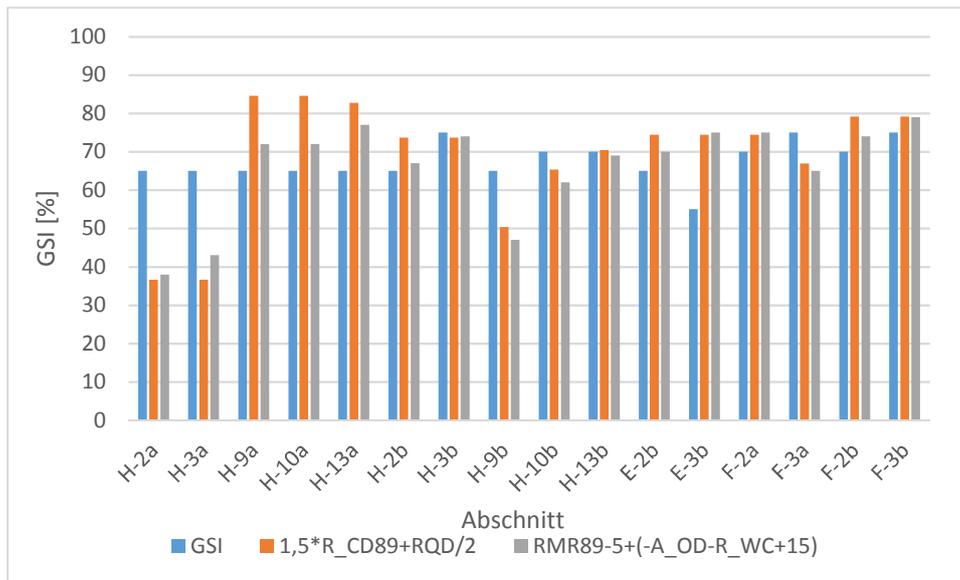
Dieser „GSI“, berechnet aus dem RMR weist deutlich größere Schwankungen entlang der Bereiche als der bisherige GSI auf, wie im nachfolgenden Diagramm ersichtlich

Eine ältere Umrechnung, auch von Hoek und Brown lautet wie folgt:

$$GSI = RMR_{89} - 5 + (A_{OD} \cdot R_{WC} + 15)$$

(Siefert, 2009, S.285)

Für die Abschnitte um die Bohrlöcher ergibt sich damit folgender Zusammenhang:



Dieser Zusammenhang erscheint für diese Arbeit am interessantesten, da das RMR im Vergleich zum GSI weniger geotechnische Erfahrung erfordern sollte. Somit sollte vor allem für Ungeübte der Fehler in der Analyse geringer sein. Wie in der Tabelle 21 zu sehen, weichen die errechneten GSI-Werte teils stark von den aufgenommenen ab. Da beide Umrechnungen von Hoek stammen, wird nur die neuere Berechnung (2013) herangezogen.

Hier ist besonders im Fall der Bereiche H-2a und H-3a eine deutlich niedrigere Bewertung sichtbar. Besonders die niedrige Wertung aufgrund des Zustandes der Diskontinuitäten ergibt ein deutlich verringertes Rating. (Vgl. Störzone in den Bohrlöchern H12 und H13, Kapitel 7.4.1). Hinzu kommen die niedrigen RQD-Werte. Ähnliches ist für den Abschnitt H-9b zu berichten, dieser hat aber immerhin einen höheren RQD-Wert.

Die Herleitung des GSI anhand von Diskontinuitätszustand und RQD- Wert erscheint objektiver und für Ungeübte genauer, als die Bewertung anhand des Diagramms. Dies steht im Einklang mit der Empfehlung von Hoek et al (2013), die für geotechnisch ungeübte Benutzer die Umrechnung aus RMR und RQD anregt.

8.3.2 Q und GSI

Der GSI kann laut Barton (1999) aus dem Q-Wert abgeschätzt werden. Dazu wird der Q-Wert um die Wasserverhältnisse und die Spannungsverhältnisse vermindert, da diese im GSI nicht gewertet werden.

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a}$$

$$GSI = 9 \ln(Q') + 44$$

Für die Gebirgsaufnahmen im Revier VI ergibt sich folgender Zusammenhang:

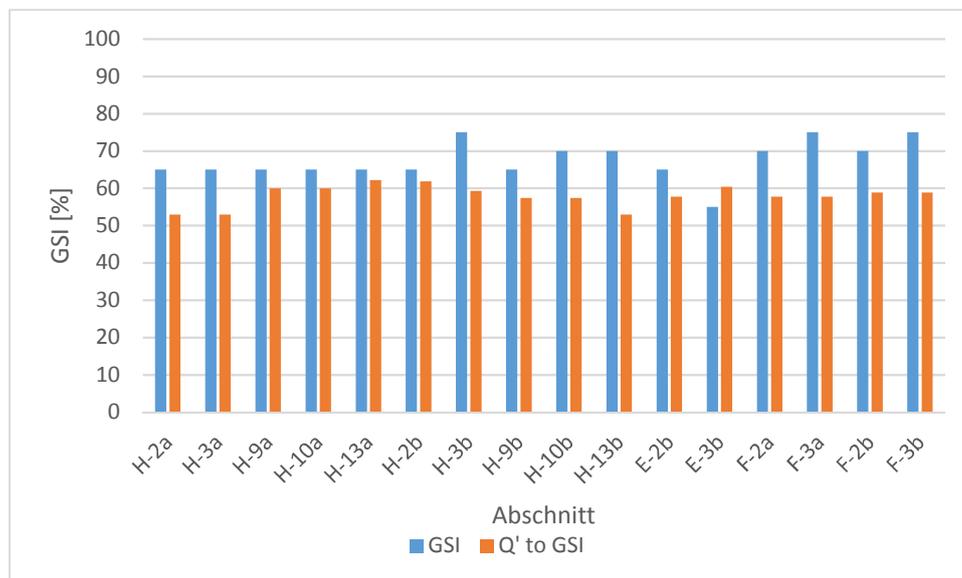


Diagramm 23: Zusammenhang zwischen GSI und GSI aus dem Q-System aus der Gebirgsklassifikation im Revier VI

Konträr zur Berechnung aus dem RMR ergeben sich im Falle der Berechnung des GSI aus dem Q-System gänzlich andere Werte. Der berechnete GSI liegt in fast allen Fällen unter dem aufgenommenen und die Schwankungsbreite ist mit etwa 11% sehr gering.

8.3.3 Q-System in %

Zur einfacheren Darstellung des Q-Wertes wurde dieser von Schinagl mittels Logarithmus auf eine Prozentangabe umgerechnet:

$$Q[\%] = \frac{(\log(Q) + 3) \cdot 100}{6}$$

Es wurden keine Fallstudien miteinbezogen, sondern rein die Grenzen des Systems (0,001 – 1000 bei Q) linear auf 0 bis 100% konvertiert. Der Vergleich mit anderen Systemen sollte so vereinfacht werden.

8.3.4 Q und RMR_{Bieniawski}

Von Barton (1999, S.1667) wurde die folgende Formel veröffentlicht:

$$RMR_{89} = 15 \log(Q) + 50$$

Diese führt bei Q-Werten unter 1 zu etwas höheren RMR-Werten und über 1 zu niedrigeren als die Formel nach Schinagl. Der niedrigste aus dem Q-System umrechenbare RMR-Wert ist 5% und der höchste 95%.

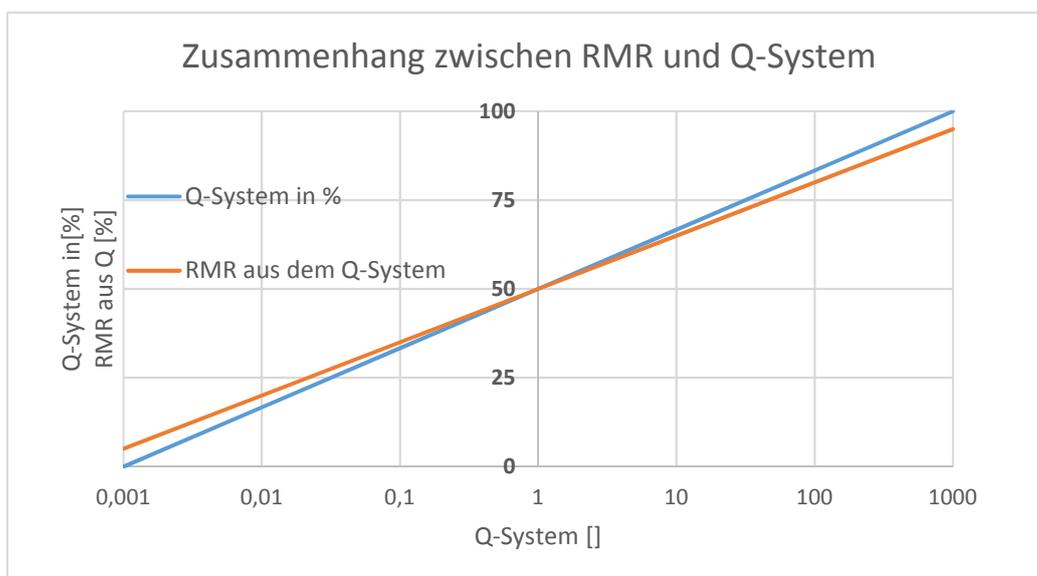


Diagramm 24: Umrechnung des Q-Systems in Prozent und Umrechnung zwischen RMR und Q (Barton 1999)

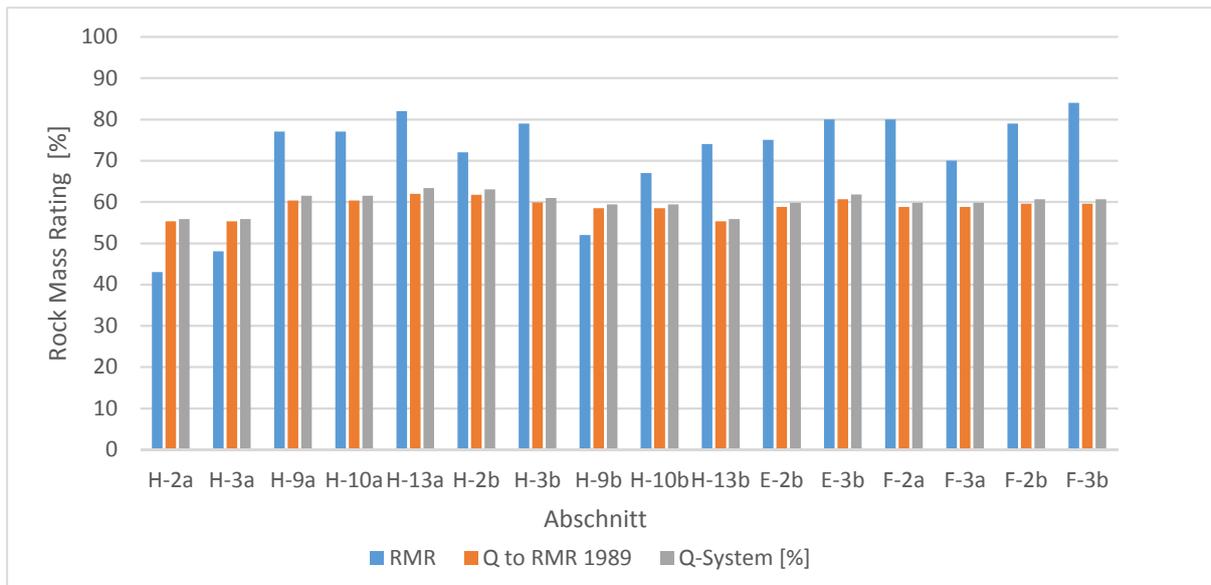


Diagramm 25: Zusammenhang zwischen RMR und RMR aus dem Q-System aus der Gebirgsklassifizierung im Revier VI

Bei der Umrechnung von Q auf RMR zeigt sich, dass der errechnete RMR weit weniger schwankt als der aufgenommene. Dies liegt am Q-System, welches im Revier VI nur geringe Unterschiede zwischen den einzelnen Bereichen aufweist.

Es sei auf die Tabelle 18 verwiesen, da Barton eine andere Notenskala verwendet als Bieniawski.

8.4 Zusammenfassung der Gebirgsklassifikation

Es wurden unterschiedliche Gebirgsklassifikationssysteme im Revier VI angewendet. Genauere Ergebnisse sind nur für jene Abschnitte verfügbar, in denen Bohrungen zur Bestimmung von RQD und der einaxialen Druckfestigkeit vorhanden sind. Aufgrund der Inhomogenität des Gebirges ist kein für das gesamte Revier gültiges Ergebnis möglich und erfolgte deshalb abschnittsweise.

Die Ergebnisse unterscheiden sich von Verfahren zu Verfahren. Verfahren wie das Q-System nach Barton und der GSI nach Hoek ergeben eine relativ homogene Gebirgsbeschreibung (geringe Abweichungen zwischen niedrigen und hohen Bewertungen). Gegenteiliges ist für das RMR nach Bieniawski, das MRMR nach

Laubscher und den berechneten GSI zu beobachten, hier zeigen sich deutlich stärkere Unterschiede zwischen den Ergebnissen einzelner Abschnitte.

Tabelle 22: Überblick über die Methoden der Gebirgsklassifikationsverfahren (Durchschnittswerte)

Verfahren	Autor	Bewertung [%]	Bewertung Qualitativ	Standardabweichung [%]
RMR	Bieniawski	71	gut	12
GSI	Hoek	68	[keine Bewertung]	5
GSI*	Hoek	69	[keine Bewertung]	14,7
Q-System	Barton	60	mittel - schlecht	2,3
MRMR	Laubscher	29	schlecht	5,3

(GSI* bezeichnet den berechneten GSI anhand Klufzustand und RQD)

Die Umrechnung der Ergebnisse von Klassifikationssystemen in andere Systeme erweist sich wie anfangs beschrieben als wenig genau. Dies könnte jedoch auch an den dieser Arbeit zugrundeliegenden Daten liegen, die möglicherweise Ungenauigkeiten beinhalten. Der RQD und auch Laubschers MRMR wurde mit keinem anderen Verfahren verglichen, da in der Literatur keine mathematischen Zusammenhänge gefunden wurden. Die in der Tabelle 21 dargestellten GSI Werte unterscheiden sich deutlich von denen, die mittels RQD und Klufzustand berechnet wurden.

Da die einzelnen Verfahren zum Teil von der Interpretation des Beobachters abhängen, ist die Gebirgsklassifikation keine exakte Wissenschaft. Dies spiegeln auch die Einzelbewertungen verschiedener Verfahren wieder, die zu unterschiedlichen Ergebnissen führen.

9 Gebirgsfestigkeit

9.1 Durchführung

Die Gebirgsfestigkeit wurde anhand der im Kapitel 5 beschriebenen Verfahren berechnet. Als Eingangsparameter werden die Ergebnisse aus Kapitel 8 herangezogen.

Kurze Zusammenfassung zur Bestimmung der Parameter:

Abschnitte wurden in Bereiche um Bohrlöcher eingeteilt. Diese Abschnitte verwenden die Daten der Bohrlöcher im Bereich und Weiters die Ergebnisse der Gebirgsaufnahmen. So ist auch bei gleichen Bohrlochparametern ein Unterschied zwischen den Abschnitten ersichtlich.

Zur Bestimmung des RQD je Bereich wurden die ulmnahe Kerne (2 Meter) vernachlässigt und bei mehreren Bohrlöchern je Bereich das Ergebnis gemittelt. Die Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit geschah analog.

Ergänzungen zu Hoeks GSI:

Da für m_i (Magnesit) in der Literatur kein Wert gefunden werden konnte, wurde m_i von den chemisch ähnlichen Mineralen Dolomit, Kalkstein und Marmor übernommen und konservativ (niedriges m_i) angesetzt.

Für die Berechnung wurde $m_i = 9$ gewählt. Für die Ermittlung der allgemeinen Standfestigkeit des Reviers VI ist die unmittelbare Hohlraumumgebung weniger von Bedeutung als das dahinterliegende Gebirge. Deshalb wurde D mit 0 angesetzt.

9.2 Ergebnisse der Gebirgsfestigkeitsanalyse

Tabelle 23: Gebirgsfestigkeiten von Abschnitten um Bohrlöcher

Abschnitt	Ramamurthy (1986)	Trueman (1988)	Hoek (2007) rock mass global	Hoek (2013) global*	Hoek (2007) rock mass uniaxial	Laubscher (1990) rock mass strength	Laubscher (1990) Mine rock mass strength	Barton (2002)
	σ_{cm} [Mpa]	σ_{cm} [Mpa]	σ_{cm} [Mpa]	σ_{cm} [Mpa]	σ_c [Mpa]	RMS [Mpa]	DRMS [Mpa]	σ_{cm} [Mpa]
H-2a	0,0	6,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
H-3a	0,0	8,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
H-9a	28,3	50,7	22,8	42,8	13,7	38,5	24,3	25,2
H-10a	28,3	50,7	22,8	42,8	13,7	33,1	20,9	25,2
H-13a	39,0	68,5	24,0	42,0	14,4	36,5	23,1	27,9
H-2b	35,4	37,6	37,2	47,5	22,4	64,7	46,7	31,8
H-3b	51,4	57,2	49,5	47,5	39,2	68,0	42,9	28,9
H-9b	3,7	11,3	11,4	8,1	6,9	15,9	10,0	18,2
H-10b	8,3	27,9	13,1	11,5	9,1	14,3	9,0	18,2
H-13b	16,6	42,4	18,0	18,2	12,5	22,5	14,2	17,2
E-2b	30,6	45,0	27,4	35,8	16,5	41,4	26,1	24,7
E-3b	40,0	60,8	21,6	35,8	9,3	45,1	28,5	27,2
F-2a	40,0	60,8	31,4	35,8	21,8	36,5	23,1	24,7
F-3a	23,5	33,3	36,5	28,8	28,9	41,4	26,1	24,7
F-2b	42,5	57,2	35,2	47,0	24,5	46,3	29,3	26,7
F-3b	55,4	77,2	40,9	47,0	32,4	46,3	29,3	26,7
Mittelwert	27,7	43,4	24,5	30,6	16,6	34,4	21,7	22,1

*(GSI durch Kluffzustand und RQD)

Die Mittelwerte werden nur zum Vergleich der einzelnen Verfahren untereinander angegeben.

Anmerkung bezüglich der Festigkeitsberechnung nach Hoek

Wird bei der Gebirgsfestigkeit nach Hoek der GSI mittels Diskontinuitätzustand und RQD-Wert berechnet, ergeben sich meist höhere Festigkeitswerte im Vergleich zum aufgenommenen GSI. In einzelnen Fällen wird die Festigkeit jedoch geringer eingeschätzt.

Anmerkung bezüglich der Festigkeitsberechnung nach Ramamurthy

Wie in Kapitel 5.2.1 bereits beschrieben, wurde die Gebirgsfestigkeit nach Ramamurthy anhand des RMR von 1989 berechnet, obwohl es anhand des RMR von 1976 entwickelt wurde.

Einwand bezüglich der Festigkeitsberechnung nach Trueman

Die Methode nach Trueman (1988) suggeriert gegenüber anderen Verfahren zur Gebirgsfestigkeitsberechnung signifikant höhere Festigkeiten. Diese Abweichung in Richtung höherer Festigkeiten bei gleicher Datenlage ist auch im folgenden Diagramm von Zhang (2016) sichtbar:

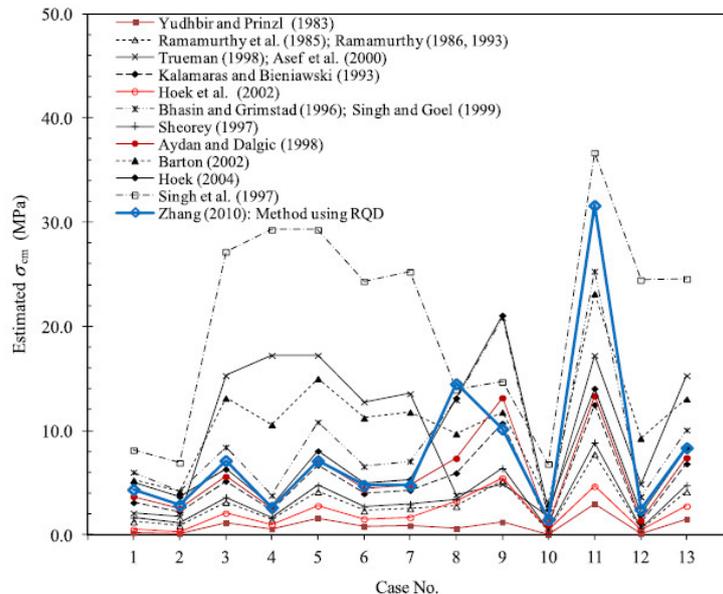


Diagramm 26: Vergleich empirischer Methoden zur Bestimmung der Gebirgsfestigkeit (Zhang 2016, S.395)

Die mittels der Trueman-Formel ermittelten Gebirgsfestigkeiten im Bergbau Breitenau für Bereiche mit hohem RMR sind im Revier VI um bis zu 100% gegenüber anderen Verfahren erhöht. Eine Erklärung liefert Diagramm 10, welches zeigt, dass die (bereits sehr hohe) Gebirgsfestigkeit von 60 MPa bei einem RMR von 80% auf über 200 MPa bei einem RMR von 100% ansteigt. Nach Meinung des Autors ist die Anwendung deshalb außerhalb des ursprünglichen Einsatzbereichs (vermutlich Kohlebergbau mit dementsprechend niedrigen RMR-Werten), zumindest jedoch für den Fall des behandelten Magnesitabbaus, nicht zu empfehlen. Die Gebirgsfestigkeit nach Trueman wird daher in dieser Arbeit nicht weiter behandelt.

Auch die Gebirgsfestigkeit nach Laubscher ohne die Anpassungsfaktoren für den Bergbau wird nicht weiterverwendet, da diese Faktoren ein zentrales Element in Laubschers Gebirgsklassifikation darstellen.

9.3 Häufigkeitsverteilung der Gebirgsfestigkeiten nach Verfahren

Im Folgenden werden Häufigkeitsverteilungen der berechneten Gebirgsfestigkeiten dargestellt.

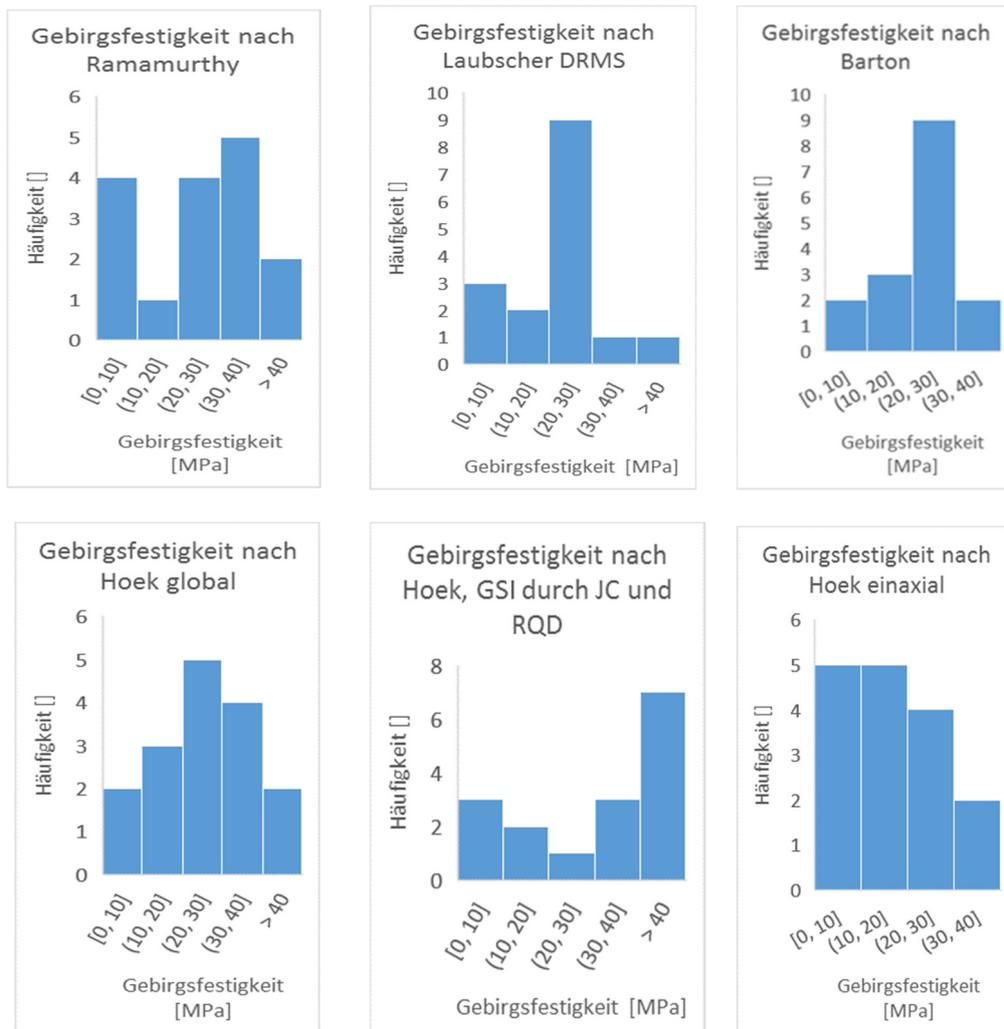


Tabelle 24: Häufigkeitsverteilungen der Gebirgsfestigkeiten in Schritten von 10 [MPa]

Ähnlichkeiten in den Ergebnissen dieser Verteilungen bestehen am ehesten zwischen Laubschers DRMS und Bartons Gebirgsfestigkeit. Auch Hoek global (2007) lässt eine Häufung an Werten zwischen 20 und 30 MPa erkennen. (Aufgenommener GSI)

Gänzlich anders ist das Ergebnis der Gebirgsfestigkeitsberechnung nach Hoek, wenn für den GSI anstatt dem aufgenommenen Wert der Klufzustand nach Bieniawski und der RQD nach Deere verwendet wird. (Kapitel 8.3.1) Hier wird eine Häufung hoher

Festigkeiten (über 30 MPa) ersichtlich, jedoch sind immer noch Gebirgsfestigkeiten unter 10 MPa vorhanden.

Da dem berechneten GSI mehr vertraut wird, als dem aufgenommenen (Kapitel 4.6 und 8.3.1), wird für folgende Analysen bevorzugt die Berechnung anhand des mittels RQD und Klufzustand ermittelten GSI herangezogen. Die Berechnung der einaxialen Gebirgsfestigkeit (Hoek) erscheint für untertägige Anwendungen weniger geeignet, da hier der Einfluss der Einspannung durch das umgebende Gebirge wesentlich ist.

Für den nächsten Vergleich werden daher folgende Methoden zur Gebirgsfestigkeitsberechnung herangezogen:

Ramamurthy

$$\sigma_{cm} = \sigma_c \cdot e^{\frac{RMR-100}{18,75}} \quad [\text{MPa}]$$

Barton

$$\sigma_{cm} = 5 \times \rho \times Q_C^{1/3} \quad [\text{MPa}]$$

Laubscher

$$DRMS = \frac{(RMR_{Laubscher} - R_{IRS})}{80} \times \left(\frac{IRS \times 80}{100} \right) \times \left(\frac{A_{WE}}{100} \times \frac{A_{JO}}{100} \times \frac{A_{BE}}{100} \right) \quad [\text{MPa}]$$

Hoeks globale Gebirgsfestigkeit (GSI mittels RQD und Klufzustand)

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \times \frac{(m_b + 4 \times s - a \times (m_b - 8 \times s)) \times \left(\frac{m_b + s}{4} \right)^{a-1}}{2 \times (1+a) \times (2+a)} \quad [\text{MPa}]$$

Es zeigt sich auch hierbei eine deutliche Häufung zwischen 20 und 30 MPa. Der Durchschnittswert der Festigkeit liegt über diese vier Verfahren gemittelt bei 25,5 MPa.

Wie in der Benotung der Klassifikationssysteme beschrieben, führt eine zusammenfassende Darstellung, wie sie in diesem Kapitel vorgenommen wurde, zu einer verringerten Genauigkeit. Ursächlich ist eine mögliche Verzerrung an den Rändern der einzelnen Klassen. Bei ausreichend großer Datenlage mit nicht sprunghafter Verteilung ist eine solche Darstellung aber problemlos möglich.

9.4 Zusammenfassung der Gebirgsfestigkeit

Die einzelnen Methoden zur Ermittlung der Gebirgsfestigkeit führen zu unterschiedlichen Ergebnissen. Sie liegt bei der Methode nach Hoek bei über 30 MPa, während die Berechnung nach Barton nur knapp 22 MPa ergibt.

Auch die Streuungen der Einzelergebnisse unterscheiden sich. Die Standardabweichung der Gebirgsfestigkeit beträgt nach Ramamurthy 17 MPa und bei Barton nur 9 MPa. Der Grund für die Streuung liegt einerseits an den unterschiedlichen Ergebnissen der Gebirgsklassifikation der einzelnen Abschnitte und an den je nach Bohrung unterschiedlichen Gesteinsfestigkeiten.

Tabelle 25: Überblick über die Methoden der Gebirgsfestigkeitsberechnung (Durchschnittswerte)

Autor	Basis der Gebirgsfestigkeitsberechnung	Gebirgsfestigkeit [MPa]	Standard-abweichung [MPa]	Standard-abweichung [%]
Hoek	GSI (durch JC und RQD)	30,6	16,8	55
Ramamurthy	RMR	27,7	17,1	62
Laubscher	MRMR	22,1	12,7	57
Barton	Q-System	21,7	9	41

Die Daten in Tabelle 25 zeigen, dass es sich um eine sehr inhomogene Verteilung der Gebirgsfestigkeit handelt, da die Abweichungen vom Mittelwert bei allen Verfahren um 50% betragen.

Die Methoden nach Hoek und nach Ramamurthy liegen dabei mit im Durchschnitt 30,6 bzw. 27,7 MPa deutlich über den Berechnungen nach Laubscher und Barton.

Laubschers Klassifikationsverfahren MRMR behandelt im Grunde das Bruchverhalten von Gebirge in Bruchbauen. Die Ermittlung der Gebirgsfestigkeit (Design Rock Mass Strength, DRMS) dient in seiner Veröffentlichung (1990) eher den Verwendungszwecken Ausbaudimensionierung und Abschätzung des Bruchverhaltens. Das Ergebnis dieser Gebirgsfestigkeit liegt unter den Werten von Hoek (global) und Ramamurthy, auch, weil es sich auch um eine einaxiale Druckfestigkeit handelt.

Im Gegensatz zu den anderen Verfahren basiert die Berechnung der Gebirgsfestigkeit nach Barton bzw. Singh rein auf Erfahrungen im Tunnelbau. Sie liefert mit 21,7 MPa den geringsten Durchschnittswert aller Verfahren.

Hoeks Verfahren wurde primär zur Gebirgsfestigkeitsberechnung entwickelt, ohne den Umweg über Standfestigkeit oder Ausbauempfehlung. Die notwendigen Eingangsparameter lassen auch von Anfängern relativ einfach ermitteln, wenn die Aufnahmen laut Hoek (2013) gemacht werden. Die Gebirgsfestigkeit ist in diesem System vom Gesteinstyp abhängig. Die Berechnung nach Hoek ergibt im Mittel die höchste Festigkeit aller Verfahren.

Die Gebirgsfestigkeitsberechnung nach Ramamurthy basiert auf Bieniawskis RMR. Es ergeben sich im Durchschnitt etwas niedrigere Gebirgsfestigkeiten als nach Hoek.

10 Zusammenfassung

Es wurden Untersuchungen angestellt, um die gebirgsmechanischen Eigenschaften im Revier VI des Magnesitbergbaus Breitenau zu erheben und auszuwerten.

10.1 Hintergrund

Dazu wurde im ersten Teil der Arbeit der theoretische Hintergrund behandelt. Es wurde auf die geomechanischen Charakteristika von Gestein, Diskontinuitäten und Gebirge eingegangen. Diese definieren die Festigkeit des Gebirges und beeinflussen somit auch die Standfestigkeit der Grubengebäude.

Bei der Beurteilung eines Gebirges mittels Gebirgsklassifikation versucht man, die oben genannten Gebirgseigenschaften getrennt voneinander zu bewerten. Das komplexe System „Gebirge“ wird in einzelne, unterschiedlich gewichtete Parameter zerlegt und jeder Parameter anhand eines festgelegten Schlüssels bewertet.

Namentlich wurden die Klassifikationssysteme von Bieniawski, Laubscher, Barton, Deere und Hoek verwendet. Es folgte ein Kapitel über verschiedene Möglichkeiten zur Bestimmung der Gebirgsfestigkeit. Auch wird die Lagerstätte kurz umrissen und der Lagerstättenteil „Revier VI“ wurde beschrieben.

Anschließend wurde versucht, die geomechanischen Eigenschaften des Gebirges im Revier VI anhand der zuvor beschriebenen Verfahren zu erfassen.

10.2 Datenbeschaffung

Dazu wurden in der Strecke H, sowie in zwei Kammern insgesamt 14 Kernbohrlöcher gebohrt (Abbildung 30), der RQD-Wert meterweise bestimmt und anschließend die Bohrkerne auf ihre einaxiale Druckfestigkeit und ihren RQD-Wert untersucht. Weiters wurden die von Moser und Auer durchgeführten Aufnahmen zur Gebirgsklassifizierung in einem Tabellenkalkulationsprogramm ausgewertet. Zusammen mit den Ergebnissen der Druckversuche konnte so die Gebirgsfestigkeit abgeschätzt werden.

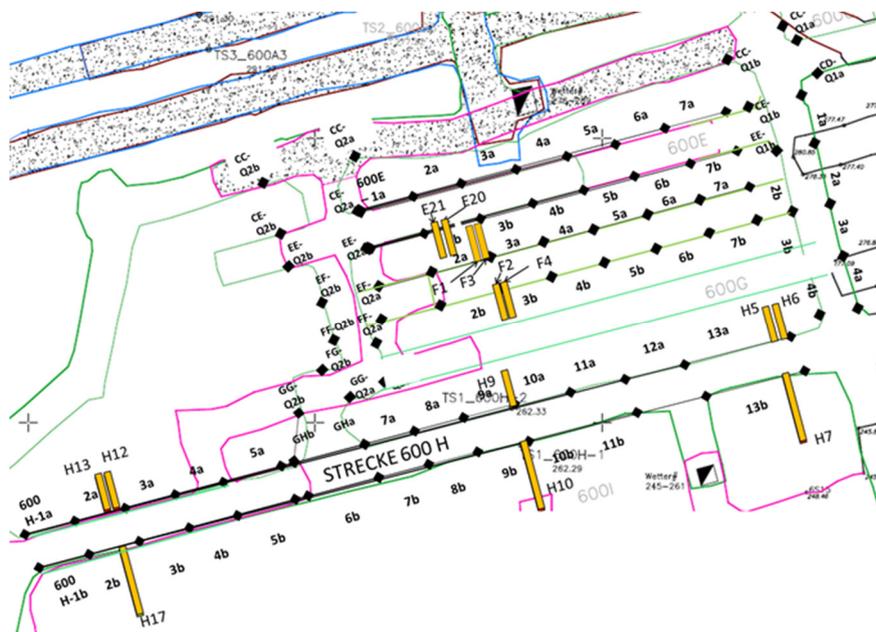


Abbildung 30: Lage der Kernbohrlöcher und Einteilung der Bereiche für die Gebirgsklassifikation

10.3 Einfluss des Beobachters

Das Ziel der Natur- und Ingenieurwissenschaften ist es, wirklichkeitsgetreue Vorhersagen über Vorgänge in der Natur und in der Technik treffen zu können. Objektive Beobachtungen, Messungen und Analysen sind daher fundamental.

In der Gebirgsmechanik kann die Beschreibung des Gebirges, sei es qualitativ oder quantitativ, von der Realität abweichen. In diesem Kapitel werden Ursachen der Abweichungen aufgezeigt.

10.3.1 Abweichungen aufgrund unterschiedlicher Verfahren

Alle Verfahren zur Gebirgsklassifizierung und Gebirgsfestigkeitsbestimmung wurden anhand von Fallstudien in verschiedenen Gebirgen kalibriert. Wie ein Gebirge bewertet wird, hängt somit auch von der Bandbreite der bei der Erstellung zur Verfügung stehenden Gebirgsarten ab. Zusätzlich lässt der Ersteller eines Verfahrens seine persönliche Erfahrung (und eventuell Meinung) einfließen.

Die Eingangsparameter und deren Gewichtung bilden das Herzstück jeder Methode. In der Tabelle 3 ist die Gewichtung der hier verwendeten Verfahren dargestellt. Diese zeigt eine Übersicht der in die Bewertung einfließenden Parameter verschiedener Verfahren.

10.3.2 Abweichungen durch den Anwender

Beurteilungen, die eine qualitative Einschätzung benötigen, sind anfälliger für subjektive Abweichungen, als Tests, die fertige Ergebnisse liefern (wie etwa die einaxiale Druckfestigkeit).

In der Gebirgsmechanik ist daher im Falle solcher Beurteilungen ein gewisses Maß an Erfahrung vonnöten. Doch auch unter erfahrenen Geotechnikern sind (leichte) Differenzen in der Aufnahme nicht ungewöhnlich. Dies liegt an der Interpretation der Beobachter, da nicht jeder auf dieselben Details achtet. Für manchen Anwender mag

eine gefährliche Situation vorliegen, die von Anderen noch als unbedenklich bewertet wird.

Tests mögen auf den ersten Blick objektiv wirken, jedoch ist bereits die Probenauswahl oft eine subjektive Entscheidung. Die Lage der Kernbohrungen zur Bestimmung von RQD und der einaxialen Druckfestigkeit sowie die Einteilung der untersuchten Abschnitte kann besonders in inhomogenem Gebirge entscheidend für das Ergebnis der Gebirgsklassifizierung und noch mehr für die Gebirgsfestigkeitsberechnung sein.

10.3.3 Abweichungen aufgrund unzureichender Informationen

Für eine gebirgsmechanische Analyse ist die sorgfältige Beschreibung des Ist-Zustandes vonnöten. Der Umfang und die Qualität der vorhandenen Informationen ist daher ausschlaggebend für die Güte der Untersuchung.

Abschnitte im Grubengebäude, in denen eine akute Gefährdung vorliegt, können daher nicht, oder nur unter größerem Aufwand untersucht werden, was sich auf die Qualität der Daten negativ auswirkt.

Das Ergebnis einer solchen gebirgsmechanischen Analyse weist deshalb eine Streubreite auf. Um diese auf ein akzeptables Maß zu begrenzen, sind objektive Beurteilungen, ausreichende Erfahrung und eine genügend hohe Informationsdichte vonnöten.

10.4 Ergebnisse der Analysen

Die Ergebnisse der Gebirgsklassifikationen unterscheiden sich je nach verwendetem System. So werden die ausgewählten Abschnitte um die Kernbohrlöcher nach Bieniawski eher „Gut“, nach Barton „Mittel“ und nach Laubscher eher „Schlecht“ bewertet. Ein Umstand, der sowohl auf die unterschiedlichen Einflussparameter zur Klassifizierung als auch auf deren Bewertung zurückzuführen ist.

Grundsätzlich wird das Gebirge in den Kammern E und F besser beurteilt als in der Strecke H. Während Verfahren wie das RMR nach Bieniawski eine große Bandbreite der Ergebnisse aufweisen, weichen Laubschers Klassifikation und das Q-System (hier in %), in den einzelnen Abschnitten kaum voneinander ab. Die folgende Tabelle zeigt noch einmal die wichtigsten Ergebnisse der Klassifikation einzelner Abschnitte:

Tabelle 26: Ergebnisse der Klassifikationsverfahren (quantitativ) in einzelnen Abschnitten

Abschnitt	RQD	GSI	RMR	MRMR	Q-Sys
	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
H-1a	43	55	43	20	56
H-2a	43	65	43	19	56
H-9a	94	65	77	32	62
H-10a	94	65	77	28	62
H-13a	91	65	82	29	63
H-1b	87	65	62	34	64
H-2b	87	75	72	41	63
H-9b	71	65	52	25	59
H-10b	71	70	67	22	59
H-13b	81	70	74	26	56
E-2b	74	65	75	30	60
E-3b	74	55	80	32	62
F-2a	74	70	80	27	60
F-3a	74	75	70	30	60
F-2b	83	70	79	31	61
F-3b	83	75	84	31	61

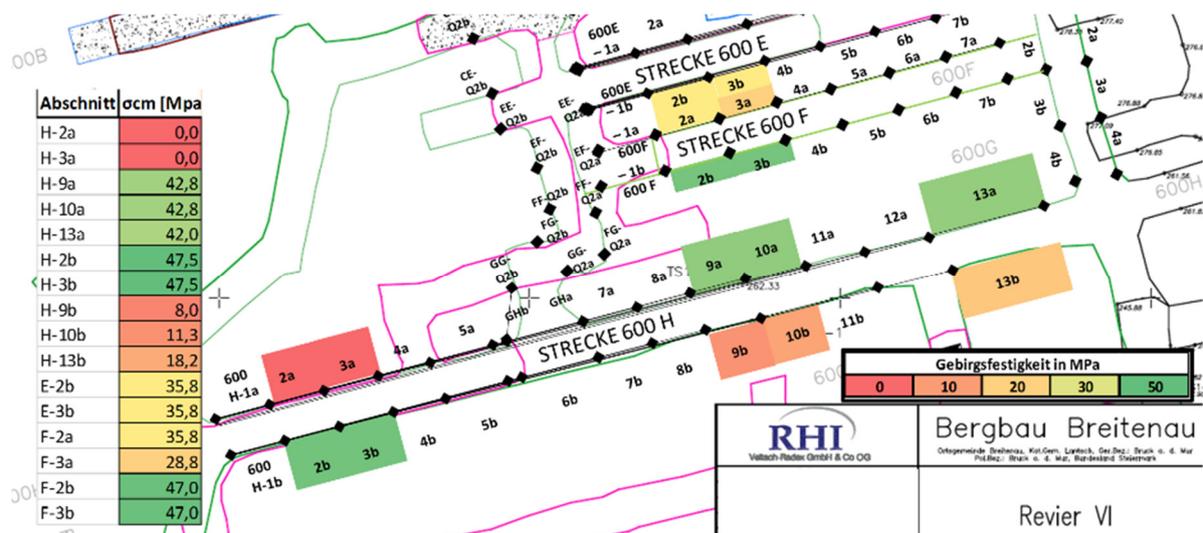


Abbildung 31: Gebirgsfestigkeit nach Hoek in den untersuchten Abschnitten

Abbildung 31 zeigt die Gebirgsfestigkeiten nach Hoek in den Abschnitten, in denen Kernbohrungen durchgeführt wurden. Da hier große Lücken vorhanden sind, und das Gebirge sehr inhomogen ist, kann nicht zwischen den Abschnitten interpoliert werden.

In der vorliegenden Arbeit wurden zunächst nur 16 Abschnitte zur Berechnung der Gebirgsfestigkeit herangezogen, da nur in diesen Abschnitten Bohrungen zur Bestimmung der Gesteinsfestigkeit und des RQD vorlagen. Die vorliegenden Daten zeigen eine große Streubreite, besonders der RQD und die gemessene einaxiale Druckfestigkeit. Dies gilt sowohl für die Meterabschnitte der Bohrlöcher, als auch für die Bohrlöcher allgemein. Im Kapitel 7.4.4 wurde auf diese Thematik genauer eingegangen.

11 Schlussfolgerung

11.1 Hinweis

Da die Gebirgsfestigkeit nicht direkt und exakt messbar ist, bleibt jede Analyse unbewiesen, bis ein Versagensfall auftritt. Dies stellt ein grundlegendes Problem in der Gebirgsmechanik dar. Mit der Kombination aus objektiv durchgeführten Messungen und geotechnischer Erfahrung kann die Gebirgsfestigkeit jedoch ausreichend genau bestimmt werden. Zur besseren Überprüfbarkeit der Ergebnisse wurden verschiedene Verfahren zur Bestimmung der Gebirgsgüte und zur Abschätzung der Gebirgsfestigkeit angewendet.

11.2 Klassifikationsverfahren

Die Bewertung eines Gebirges anhand der Klassifikationsverfahren erfordert je nach Verfahren mehr oder weniger geotechnische Erfahrung. Messbare Parameter wie Kluftabstand, einaxiale Druckfestigkeit oder RQD-Wert sollten relativ einfach und genau zu quantifizieren sein. Kluft- oder Diskontinuitätsabstände mögen auf den ersten Blick einfach zu bestimmen sein, doch vor allem in inhomogenen Gebirgen können diese nur abgeschätzt werden. Die große Fläche der Hohlraumwand erschwert die Untersuchung besonders für Anfänger, da aus einer Vielzahl von Abständen gewählt werden kann. Abhilfe schafft hier die Aufnahme anhand von Bohrkernen, die jedoch nur einen geringeren Ausschnitt des Gebirges zeigen und außerdem von der Richtung der Bohrung abhängig sind. Problematisch war im vorliegenden Fall auch der fehlende Zusammenhang zwischen dem RQD und den aufgenommenen Parametern zur Messung des Kluftabstandes. Sollten beide richtig aufgenommen worden sein, so könnte auch der große Abstand der Bohrkern von der Hohlraumwand (also vom Mundloch des Bohrloches) durch die hohe Inhomogenität zu den Abweichungen führen. Die Aufnahme der Diskontinuitätsabstände mittels einer Scanline bedeutet zwar einen deutlichen Mehraufwand, könnte aber zu verlässlicheren Ergebnissen führen.

Die einzelnen Verfahren zur Klassifizierung des Gebirges führen im Revier VI zu unterschiedlichen Ergebnissen. Dies liegt unter anderem an den unterschiedlichen Fallstudien, die den Autoren zur Entwicklung der Systeme zur Verfügung standen.

Da die geotechnische Bewertung des Revier VI lokal deutliche Unterschiede aufzeigt, wurde das Gebirge nicht als homogenes Ganzes aufgenommen, sondern in Abschnitte unterteilt. So gibt es vorerst kein einzelnes Gesamtergebnis für das Revier VI, jedoch wird so eine genauere Analyse in den einzelnen Abschnitten möglich.

Als Klassifikationsverfahren erscheint im vorliegenden Fall das System von Bieniawski am besten geeignet, da es einfach aufgebaut ist und vergleichsweise wenig Spielraum für Interpretationen lässt.

Die Komplexität der Interaktion zwischen Gestein und Diskontinuitäten macht eine exakte Bewertung schwierig. Die Gebirgsklassifikation ist daher (noch) keine exakte Wissenschaft.

11.2.1 RQD

Der Rock Quality Designation Index war über Jahrzehnte ein wichtiger Bestandteil von Klassifikationsverfahren und kann auch für sich alleine einen Anhaltspunkt über die Gebirgsqualität geben. Der Vorteil des RQD, nämlich das Gebirge über eine einzige Zahl zu bewerten, ist für genauere Analysen ein Nachteil. So ist ein RQD von 70 bei einem soliden, 70 cm langen Kern mit einer darauffolgenden 30 cm langen Schwächezone möglich. Dieselbe Bewertung könnte sich auch für eine Mischung aus 9 bis 12 cm langen Kernstücken ergeben. Das Last-Verformungsverhalten dieser Gebirge wird sich hier jedoch grundlegend unterscheiden. Die idente Bewertung von dermaßen unterschiedlichen Gebirgen macht den RQD damit wenig zweckmäßig für eine objektive Analyse, vor allem, wenn unterschiedliche Gebirgsarten miteinander verglichen werden. Demselben Vorwurf wäre auch etwa der einaxiale Druckversuch ausgesetzt, da sich auch für unterschiedliche Gesteinsarten (etwa Kalkstein und feinkörniger Sandstein) dieselbe Druckfestigkeit ergeben kann. Die einaxiale Druckfestigkeit ist jedoch ein klar definierter Einzelparameter und kein Maß für die schwieriger zu definierende Integrität (oder Zerlegungsgrad) des Gebirges. Auch ist

der RQD durch den starren Schwellenwert von 4 Inch (10 cm) bei der Bewertung von Gebirgen mit großen Diskontinuitätsabständen wenig aussagekräftig.

Als erste Abschätzung der Gebirgsqualität und besonders zur messbaren Erkennung von wechselnden Gebirgsverhältnissen kann der RQD aufgrund seiner Einfachheit gute Dienste leisten. Für eine systematische geotechnische Untersuchung des Zerlegungsgrades von Gebirge sollte der RQD möglichst durch leistungsfähigere Methoden ersetzt werden.

11.2.2 RMR nach Bieniawski (1989)

Bieniawskis Rock Mass Rating wurde anhand vieler Fallstudien aus Berg- und Tunnelbau geeicht und könnte gut geeignet sein, um das Gebirge im Revier VI zu klassifizieren. Es handelt sich um das für Anfänger am einfachsten durchzuführende Verfahren.

11.2.3 MRMR nach Laubscher (1990)

Laubschers Mining Rock Mass Rating wurde entwickelt, um Bruchbaue zu bewerten und ist daher möglicherweise zur Beurteilung der Standfestigkeit von Strecken weniger gut geeignet. Die Aufnahme der Gebirgsparameter gestaltet sich deutlich komplexer als nach Bieniawski.

Der Kern der Analysen von Laubscher sind Diagramme zur Ermittlung der Hohlraumstabilität. Es handelt sich hier um ein „abgeschlossenes System“, die Ergebnisse können direkt zur Hohlraumdimensionierung herangezogen werden.

11.2.4 GSI nach Hoek (2007, 2013)

Es handelt sich um das für Anfänger am schwierigsten durchzuführende Verfahren, da die Bewertung ohne messbare Parameter auskommt. Abhilfe schaffte Hoek mit einer Veröffentlichung im Jahr 2013, die die Berechnung des GSI aus den Parametern Klufzustand und RQD ermöglicht. Der GSI verwendet im Gegensatz zu den anderen Verfahren nur die beiden Parameter Scherfestigkeit und Abstand der Diskontinuitäten.

Er ist kein Gebirgsklassifikationssystem im herkömmlichen Sinn, sondern ein Parameter zur Beschreibung von relevanten Festigkeitseigenschaften des Gebirges.

11.2.5 Q-System nach Barton (2002)

Bartons Q-System ist vor allem durch den Tunnelbau im skandinavischen Hartgestein geprägt. Die einzelnen Gebirgsparameter werden multipliziert oder dividiert, im Unterschied zu den additiven Verfahren. Dies führt zu der großen Bandbreite der möglichen Ergebnisse und soll eine im Vergleich zu anderen Verfahren strengere Abwertung des Ergebnisses durch einzelne Parameter erlauben. Die Bewertung nach Barton führte zumindest im in dieser Arbeit behandelten Fall zu deutlich geringeren Unterschieden zwischen den einzelnen Abschnitten als andere Verfahren. Dies steht im Gegensatz zu Bartons Ansicht, sein Klassifikationssystem könne aufgrund seiner multiplikativen Form auch kleine Abstufungen zu quantifizieren. Es wird angenommen, dass dies an den recht eindeutigen Klassen der einzelnen Faktoren liegt. Ein großer Teil der Abschnitte wurde mit identischen Gebirgskennzahlen aufgenommen. Einzig der RQD-Wert, der sich je nach Abschnitt teils stark unterscheidet führte zur leichten Variabilität in den Bewertungen.

11.3 Gebirgsfestigkeit

Die verschiedenen Verfahren zur Ermittlung bzw. Abschätzung der Gebirgsfestigkeit führen zu unterschiedlichen Ergebnissen. Dem System nach Hoek liegt ein komplexes Bruchmodell zugrunde, die anderen drei Verfahren beschränken sich auf weniger umfangreiche Formeln. Die Auswahl der Systeme geschah vor allem anhand deren Zitierung in Veröffentlichungen. Es wurde versucht, verschiedene Systeme anzuwenden um einen Vergleich zwischen diesen anstellen zu können.

Hoeks Gebirgsfestigkeitsbestimmung ist das Standardverfahren in der Gebirgsmechanik, gemessen an den Zitierungen. Ramamurthy benutzt das bewährte Klassifikationsverfahren RMR nach Bieniawski zur Bestimmung der Gebirgsfestigkeit. Laubscher und Barton sind Koryphäen der Geotechnik, ihre veröffentlichten Formeln zur Bestimmung der Gebirgsfestigkeit sind jedoch eher für speziellere Anwendungen gedacht. (Kapitel 5.2)

11.3.1 Zu den Methoden

Die aus dem MRMR abgeleitete Gebirgsfestigkeit nach Laubscher kann kaum mit den übrigen Gebirgsfestigkeiten verglichen werden, da es sich um eine einaxiale Festigkeit handelt. Laubscher verwendet eine Vielzahl an Abwertungsfaktoren, die zu einer geringen Gebirgsfestigkeit führen, sie liegen jedoch im Mittel über der einaxialen Gebirgsfestigkeit nach Hoek.

Die Berechnung nach Barton bzw. Singh weist einige Unzulänglichkeiten auf. Die Abhängigkeit der Gebirgsfestigkeit von der Teufe, wie im Q-System enthalten, ist nach Meinung des Autors dieser Arbeit nicht empfehlenswert. Die Teufe geht indirekt über den Spannungsreduktionsfaktor (Kapitel 4.5) in die Berechnung ein. Diese Methode wurde nur für „arched underground openings“ (Singh, 1997) – bogenförmige Tunnelquerschnitte entwickelt.

Die Verfahren nach Laubscher und Barton erscheinen im Vergleich zu jenen nach Hoek und Ramamurthy weniger gut geeignet, die Qualität des vorliegenden Gebirges zu beurteilen. Problematisch ist nicht die niedrigere Gebirgsfestigkeit, die sich bei beiden Verfahren ergibt, sondern die Spezialisierung auf die Thematiken Tunnel

(Barton) und Bruchbaue (Laubscher). Ramamurthys (bzw. dessen Basis, das RMR nach Bieniawski) und Hoeks Systeme sollten daher aufgrund der allgemeineren Datenbasis ihrer Modelle genauere Aussagen erzielen.

Die Problematik von Ramamurthys Berechnung beschränkt sich auf dessen überschaubare Datenbasis. Es handelt sich dabei um einen Teil der von Hoek und Brown (1980a) für die Entwicklung ihres Bruchkriteriums verwendeten Daten (Ramamurthy 1986). Dies kann ein Grund für die nahe beieinanderliegenden Durchschnittswerte der Ergebnisse der beiden Verfahren von Ramamurthy und Hoek sein. Ein Problem, welches nur diese Arbeit betrifft, ist die Verwendung des RMR₈₉ anstatt einer älteren Version des RMR, die Abweichungen sollten aber gering sein.

Der GSI wurde möglicherweise zu konservativ aufgenommen, möglicherweise aufgrund nicht ausreichender Erfahrung im Umgang mit dem GSI. Die Berechnung des GSI nach Hoek et.al. (2013) sollte zuverlässigere Ergebnisse liefern.

Grundsätzlich wird die Gebirgsfestigkeitsberechnung nach Hoek (2013), in der Form GSI durch RQD und Klufzustand nach Bieniawski, als am geeignetsten befunden. Es handelt sich hier um die objektivste Methode, da sowohl der Klufzustand, als auch der RQD relativ einfach und genau bestimmt werden kann. Außerdem sind in dieser Berechnung nur die für die Gebirgsfestigkeitsbestimmung notwendigen Parameter Diskontinuitätszustand (bzw. Scherfestigkeit der Diskontinuitäten) und Zerlegungsgrad des Gebirges (bzw. Diskontinuitätsabstand) sowie die einaxiale Druckfestigkeit enthalten. Die Genauigkeit dieser Methode könnte möglicherweise noch gesteigert werden, indem der RQD durch ein Verfahren ersetzt wird, das den Zerlegungsgrad von Gebirge realistischer beurteilen kann.

11.3.2 Diskussion der Ergebnisse

Die genannten Ergebnisse der Gebirgsfestigkeitsbestimmung gelten nur für jene Abschnitte in denen sowohl Gebirgsaufnahmen als auch Kernbohrungen durchgeführt wurden. So kann ein großer Teil der Aufnahmen nicht zur Berechnung einer für den gesamten untersuchten Abschnitt gültigen Gebirgsfestigkeit herangezogen werden.

Es handelt sich zudem um ein inhomogenes Gebirge mit einer großen Streuung der aufgenommenen Gebirgskennwerte und daher auch der Gebirgsfestigkeit. Eine

statistische Analyse könnte deutlich mehr konkrete Daten aus der Gebirgsaufnahme in die Berechnung einfließen lassen als eine abschnittsweise Untersuchung. Eine solche setzt jedoch eine Zufallsverteilung der einzelnen Faktoren voraus. Es gibt Methoden, die auch Abhängigkeiten zwischen Faktoren in die Berechnung einfließen lassen können, diese wurden jedoch nicht angewendet, da eine Zufallsverteilung angenommen wird. Im Kapitel 7.4.5 wird gezeigt, dass der RQD und die einaxiale Druckfestigkeit nicht wesentlich miteinander korrelieren, der Klufzustand nach Bieniawski weist zu den erstgenannten eine leichte Abhängigkeit auf, die in der Auswertung jedoch vernachlässigt wurde.

11.4 Monte Carlo Simulation

Die Monte-Carlo-Simulation ist ein Oberbegriff für mehrere numerische Methoden, „*die Zufallszahlen zur approximativen Lösung oder zur Simulation verschiedener Prozesse einsetzen.*“ (Theis, Kernbichler, 2002, S.2)

Anwendung findet dieses stochastische Verfahren etwa in der Physik zur Ermittlung von Teilchenabständen oder für hochdimensionale Integrale. Simulationen in der Physik vergleichen in der Regel eine mathematisch definierte Funktion mit einer gleichverteilten Anzahl von Zufallszahlen. Eine hohe Anzahl an Zufallszahlen verbessert dabei die Genauigkeit der Analyse. (Theis, Kernbichler, 2002)

Der durchschnittliche (zufällige) Fehler einer Analyse wird also geringer, wenn die Anzahl an Zufallszahlen erhöht wird, da hier das Gesetz der großen Zahlen wirksam wird.

11.4.1 Monte-Carlo-Simulation zur Bestimmung der Gebirgsfestigkeit

Es wurden Monte-Carlo-Simulationen zur Abschätzung der Gebirgsfestigkeit nach Hoek und Ramamurthy angestellt, da diese als am geeignetsten betrachtet werden (Kapitel 11.3.2). Folgende Annahmen wurden dabei getroffen:

- Die einzelnen Gebirgsparameter sind nicht voneinander abhängig.
(Zwischen der einaxialen Druckfestigkeit und dem RQD liegt keine Korrelation vor (Kapitel 7.4.5))
- Die 14 Kernbohrungen sind repräsentativ für das Revier VI
- Die Randzonen in den Strecken und Festen (angenommen 2m) sind durch Sprengungen beeinträchtigt, daher werden dort der RQD und die UCS bei der Auswertung nicht berücksichtigt.
- Es ist genauer, den GSI aus dem RQD und dem Klufzustand zu berechnen, als auf die GSI- Aufnahmen zurückzugreifen
- Um das ungestörte Gebirge zu untersuchen, wurde der „disturbance factor D“ mit 0 angenommen.

Für die (diskreten) Verteilungen der Zufallszahlen wurden die Daten aus der Gebirgsaufnahme herangezogen. Es wurde nur der Abbaubereich untersucht. Die Simulation enthält nur geprüfte Druckfestigkeiten. Bohrmeter, in denen keine Probenahme möglich war, wurden nicht berücksichtigt.

Die Analyse wurde wie folgt durchgeführt:

I. Einteilung der Gesteinsfestigkeiten und des RQD in Klassen:

Tabelle 27: Festigkeitsklassen der Gesteinsproben in [MPa]

<i>Klassen</i>	<i>Durchschnittswert</i>	<i>Anteil []</i>
0 bis 10	5	0,0%
10 bis 20	15	0,0%
20 bis 30	25	2,4%
30 bis 40	35	7,3%
40 bis 50	45	7,3%
50 bis 60	55	2,4%
60 bis 70	65	12,2%
70 bis 80	75	7,3%
80 bis 90	85	4,9%
90 bis 100	95	2,4%
100 bis 110	105	14,6%
110 bis 120	115	7,3%
120 bis 130	125	2,4%
130 bis 140	135	2,4%
140 bis 150	145	0,0%
150 bis 160	155	9,8%
160 bis 170	165	7,3%
170 bis 180	175	4,9%
180 bis 190	185	2,4%
190 bis 200	195	0,0%
200 bis 210	205	2,4%
210 bis 220	215	0,0%
220 bis 230	225	0,0%
größer als 230	235	0,0%
Summe		100,0%

Das folgende Diagramm zeigt die Häufigkeitsverteilungen der einaxialen Druckfestigkeit und des RQD aus der Bohrlochaufnahme. Die Werte sind bereits um die Randzonen bereinigt.

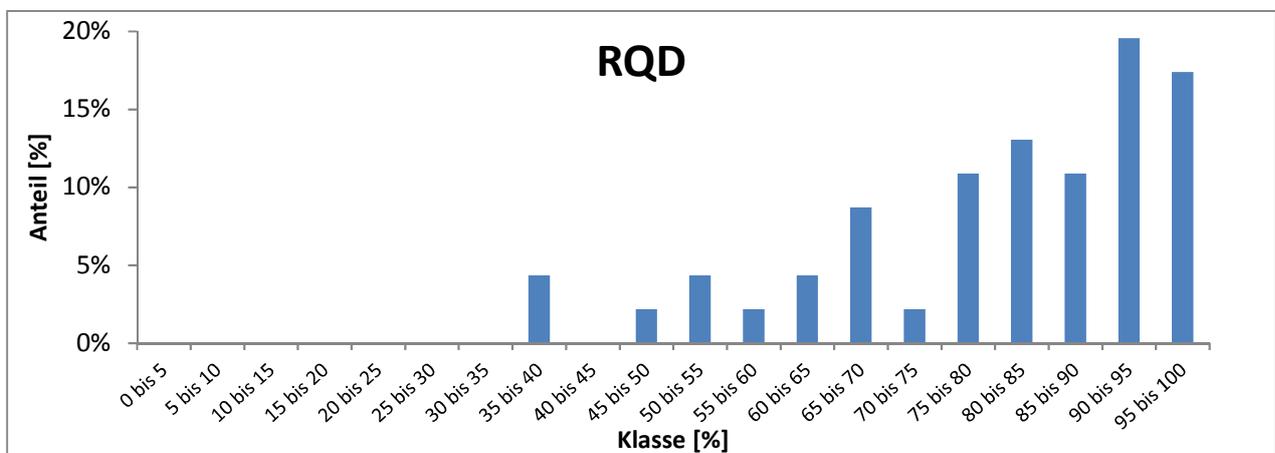
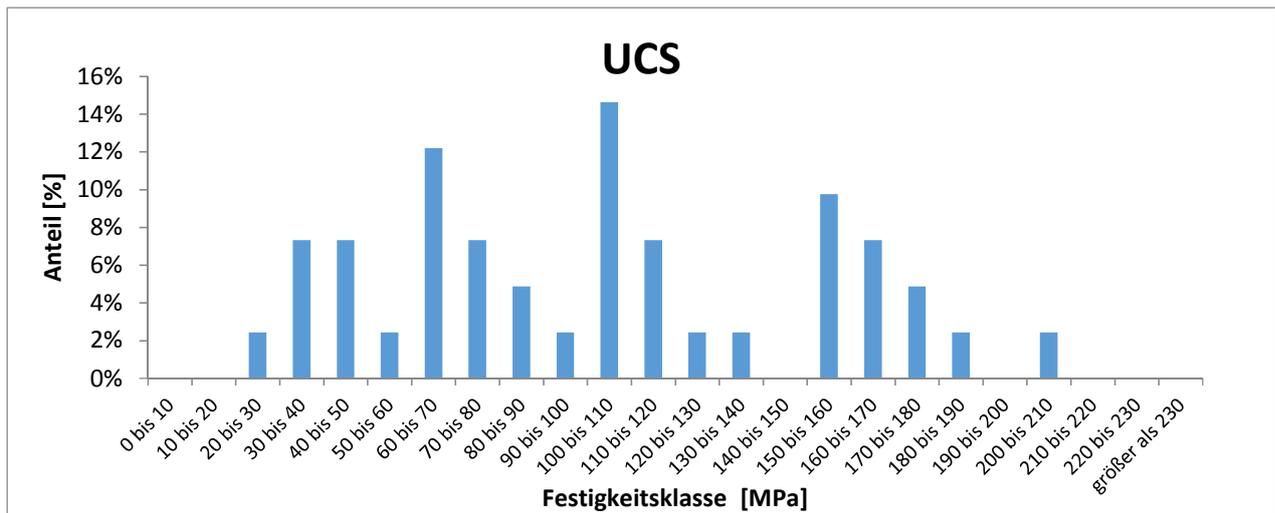


Diagramm 27: Häufigkeitsverteilungen der einaxialen Druckfestigkeit UCS und des RQD in den Bohrlöchern des Abbaubereichs

Für die Erstellung der Zufallsvariablen wurde jeweils der Klassenmittelwert herangezogen. Der Klufzustand und -abstand nach Bieniawski wurde von vornherein Klassenweise aufgenommen.

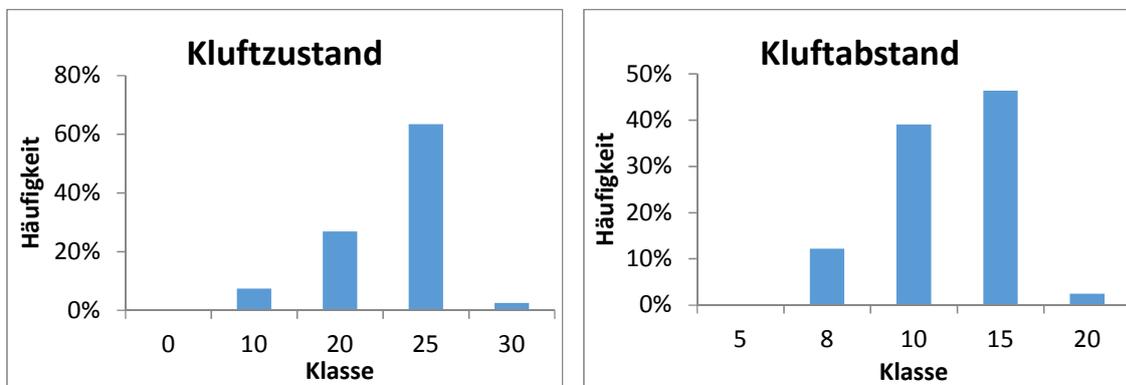


Diagramm 28: Häufigkeitsverteilung der Bewertungen von Klufzustand und Kluftabstand aus der Gebirgsaufnahme

II. Erzeugung von Zufallszahlen

Mit der originalen Verteilung der Gebirgsaufnahmen und den Parametern aus den Bohrkernen wurde eine Anzahl von Zufallsvariablen, in diesem Fall 10.000 von jeder Variable, erstellt, die die ursprüngliche Verteilung abbilden.

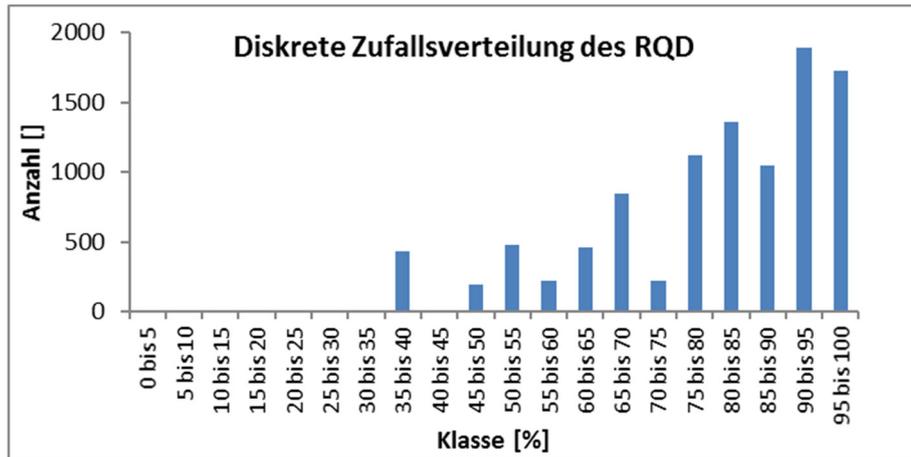


Diagramm 29: Diskrete Zufallszahlenverteilung des RQD

Mithilfe der Formel

$$GSI = 1,5 \text{ Kluftzustand nach Bieniawski} + RQD/2 \text{ [%]}$$

aus dem Kapitel 8.3.1 wurde der GSI simuliert.

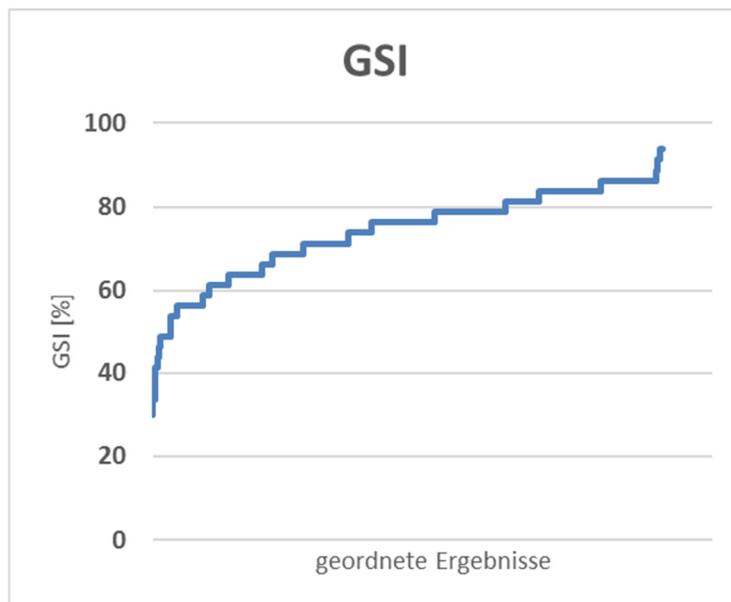


Diagramm 30: Berechnete GSI-Werte aus Zufallsvariablen von Kluftzustand und RQD (geordnet)

Der Mittelwert des simulierten GSI liegt mit 74% um 10 Prozentpunkte über dem mittels Diagrammen aufgenommenen durchschnittlichen GSI.

III. Simulation der Gebirgsfestigkeit

Werden die diskret zufälligen Verteilungen von GSI und der einaxialen Druckfestigkeit verknüpft, so kann die Gebirgsfestigkeit nach Hoek berechnet werden. Es wurde zusätzlich die Gesteinskonstante „mi“ als normalverteilt (Mittelwert 9 MPa, Standardabweichung 0,5 MPa) angenommen.

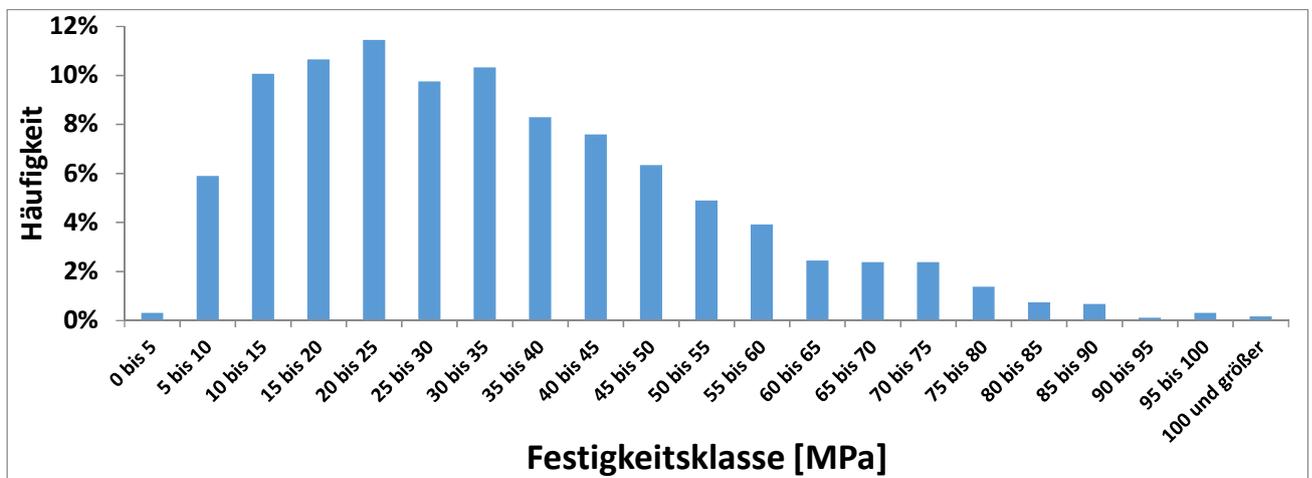


Diagramm 31: Monte-Carlo-Simulation zur Abschätzung der Gebirgsfestigkeit nach Hoek

Zusätzlich wurde Bieniawskis RMR auch einer Simulation unterzogen, die Vorgangsweise war ident zur vorhergehenden und stützt sich im Fall von Kluffzustand, RQD und einaxialer Druckfestigkeit auf dieselben Zufallszahlen. Aus dem RMR ließ sich die Gebirgsfestigkeit nach Ramamurthy berechnen. Das Ergebnis liegt nahe an der Berechnung nach Hoek:

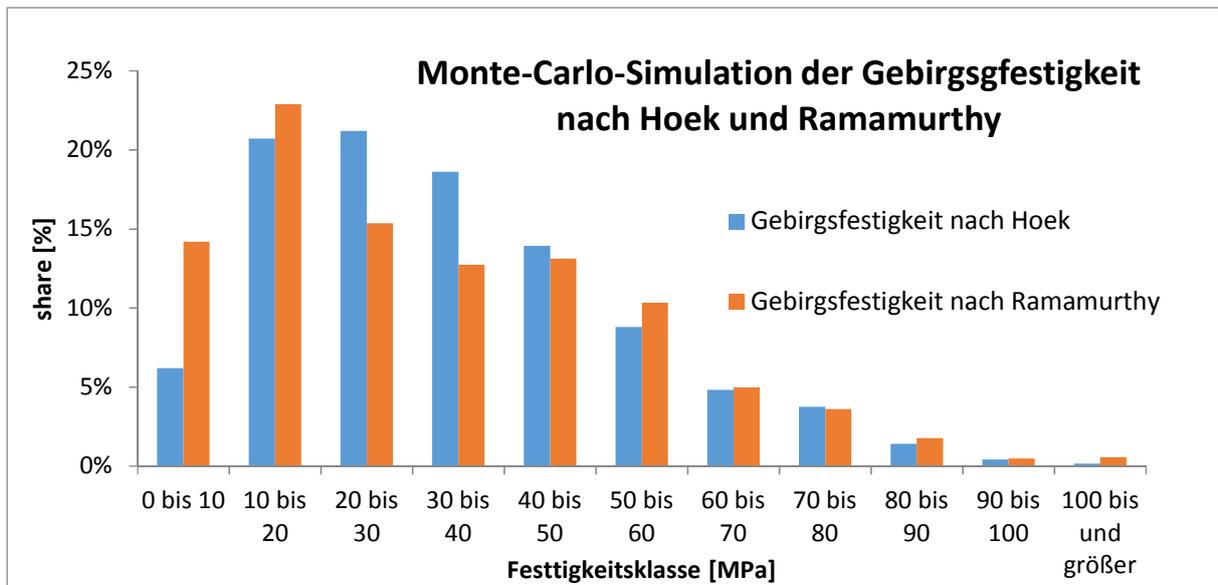


Diagramm 32: Gebirgsfestigkeiten aus der Monte-Carlo-Simulation

Die gemittelte Festigkeit nach Hoek beträgt 34,0 MPa, jene nach Ramamurthy 32,4 MPa. Die Standardabweichungen betragen 19,1 bzw. 21,4 MPa.

Wird der Beeinträchtigungsfaktor des Gebirges „D“ mit 0,7 (gute Sprengung) angesetzt, so sinkt die Gebirgsfestigkeit nach Hoek auf 25,8 MPa. Dies trifft jedoch nur auf das Gebirge im Nahebereich des Hohlraumes zu.

11.4.2 Bewertung der Ergebnisse

Es wird angenommen, dass die Monte-Carlo-Simulation zu realitätsnahen Ergebnisse führt. Folgende Punkte sprechen für die Analyse:

- Cai et.al. (2004) verwenden ebenfalls eine statistische Methode, namentlich Point Estimation – „Punkteschätzer“, um Gesteinsparameter zu bestimmen.
- Es können (nahezu) alle aufgenommenen Bereiche und Kernbohrungen bei der Analyse berücksichtigt werden.
- Das Ergebnis nach Hoek (2013) liegt innerhalb bzw. nahe der Bandbreite der Abschätzung der Gebirgsfestigkeit aus der einaxialen Druckfestigkeit. (Cai, Kaiser, 2014, S.659)

$$\sigma_{\text{Gebirge}} = \sigma_{\text{UCS}} \quad 0,4 \pm 0,1 \text{ [MPa]}$$

Tabelle 28: Vergleich der mittleren Gesteinsfestigkeit mit der mittleren Gebirgsfestigkeit

	Mittlere einaxiale Druckfestigkeit	Faktor x $\sigma_{Gebirge} = \sigma_{UCS} \cdot x$
	[MPa]	[]
Geprüfte Proben	103,6	0,33

Die Ursache für den relativ niedrigen Faktor von 0,33 liegt möglicherweise an der tektonischen Beeinträchtigung des Lagerstättenkörpers, verglichen mit anderen Gebirgen.

- Der Rockwall Condition Factor RCF vergleicht die maximale Tangentialspannung am Ulm einer kreisförmigen Strecke mit der Gesteinsfestigkeit.

$$RCF = \frac{3 \sigma_1 - \sigma_3}{F \sigma_c}$$

- σ_1 Maximalspannung (hier 24 MPa)
- σ_3 Minimalspannung (hier 24 MPa bei k=1)
- σ_c einaxiale Druckfestigkeit des Gesteins
- F gebirgsabhängiger Faktor

Bei einem RCF von über 0,7 verschlechtert sich der Gebirgszustand deutlich, wenn kein Ausbau eingebracht wird.

Wird für den RCF 0,7 und für F 0,5 (aufgrund der starken Klüftung des Gebirges) eingesetzt, so errechnet sich die kritische Spannung mit (Wagner et.al. 2015, S.1061):

$$\sigma_{Kritisch} = 0,7 \cdot 0,5 \cdot 103,6 = 36,3 \text{ MPa}$$

Dieses Ergebnis liegt sehr nahe an den Gebirgsfestigkeiten nach Hoek und Ramamurthy.

- Die mittlere Gebirgsfestigkeit liegt nach den Modellen von Hoek und Ramamurthy deutlich über der kritischen Spannung am Ulm von 21,6 MPa (Kapitel 6.4.1). Auch die Hauptnormalspannung von 24 MPa wird im Mittel nicht überschritten.

11.5 Zusammenfassung

Die Durchführung von Gebirgsklassifikationen und die Ermittlung der Gebirgsfestigkeit ist in inhomogenen Gebirgen mit einigen Schwierigkeiten verbunden. Die einzelnen visuellen Aufnahmen gelten nur für sehr kleine Abschnitte („Homogenbereiche“) und die vielen notwendigen Bohrkernuntersuchungen zur Bestimmung der Gesteinsfestigkeit führen zu hohen Kosten.

Eine stochastische Simulation stellt hier einen Ausweg dar. Allerdings ist so nur eine Gesamtbetrachtung möglich, eine Zuordnung einzelner Abschnitte ist ausgeschlossen. Sind die einzelnen Gebirgsparameter voneinander unabhängig, so kann die Simulation einfach mithilfe der diskreten Verteilung der einzelnen Gebirgsparameter ablaufen.

Die mittlere Festigkeit des ungestörten Gebirges im Revier VI wird nach Hoek mit 34 MPa angegeben. Im Einflussbereich der Hohlraumränder, die mit 2 Metern angenommen werden, liegt die Gebirgsfestigkeit bei 26 MPa. Die Berechnung nach Ramamurthy ergibt 32 MPa für das ungestörte Gebirge. Lokale Überschreitungen der Gebirgsfestigkeit sind jedoch aufgrund der hohen Schwankungsbreite der Ergebnisse zu erwarten, siehe Diagramm 32.

12 Weiterführende Literatur

Barton N.: General Report Concerning Some 20th Century Lessons and 21st Century Challenges in Applied Rock Mechanics, Safety and Control of the Environment. International Society for Rock Mechanics, 1999

Barton N.: Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design, International Journal of Rock Mechanics, Mining Sciences 39, 2002

Barton N.: Rock mass characterization for excavation in mining and civil engineering. Proceeding of the international workshop on rock mass classification in underground mining, IC. Vol. 9498, 2007

Brady B.H.G., Brown E.T.: Rock Mechanics for Underground Mining, 3. Auflage, 2005

Bieniawski Z.T.: Engineering Rock Mass Classifications: A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil, and Petroleum Engineering, 1989

Blaha, H.: Gebirgsmechanische Aspekte des "Post-Pillar"-Abbauverfahrens, Dissertation, Montanuniversität Leoben, Lehrstuhl für Bergbaukunde, Bergtechnik und Bergwirtschaft, 2012

Cai M., Kaiser P.K., Uno H., Tasaka Y., Minami M.: Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Volume 41, Issue 1, January 2004

Cai M., Kaiser P.K.: In-situ Rock Spalling Strength near Excavation Boundaries, Rock Mechanics and Rock Engineering, Volume 47, Issue 2, 2014

Deere D.U., Deere D.W.: Rock Quality Designation (RQD) after Twenty Years, U.S. Army Corps of Engineers Contract Report, 1989

Edelbro C.: Rock Mass Strength, Technical report, 2003

Gallhofer D.: Lithologische und geochemische Charakterisierung der Magnesitlagerstätte Breitenau, Masterarbeit, 2010

Garber B.: Neue Sprengstoffe – Ein Beitrag zur Sicherheit, Vortrag, 2011

Hoek, E.: Rock Mechanics - An Introduction for the Practical Engineer, 1966

Hoek E., Kaiser P.K., Bawden W.F.: Support of Underground Excavations in Hard Rock, 1995

Hoek E., Brown B.H.G.: Empirical Strength Criterion for Rock Masses, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 106, 1980a

Hoek E., Brown B.H.G.: Underground Excavations in Rock, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 106, 1980b

Hoek E., Carter T.G., Diederichs M.S.: Quantification of the Geological Strength Index Chart, American Rock Mechanics Association, 2013

Hudson J. A., Harrison P.: Engineering Rock Mechanics, 1. Auflage, 1997

Hudson J.A., Priest S.D.: Discontinuity Spacings in Rock, International Journal on Rock Mechanics, Mining Science, Geomech. Abstr. Vol. 13, pp. 135-148, 1976

Jaeger J.C., Cook N.G.W., Zimmermann R.W.: Fundamentals of Rock Mechanics, 4. Auflage, 2007

Jahns H.: Messung der Gebirgsfestigkeit in situ bei wachsendem Maßstabsverhältnis, First International Congress on Rock Mechanics, Lissabon, S.477-482, 1966

Jakubec J., Esterhuizen G.S.: Use of the Mining Rock Mass Rating (MRMR) Classification: Industry experience, 2002

Krauland N., Söder P., Agmalm G.: Determination of rock mass strength by rock mass classification, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Geomechanics Abstracts, Volume 26, Issue 1, 1989

Laubscher D.H.: A geomechanics classification system for the rating of rock mass in mine design, Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy, Volume 90, No. 10, 1990

Marinos P., Hoek E.: GSI: A Geologically Friendly Tool for Rock Mass Strength Estimation, ISRM International Symposium, International Society for Rock Mechanics, 2000

Marinos V., Marinos P., Hoek E.: The geological strength index: applications and limitations, Bulletin of Engineering Geology and the Environment 64, 2005

Martin C.D., Maybee W.G.: The strength of hard rock pillars, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Volume 37, Issue 8, 2000

Martin C.D., Kaiser P.K., McCreath D.R.: Hoek–Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels, *Canadian Geotech. Journal* 36, 136–151, 1999

Moser A., Wagner H., Schinagl S.: Investigations on fracturing behaviour around underground drifts, (im Druck), 2016

Murawski H., Meyer W.: *Geologisches Wörterbuch*, 12. Auflage, 2012

Ramamurthy, T. "Stability of rock mass." *Indian Geotech Journal*, 16.1, 1986

Pratt, H.R., Black, A.D., Brown, W.S., Brace, W.F.: The effect of specimen size on the mechanical properties of unjointed diorite, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Volume 9, S.513-529, 1972

Priest, S. D: *Discontinuity Analysis for Rock Engineering*, 2012

Schenkl M.: Technische und wirtschaftliche Prüfung eines zweiten Tagaufschlusses der Reviere V & VI (VII) des Bergbaues Breitenau, Diplomarbeit, 2013

Siefert M.: Verfahren zur qualitativen und quantitativen Beschreibung des Gebirges, *BHM Heft 6*, 154. Jg., 2009

Singh B., Villadkar M.N., Samadhiya N.K., Mehrotra V.K.: Rock Mass Strength Parameters Mobilised in Tunnels, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 12, No. 1, 1997

Theis, C., Kernbichler, W.: *Grundlagen der Monte Carlo Methoden*, TU Graz, 2002

Wagner, H.: Untertägige Hohlräume im überbeanspruchten Gebirge, *Sixth International Congress on Rock Mechanics*, Vol. 3, 1987

Weidner, K.: Die Magnesitlagerstätte Breitenau am N-Rand des Grazer Paläozoikums - aktuelle Situation im Bergbau und geologische Interpretation (Kurzfassung), *Berichte des Institutes für Erdwissenschaften an der KF-Universität Graz*, Band 20/1, 2014

Weidner, K.: Interner Bericht der RHI AG, 2016

Wagner, H., Blaha, H., Garber, B., Wallner, F.: Rock mechanics investigations in connection with the introduction of a new pillar system in a deep magnesite mine, *ISRM Regional Symposium-EUROCK 2015*, International Society for Rock Mechanics, 2015

o.A.: London, Geological Society, Engineering Group Working Party: The description of rock masses for engineering purposes, *The Quarterly Journal of Engineering Geology* 10 (4), 1977

o.A.: Norwegian Geotechnical Institute: Using the Q-System, 2015

o.A.:(ISRM) International Society for Rock Mechanics, Commission on Standardisation of Laboratory and Field Tests: Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses., International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, Volume 15, 1978

Wagner, H.: Interview am 24.10.2016, Professor am Lehrstuhl für Bergbaukunde und Bergwirtschaft an der Montanuniversität Leoben, 2016

13 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Vom Gestein zum Gebirge (nach Brady, Brown, 2005, S.86).....	9
Abbildung 2: Diskontinuität in einer Strecke des Reviers VI	11
Abbildung 3: Gefüllte Diskontinuität in einem Bohrkern.....	12
Abbildung 4: Modell einer ungestörten Dilatation (links) und begrenzte Dilatation durch Einspannung (rechts) (nach Brady, Brown 2007, S.127).....	13
Abbildung 5: Bestimmung des RQD-Werts (Deere, 1989, S.12ff)	22
Abbildung 6: Profilschnitt durch die Lagerstätte (Schenkl, 2013, S.3)	40
Abbildung 7: 3D-Modell der Lagerstätte (Garber, 2011, S.14).....	41
Abbildung 8: Übersicht der Reviere im Bergbau Breitenau (rhi-ag.com, 25.06.2010)42	
Abbildung 9: Zuschnitt des Abbaufeldes.....	43
Abbildung 10: Hereingewinnen der Schwebelänge.....	43
Abbildung 11: Abbaufortschritt.....	44
Abbildung 12: Pumpversatzeinbringung	44
Abbildung 13: Versetzen bis auf Höhe der Kopfstrecke	44
Abbildung 14: Benützung der alten Kopfstrecke als neue Fußstrecke	45
Abbildung 15: Lage des Profilschnitts.....	46
Abbildung 16: Profil des Hochlantsch über dem Revier VI und die daraus berechneten maximalen Spannungen	47
Abbildung 17: Spannungsverteilung um einen rechteckigen Hohlraum bei $k=1$ (Hoek, Brown, 1980b, S.474).....	48
Abbildung 18: Isolierte Bruchzone an der Grenze von Ulm und Firste	49
Abbildung 19: Einteilung der Abschnitte zur Gebirgsaufnahme und die Lage der Kernbohrungen.....	51
Abbildung 20: Bewertung der Kluftrauhigkeit.....	53
Abbildung 21: Kernbohrgerät Sandvik DE110	56
Abbildung 22: Bohrkern aus der Strecke H.....	56

Abbildung 23: Ausgefüllte Vorlage zur Bohrkernokumentation.....	57
Abbildung 24: In der hydraulischen Prüfpresse eingespannte Probe	58
Abbildung 25: Probe vor (links, mit markierten Diskontinuitäten) und nach dem Versagen (rechts).....	61
Abbildung 26: Kernkisten der Bohrung H10.....	62
Abbildung 27: Kernkisten der Bohrung H12.....	63
Abbildung 28: In die Berechnung eingehende Bohrlöcher.....	64
Abbildung 29: Untersuchte Bereiche um Bohrlöcher, benachbarte Bohrlöcher liegen enger beieinander, als in der Karte eingezeichnet.....	71
Abbildung 30: Lage der Kernbohrlöcher und Einteilung der Bereiche für die Gebirgsklassifikation.....	94
Abbildung 31: Gebirgsfestigkeit nach Hoek in den untersuchten Abschnitten	98

14 Diagrammverzeichnis

Diagramm 1: Belastungs- und Entlastungskurve von Proben mit linear-elastischem Verformungsverhalten	3
Diagramm 2: Belastungs- und Entlastungskurven von Proben mit elastischem Verformungsverhalten	4
Diagramm 3: Belastungs- und Entlastungskurven von Proben mit Hystereseverhalten	5
Diagramm 4: Belastungs- und Entlastungskurven einer realen Probe	6
Diagramm 5: Spannungs-Verformungsverhalten einer Gesteinsprobe (nach Brady, Brown, 2005, S.86).....	6
Diagramm 6: Einfluss der Probengeometrie (Höhen zu Durchmesser-Verhältnis) auf Festigkeit und Last-Verformungsverhalten (nach Brady, Brown 2005, S.91)	7
Diagramm 7: Abhängigkeit der Festigkeit einer Diskontinuität (in diesem Fall Schichtflächen von Schiefer) vom Belastungswinkel (Hoek 1966, S.8).....	15
Diagramm 8: Einfluss der Probengröße auf die Festigkeit (nach Hoek, Brown 1980b, S.156).....	16
Diagramm 9: Optische Ermittlung des GSI nach Hoek und Marinos (2000).....	29
Diagramm 10: Gebirgsfestigkeit nach Trueman und Ramamurthy aus dem RMR ...	33
Diagramm 11: Verhältnis der Horizontal- zu Vertikalspannungen in Abhängigkeit von der Teufe (nach Brady, Brown, 2005, S.159)	47
Diagramm 12: Bewertung von Kluftsystemzahl und Kluftzustandszahl (niedrige Werte besser) und Klufttrauhigkeit nach Barton (höhere Werte besser)	54
Diagramm 13: Bewertung von Diskontinuitätsabstand und -Zustand nach Bieniawski (höhere Werte besser).....	55
Diagramm 14: Verlauf der RQD-Werte mit Abstand zum Ulm.....	60
Diagramm 15: Verlauf der RQD-Werte mit Abstand zum Ulm, um Störzonen bereinigt	63
Diagramm 16: RQD – Verlauf in der Feste F.....	65

Diagramm 17: Verlauf der Festigkeitswerte-Werte mit Abstand zum Ulm, um Störzonen bereinigt	66
Diagramm 18: Festigkeitsverlauf in der Feste F	67
Diagramm 19: Vergleich von einaxialer Druckfestigkeit und RQD-Wert aller Bohrlöcher	70
Diagramm 20: Vergleich von einaxialer Druckfestigkeit und RQD-Wert in den zugewiesenen Bereichen ab 2m Bohrlochtiefe.....	72
Diagramm 21: Parameter und Ergebnis des Rock Mass Rating nach Bieniawski in den Abschnitten um Bohrlöcher.....	76
Diagramm 22: Fallstudien mit RMR und Q – Werten (nach Bieniawski, 1989, S.89)	79
Diagramm 23: Zusammenhang zwischen GSI und GSI aus dem Q-System aus der Gebirgsklassifikation im Revier VI	82
Diagramm 24: Umrechnung des Q-Systems in Prozent und Umrechnung zwischen RMR und Q (Barton 1999).....	83
Diagramm 25: Zusammenhang zwischen RMR und RMR aus dem Q-System aus der Gebirgsklassifizierung im Revier VI	84
Diagramm 26: Vergleich empirischer Methoden zur Bestimmung der Gebirgsfestigkeit (Zhang 2016, S.395).....	88
Diagramm 27: Häufigkeitsverteilungen der einaxialen Druckfestigkeit UCS und des RQD in den Bohrlöchern des Abbaubereichs.....	108
Diagramm 28: Häufigkeitsverteilung der Bewertungen von Klufzustand und Kluftabstand aus der Gebirgsaufnahme	108
Diagramm 29: Diskrete Zufallszahlenverteilung des RQD.....	109
Diagramm 30: Berechnete GSI-Werte aus Zufallsvariablen von Klufzustand und RQD (geordnet).....	109
Diagramm 31: Monte-Carlo-Simulation zur Abschätzung der Gebirgsfestigkeit nach Hoek.....	110
Diagramm 32: Gebirgsfestigkeiten aus der Monte-Carlo-Simulation	111

15 Anhang

Der Anhang befindet sich aufgrund der großen Datenmenge auf einem beiliegenden Datenträger.