



AUSTRIAN
SOCIETY FOR
GEOMECHANICS



ÖSTERREICHISCHE
GESELLSCHAFT FÜR
GEOMECHANIK

Ermittlung geologisch- geotechnischer Grundlagen für die Planung tiefliegender Tunnel

Leitfaden

2017

**Leitfaden
für die**

**Ermittlung geologisch-geotechnischer
Grundlagen für die Planung
tiefliegender Tunnel**

Herausgeber: Österreichische Gesellschaft für Geomechanik
A-5020 Salzburg, Innsbrucker Bundesstraße 67
Tel.: +43 (0)662 875519, Fax: +43 (0)662 886748
E-Mail: salzburg@oegg.at
<http://www.oegg.at>

Das Werk ist urheberrechtlich geschützt. © ÖGG Salzburg 2017

Inhalt	Seite
1. Vorwort	1
2. Zielsetzung	2
3. Gebirgsmodell	3
3.1. Einleitung	3
3.2. Besonderheiten bei tiefliegenden Tunneln aus geologisch-hydrogeologischer Sicht	3
3.3. Geologisches Modell	4
3.3.1. Generelles	4
3.3.2. Geologische Kartierung	5
3.3.3. Geologisch-hydrogeologische Erkundung	5
3.3.4. Laborversuche und in situ Versuche	6
3.3.5. Regionalgeologisches Modell	7
3.3.6. Baugeologisches Modell	7
3.3.7. Neotektonik	7
3.3.8. Geogene Gefahren	8
3.4. Hydrogeologisches Modell	8
3.4.1. Generelles	8
3.4.2. Wasserwirtschaftliche Rahmenbedingungen	9
3.4.3. Erstellung des hydrogeologischen Modells	10
3.4.4. Prognosen von Qualität und Quantität zutretenden Wassers	10
3.5. Geothermische Verhältnisse	13
3.5.1. Generelles	13
3.5.2. Erstellung eines geothermischen Modells	14
4. Primärspannungen	15

4.1.	Spannungen im Bereich tiefliegender Tunnel	15
4.2.	Primärspannungen auf Tunnelniveau	15
4.3.	Spannungsmessungen	16
5.	Gebirgseigenschaften	17
5.1.	Vorbemerkungen	17
5.2.	Einteilung von Gebirgsstrukturen für die Charakterisierung des mechanischen Verhaltens von Gebirge	18
5.2.1.	Gebirge mit einzelnen, diskreten Diskontinuitäten und/oder Störungszonen	18
5.2.2.	Gebirge mit einer Trennflächenschar	19
5.2.3.	Gebirge mit einer Vielzahl von Trennflächenscharen	19
5.3.	Abschätzung der mechanischen Eigenschaften von Gebirge mit einer Vielzahl an Trennflächenscharen	19
5.3.1.	Verformungseigenschaften	21
5.3.2.	Druckfestigkeit	22
5.3.3.	Zugfestigkeit	25
5.3.4.	Bruchkriterien	25
5.4.	Kennwerte von Störungszonen	28
5.5.	Hinweise zur Ermittlung der Gebirgseigenschaften	30
6.	Gebirgsarten	31
6.1.	Definition	31
6.2.	Gebirgskennwerte	31
6.3.	Festlegung von Gebirgsarten	32
6.3.1.	Gebirgsarten mit homogenen Gebirgseigenschaften	32
6.3.2.	Gebirgsarten mit heterogenen Gebirgseigenschaften	32
6.3.3.	Unterschiedliche Gebirgsarten in enger Abfolge	33

6.4.	Störungszonen	34
6.4.1.	Differenzierung	34
6.4.2.	Störungszone ohne Blöcke mit homogenen Gebirgskennwerten	34
6.4.3.	Störungszone ohne Blöcke mit unterschiedlichen Störungsgesteinen	35
6.4.4.	Störungszone mit Blöcken und unterschiedlichen Störungsgesteinen	36
6.4.5.	Störungszonen mit Blöcken in einem homogenen Störungsmaterial (Matrix)	36
7	Literatur	39
Anhang 1: Abkürzungen		i
Anhang 2: Methoden zur Berechnung des Wasserzutrittes		iv
Anhang 3: Messmethoden zur Bestimmung der Primärspannungen		v
Anhang 4: Mechanisches Verhalten von Gestein		vi
Anhang 5: Beschreibung von Verfahren zur Beurteilung von Gebirge mit zahlreichen Trennflächen		x
Anhang 6: Formeln zur Abschätzung der einaxialen Gebirgsdruckfestigkeit und des E-Moduls		xiii
Anhang 7: Formeln zur Abschätzung der Festigkeit von Bergfesten		xvi
Anhang 8: Normalisierte Gebirgsfestigkeit entsprechend der Auswertung von Bergfesten		xxii

Mitglieder des Arbeitskreises:

POISEL Rainer	Technische Universität Wien, Leiter
BURGER Ulrich	BBT SE, Innsbruck
FRÜHWIRT Thomas	TU Freiberg, Institut für Geotechnik & Tunnelbau
GORICKI Andreas	3G Gruppe Geotechnik Graz ZT GmbH, Graz
HÖFER-ÖLLINGER Giorgio	Geoconsult, Salzburg
JUNG Gerald	Pöyry, Salzburg
JOHN Max	John Tunnel Consultant, Innsbruck
POISEL Alexander	IGT Geotechnik und Tunnelbau ZT GmbH., Salzburg
WAGNER Horst	Montanuniversität Leoben
ZETTLER Alfred	zConsult ZT Büro DI Dr Alfred Zettler, Faistenau

Der Arbeitskreis dankt:

ENTACHER Martin	SSP BauConsult GmbH., Innsbruck
LEITNER Andreas	IGT Geotechnik und Tunnelbau ZT GmbH., Salzburg
LEITNER Wolfgang	G. Hinteregger & Söhne Bauges.m.b.H., Salzburg
PISCHINGER Gerald	Geoconsult, Salzburg
POSCH Helmut	IGT Geotechnik und Tunnelbau ZT GmbH., Salzburg
SCHNEIDER Eckart	SSP BauConsult GmbH., Innsbruck
SCHUBERT Peter	iC consulenten Ziviltechniker GesmbH, Salzburg
STANGL Gerhard	Magistrat der Stadt Wien, MA 37 - Baupolizei
VAVROVSKY Georg-Michael	Ingenieurkonsulent für Bauwesen, Salzburg

für wertvolle Hinweise und Anregungen im Rahmen des Reviewprozesses.

1. VORWORT

Die Fachsektion "Felsmechanik und Felsbau" der Österreichischen Gesellschaft für Geomechanik hat im September 2009 den Arbeitskreis "Geomechanik tiefliegender Tunnel" eingesetzt. Dieser Arbeitskreis hat nach Erhebung des Standes der geotechnischen Planung auf Basis der diesbezüglichen Richtlinien der ÖGG befunden, dass eine Darstellung der geologisch-geotechnischen Grundlagen für die Planung tiefliegender Tunnel sinnvoll und hilfreich ist, um ein einheitliches Verständnis und eine übereinstimmende Vorgangsweise zu erzielen.

Der vorliegende Leitfaden wurde vom Arbeitskreis "Geomechanik tiefliegender Tunnel" der „Fachsektion Felsmechanik und Felsbau“ der Österreichischen Gesellschaft für Geomechanik erstellt. Der vorliegende Leitfaden baut auf Erfahrungen bei der Planung tiefliegender Tunnel auf. Als solcher gibt er Hinweise bei der Bearbeitung der geologisch-geotechnischen Fragestellungen gemäß den ÖGG Richtlinien „Richtlinie für die geotechnische Planung von Untertagebauten mit zyklischem Vortrieb“ (ÖGG 2008) und „Richtlinie für die geotechnische Planung von Untertagebauten mit kontinuierlichem Vortrieb“ (ÖGG 2013).

2. ZIELSETZUNG

In den vergangenen Jahren wurden mit den Planungen des Koralmtunnels, des Semmering Basistunnels und des Brenner Basistunnels vielfältige Erfahrungen in der geotechnischen Planung tiefliegender Tunnel aufgebaut. Dabei wurden Grundlagen erarbeitet, die für künftige Projekte als Richtschnur wertvoll sind.

Es hat sich gezeigt, dass für die Planung solcher Projekte umfangreiche Untersuchungen und ein vertieftes Verständnis des Gebirgsverhaltens unter komplexen Randbedingungen erforderlich sind.

Im vorliegenden Leitfaden werden die geologischen, hydrogeologischen und geotechnischen Grundlagen für tiefliegende Tunnel behandelt. Die verschiedenen Modelle der Ermittlung der Gebirgseigenschaften werden zusammengefasst und auf die Problematik dieser Methoden wird eingegangen.

Von der Anwendung international gängiger Methoden, mittels Kennziffern die Stützmittel tiefliegender Tunnel zu planen und festzulegen, wird dringend abgeraten.

Es liegt in der Natur der Sache, dass der Spruch „Vor der Hacke ist es duster“ für tiefliegende Tunnel in besonderem Maß gilt. Die Möglichkeiten, z.B. geometrische Daten und physikalische Eigenschaften des Gebirges bei der Planung tiefliegender Tunnel zu bestimmen bzw. abzuschätzen, sind äußerst beschränkt, aufwändig und teuer. Der Erfahrung des Planers kommt daher besondere Bedeutung zu. Verbleibende Risiken und Unsicherheiten der Prognose sind durch vertragliche und organisatorische Maßnahmen sowie ein entsprechendes Risikomanagement abzudecken.

3. GEBIRGSMODELL

3.1. Einleitung

Das Gebirgsmodell beinhaltet die Darstellung aller zum jeweiligen Stand der Planung zur Verfügung stehenden geologischen, hydrogeologischen, geothermischen und geotechnischen Daten. Bei der Erarbeitung des Gebirgsmodells ist die Zusammenarbeit der Disziplinen Geologie, Hydrogeologie, Geothermie und Geotechnik unerlässlich.

Die Prognose des Gebirgsmodells wird im Zuge der jeweiligen Projektphasen auf Basis des zunehmenden Informationsgehaltes aktualisiert, wobei sich der Detaillierungsgrad erhöht und damit der Betrachtungsmaßstab vergrößert.

Das Gebirgsmodell dient mit entsprechenden Darstellungen als Basis für ein baugeologisches Modell und in weiterer Folge als Grundlage für die geotechnische Planung. Beim baugeologischen Modell ist ergänzend das Bauobjekt dargestellt, sowie geologisch-hydrogeologisch objektbezogen beschrieben.

3.2. Besonderheiten bei tiefliegenden Tunneln aus geologisch-hydrogeologischer Sicht

Folgende Besonderheiten aus geologisch-hydrogeologischer Sicht sind zu beachten:

- **Projekträume:** Es liegen durch geologische, hydrogeologische aber auch andere umweltrelevante Einflüsse generell extrem große Projekträume vor. Die großen Projekträume führen auch unter Einsatz von großen Ressourcen zu langen Bearbeitungszeiten.
- **Projektvolumen:** Das Volumen des darzustellenden und relevanten Gebirgsmodells ist bei tiefliegenden und langen Tunneln ein Vielfaches von jenem seichtliegender Tunnel. Das durch Erkundungsmaßnahmen sondierte Volumen ist bei tiefliegenden Tunneln deutlich geringer als bei oberflächennahen.
- **Spannungsverhältnisse:** Die Spannungsverhältnisse sind bezogen auf den Projektraum zu ermitteln (Kapitel 4).
- **Erkundungsproblematik:** Tiefreichende Erkundungen sind technisch schwierig und kostspielig. Im Hochgebirge ist die Zugänglichkeit in räumlicher und zeitlicher Hinsicht erschwert. Aus geometrischen Gründen und vor allem zur Erkundung steiler Strukturen können abgelenkte Bohrungen zielführend sein.
- **Bohrlochversuche:** Viele standardmäßig verfügbare Geräte sind aus technischen Gründen nicht in der Lage, in großen Tiefen zu messen, bzw. ist dies oft erst nach genauer Abstimmung von Bohrloch- und Messinstrumentendurchmesser möglich. Daher ist im Vorfeld abzuklären, welche Messungen in welcher Tiefe ausführbar sind.
- Eine signifikante Verbesserung der Prognose und damit Risikoreduktion kann durch einen Erkundungsstollen auf dem geplanten Tunnelniveau erreicht werden.

- In großer Tiefe ist eine Beachtung des geothermischen Gradienten notwendig (in den Alpen: ca. 2-4°/100 m Tiefe).
- Eine Zunahme des Risikos einer die Ausbruchsarbeiten beeinflussenden Gasführung ist mit zunehmender Überlagerung zu erwarten.
- Grundwasserverhältnisse sind vor allem durch hohe Drücke gekennzeichnet. Absenkungen des Bergwasserspiegels durch den Tunnelbau können zu weitreichenden Beeinflussungen der Grundwasserverhältnisse und zu großräumigen Setzungen führen (Biedermann 1982, Gicot 1982, Zangerl et al. 2003).
- Grundwasserbeschaffenheit: In großer Tiefe kann das Bergwasser andere chemische und physikalische Eigenschaften als oberflächennah haben (erhöhte Temperatur, reduzierende Wässer, stark mineralisierte Wässer, Gasgehalt etc.).
- Das hydrogeologische Verhalten von Störungen kann sich mit der Tiefe stark ändern. Während in seichten Bereichen die Störungen wasserführend sind, können diese in tiefen Bereichen trocken sein. Bei spröden Lithologien sind Störungen meist auch in großen Tiefen durchlässig und in Kombination mit hohen Wasserdrücken dann auch stark wasserführend.

3.3. Geologisches Modell

3.3.1. Generelles

Tiefliegende Tunnel machen aufgrund ihrer Projektraumgröße und Komplexität der geologisch-hydrogeologischen Fragestellungen eine Erkundung in mehreren Phasen, aufgeteilt auf mehrere Saisonen, unabdingbar.

Sie erfordern unterschiedliche Darstellungsmaßstäbe für regionale Modelle, Übersichten, Lagepläne, Schnitte und Detailmodelle auf Tunnelniveau. Hydrogeologische oder umweltrelevante Bedingungen erfordern regionale Gebirgsmodelle mit kleinen Maßstäben (z.B. 1:100.000 bis 1:50.000), während bautechnische Fragestellungen Gebirgsmodelle mit größeren Maßstäben (z.B. 1:10.000 bis 1:1.000) erfordern.

Für komplexe Zonen, insbesondere mit hydrogeologischer Relevanz, sollte das geologische Modell nicht nur in zwei Ebenen (2D) sondern räumlich (3D) dargestellt werden, um das Verständnis der Gesamtsituation (Gebirgsaufbau, Tektonik, Hydrogeologie, Topografie) zu visualisieren und damit zu verbessern.

Das geologische Modell ist im Zuge von Erkundungsphasen sukzessive zu erarbeiten, wobei insbesondere ein durchgängiges geologisches Modell auf Tunnelniveau nur unter Einsatz großer Aufwendungen und hoher Kosten erfasst werden kann, welche im Auffahren eines Erkundungsstollens gipfeln können.

3.3.2. Geologische Kartierung

Die geologische Geländekartierung stellt die Basis für die Erstellung eines geologischen Modells dar. Sie wird mittels Literatur und Fernerkundungsmethoden (z.B. Luftbildauswertungen) vorbereitet. Die Kartierung verläuft in der Regel mehrstufig über mehrere Saisonen in genauer werdenden Kartiermaßstäben von 1:10.000 bis 1:5.000 und erlaubt so eine iterative Erhöhung des Kenntnisstandes.

Bei seichtliegenden Tunneln entsprechen die an der Geländeoberfläche beobachteten geologischen Verhältnisse häufig den Tunnelverhältnissen (Ausnahme sind Bauwerke unterhalb quaritärer Bedeckung). Bei tiefliegenden Tunneln ist die Extrapolation der Oberflächengeologie bis auf Tunnelniveau mit großen Unsicherheiten verbunden. Eine Tiefenerkundung mit Hilfe von direkten und indirekten Methoden ist daher unerlässlich (siehe Kapitel 3.3.3).

Weitere Besonderheiten von tiefliegenden Tunneln bei der Geländekartierung sind:

- Aufgrund ihrer Größenordnungen sind bei tiefliegenden Tunneln die regionalgeologischen Verhältnisse von entscheidender Bedeutung für die Erstellung des geologischen und – darauf aufbauend – des hydrogeologischen Modells. Somit ist neben den vorbereitenden Arbeiten, wie Literaturstudium und Fernerkundung, die Kartierung so zu gestalten, dass der regionalen Geologie als wesentliches Element Rechnung getragen wird (Reichl et al. 2011).
- Die Kartierung zur Trassenfindung ist bei tiefliegenden Tunneln überproportional komplexer und aufwändiger als bei seichtliegenden (PGBB 2008, Reichl et al. 2011). Die Trassierung von tiefliegenden Tunneln wird meist in aufwändigen Auswahlverfahren in Abhängigkeit von geologisch-hydrogeologischen-geotechnischen Bedingungen durchgeführt. Der Zeitraum von einer prinzipiellen Entscheidung für das Projekt bis zur finalen Definition der Trasse kann bei tiefliegenden Tunneln mehrere Jahre umfassen.

3.3.3. Geologisch-hydrogeologische Erkundung

Erkundungen sind zur Validierung des geologischen und hydrogeologischen Modells unverzichtbar. Es gibt direkte Erkundungsmaßnahmen (z.B. Kernbohrungen und Erkundungsstollen) und indirekte (z.B. geophysikalische Verfahren).

In frühen Projektphasen (Machbarkeitsstudie, Vorstudie) sollen die Erkundungen auf die Lösung allgemeiner geologisch-hydrogeologischer Fragestellungen ausgerichtet sein. Die Erkundung kann auch zum Ausschluss einer Trassenvariante führen, im schlimmsten Fall auch die Machbarkeit eines Projekts widerlegen. In einem späteren Projektstadium (z.B. beim Einreich- oder Ausschreibungsprojekt) erfolgt die Erkundung trassenspezifisch meist mit Kernbohrungen, um das geologische Modell zu festigen und eine ausreichende Anzahl von Versuchsergebnissen zu erhalten. Die Erkundungen im Einflussbereich der Trasse werden auf Basis des vorab erstellten geologischen Modells festgelegt.

Bei tiefliegenden Tunneln können Erkundungsmaßnahmen (z.B. Bohrungen) auch mehrere hundert Meter abseits der Trasse sinnvoll und notwendig sein.

Für jede Erkundungsmaßnahme sollen die Erkundungsziele genau definiert werden. Es wird empfohlen, die Erkundungen auf Basis dieser Ziele und der dadurch definierten Fragen zu planen, durchzuführen und während ihrer Ausführung gegebenenfalls anzupassen.

Als Methoden für direkte Aufschlüsse haben sich Kernbohrungen mit Diamantbohrkrone durchgesetzt. Diese können vertikal, schräg, abgelenkt oder horizontal durchgeführt werden.

Häufig verwendete indirekte Aufschlussmethoden sind geoelektrische, geomagnetische, gravimetrische, reflexions- und refraktionsseismische Verfahren. Dabei ist eine detaillierte Definition des Fragenkatalogs unabdingbar. Bei tiefliegenden Tunneln ermöglicht die Oberflächengeophysik aufgrund der hohen Überlagerungen keine Detailauflösung auf Tunnelniveau und wird vor allem zur Klärung regionalgeologischer Fragestellungen herangezogen. In der Regel sind für eine zuverlässige Interpretation der Oberflächengeophysik Kernbohrungen erforderlich, in welchen bohrloch-geophysikalische Messungen zur Kalibrierung der Oberflächengeophysik durchgeführt werden.

In situ Versuche spielen bei der Erkundung eine wichtige Rolle. Dabei werden in Bohrungen während oder nach deren Abteufen bohrloch-geophysikalische Messungen sowie hydraulische und geotechnische Versuche durchgeführt. Ein Versuch in großen Tiefen bedeutet einen hohen Aufwand und hohe Anforderungen an die Leistungsfähigkeit und Genauigkeit der Messapparaturen.

Mit einem Erkundungsstollen reduziert sich das baugrundbedingte Risiko erheblich. Weitere Vorteile können sich in Baulogistik (Entwässerung, Zugang, Belüftung, Fluchtweg...) oder bei der Nachnutzung in der Betriebsphase ergeben.

Im Zuge der Planung ist ein Konzept für die Vorauserkundung während des Vortriebs zu erstellen. Auch dafür sollen die Erkundungsziele definiert werden.

3.3.4. Laborversuche und in situ Versuche

Zur Ermittlung der Eigenschaften des Gesteins sowie der Trennflächen des Gebirges werden je nach Projektphase und Bearbeitungstiefe Laborversuche durchgeführt. Bezugnehmend auf die Problemstellung von tiefliegenden Tunneln sind dabei Einflüsse der Probenahme (z.B. Entspannung bei der Entnahme) sowie die hohen in situ Spannungszustände zu beachten. So sollte z.B. bei Triaxialversuchen der in situ Spannungszustand berücksichtigt werden.

Die Ergebnisse der Laborversuche werden den jeweiligen Gebirgsarten zugeordnet. Dabei sind die Bandbreiten der Kennwerte anzugeben und Prognoseunsicherheiten (z.B. auf Grund zu geringer Probenanzahl) zu beschreiben.

Neben selten durchgeführten Großscherversuchen und Lastplattenversuchen in Erkundungsbauwerken (z.B. an Störungen) beschränken sich in situ Versuche bei tiefliegenden Tunneln im Allgemeinen auf Untersuchungen in Bohrlöchern wie Dilatometerversuche und Primärspannungsmessungen (siehe Kap. 4.3).

Im Zuge der Laborversuche sind nicht nur die geotechnischen Kennwerte zu bestimmen, sondern auch baubetrieblich maßgebliche Kennwerte, die z.B. bei TVM-Vortrieben für die Prognose der Penetration und des Meißelverschleißes benötigt werden.

3.3.5. Regionalgeologisches Modell

Ein regionalgeologisches Modell wird in Form von Karten und Profilen in geeigneten Maßstäben (1:50.000, 1:25.000) erstellt. Dabei spielt der Verlauf regional bedeutender Störungen und lithologischer Grenzen die wichtigste Rolle.

Das regionalgeologische Modell muss bereits bautechnisch relevante Aspekte wie z.B. Verlauf und Ausbildung regionaler Störungen oder sensibler Lithologien (wie z.B. Schwarzphyllite oder Asbest – oder Anhydrit führende Gesteine) berücksichtigen.

3.3.6. Baugeologisches Modell

Als „baugeologisches“ Modell werden ein Längenschnitt ohne Überhöhung entlang der Trasse, ein Horizontalschnitt auf Tunnelniveau sowie Querprofile erstellt. Dabei werden Maßstäbe in Abhängigkeit der Tunnellänge von 1:10.000 bis 1:1.000 mit Detailskizzen im Maßstab 1:100 verwendet. Im baugeologischen Längenschnitt sind die Lithologien, die Störungszonen und die hydrogeologischen Parameter objektbezogen zu beschreiben (Burger et al. 2014).

Beim Erstellen des baugeologischen Modells ist den Störungszonen besonderes Augenmerk zu schenken, da diese die bautechnischen Maßnahmen maßgeblich bestimmen. Dabei ist zu beachten, dass Störungszonen meist einen unregelmäßigen Verlauf aufweisen und die Mächtigkeit und Ausbildung stark schwanken können. Es wird insbesondere darauf hingewiesen, dass die Prognose der Störungszonen nicht nur auf die durch Kartierungen und Bohrungen erfassten Störungen beschränkt werden darf. Mittels Strukturanalysen und unter Einbeziehung von Luftbild- und photogrammetrischen Auswertungen können auch weitere Störungszonen erfasst werden.

Die Störungszonen sind zu charakterisieren (siehe umfassende Darstellungen in Fasching und Vanek, 2011, Brosch et al. 2006). Dabei wird u.a. beschrieben, ob es sich um Festgesteine, Lockergesteine oder veränderlich feste Gesteine handelt. Das Verhalten der Gesteine unter Wassereinfluss ist zu beschreiben. Bei verfestigtem Störungsgestein erfolgt die Charakterisierung wie bei anderen Festgesteinen. So ist neben der Beschreibung der Lithologie auf den Zerlegungsgrad und auf die Trennflächeneigenschaften einzugehen. Bei nicht verfestigtem Störungsgestein erfolgt eine Charakterisierung nach bodenmechanischen Gesichtspunkten. Es ist zwischen feinkörnigem Störungsmaterial (Störungslehm) und grobkörnigem Störungsmaterial (Kakirit) zu unterscheiden.

3.3.7. Neotektonik

Es sind jene Strukturen zu lokalisieren und zu beschreiben, deren neotektonische Aktivität (im Sinne von Bewegungsvorgängen) von bautechnischer Bedeutung sind, da abhängig von ihrer Bewegungsrate und der vorgesehenen Lebensdauer des Bauwerks entsprechende technische Vorkehrungen resultieren. Diesbezüglich sind als potentiell aktive Störungen jene zu beachten, an

welchen ein für das Bauwerk signifikanter Versatz innerhalb der geplanten Lebensdauer des Bauwerks nicht auszuschließen ist (Lenhardt 2009).

Zur Identifizierung und Beschreibung von potentiell aktiven Störungen empfiehlt es sich, mehrere Methoden einzusetzen, wobei die Wahl der Methodik sehr von den regional und lokal zur Verfügung stehenden Grundlagendaten abhängt. Aufbauend auf der regionalen, plattentektonischen Einordnung des Projektraumes bietet die Auswertung von strukturgeologischen Fernerkundungs- und Felddaten, der Erdbebendaten, der Permanent-GPS-Daten, von mikroseismischen Beobachtungen, der Präzisions-Nivellements und der Primärspannungsmessungen die Möglichkeit zur Beurteilung neotektonischer Vorgänge. Zusätzliche Erkenntnisse über diese Vorgänge können durch die Paläo- und Archäo-Seismologie sowie durch Beobachtungen in bestehenden Untertage-Bauwerken gewonnen werden.

Bei der Beurteilung der Störungsaktivität sind neben der Versatzrate auch Angaben des charakteristischen Wiederholintervalls erforderlich.

3.3.8. Geogene Gefahren

Es wird empfohlen, aufbauend auf dem geologischen Modell potentiell zu erwartende Gase, wie z.B. Methan, Schwefelwasserstoff, Kohlendioxid, Stickstoff, Radon, zu definieren und auf Explosivität und Toxizität zu prüfen. Zur Lokalisierung und Quantifizierung der Gasgefahren sind aufbauend auf ihren Entstehungsbedingungen das mögliche Auftreten und ihre Eigenschaften sowie die von ihnen ausgehenden, möglichen Gefahren zu charakterisieren.

Zur Untersuchung der Frage der Gasführung des Gebirges und zur Beschreibung des Gefährdungspotentials werden die Entnahme und die Analyse von Gasproben aus Erkundungsbohrungen empfohlen.

Eine eventuelle Gefährdung durch Radioaktivität oder asbestführende Gesteine kann aufbauend auf dem geologischen Modell abgeleitet werden. In Zonen mit Gesteinen, die theoretisch Gehalte an diesen Stoffen aufweisen können, sind die natürliche Gesteinsradioaktivität und der Gehalt an Asbest zu untersuchen.

3.4. Hydrogeologisches Modell

3.4.1. Generelles

Das hydrogeologische Modell besteht aus einer schematischen Darstellung der hydrologischen Verhältnisse und der hydrogeologischen Einflussgrößen sowie ihrer Zusammenhänge. Es beinhaltet die Darstellung der wesentlichen Systemeigenschaften im Untersuchungsraum für die Beschreibung und Prognose hydrogeologischer Vorgänge (FH-DGG 2002, 2010).

Bergwasser ist nach ÖNORM EN ISO 772 entweder Poren-, Kluft- oder Karstgrundwasser. Der Bergwasserspiegel kann durch die Errichtung des Hohlraumbauwerks abgesenkt werden und das Bergwasser kann Auswirkungen auf die Errichtung und den Betrieb des Tunnelbauwerks haben.

Ein spezieller Fokus bei tiefliegenden Tunneln ist auf folgende Aspekte zu legen:

- Hohe Wasserdrücke in Zusammenschau mit den erwarteten hydraulischen Durchlässigkeiten,
- weiträumige Beeinflussung des Bergwasserspiegels,
- weitreichende Oberflächensetzungen und deren Auswirkungen z.B. auf Talsperren oder andere setzungsempfindliche Bauwerke.

3.4.2. Wasserwirtschaftliche Rahmenbedingungen

Die Kenntnis der wasserwirtschaftlichen Rahmenbedingungen ist von wesentlicher Bedeutung für alle Untertagebauprojekte. Aufgrund der Wechselwirkung zwischen dem Tunnelbauwerk und den hydrogeologischen Verhältnissen ist die Wasserwirtschaft einer der wichtigsten Faktoren der betroffenen Umwelt. Daraus resultiert die Wichtigkeit des hydrogeologischen Modells tiefliegender Tunnel: Selbst wenn die Zutrittsmenge von untergeordneter Bedeutung ist, ist eine Beurteilung der möglichen Einflüsse auf die Wasserwirtschaft ohne ein hydrogeologisches Modell nicht möglich.

Andererseits bietet die Wasserwirtschaft durch die damit verbundenen hydrogeologischen Aufschlüsse (Quellen, Brunnen, Drainagen, Oberflächengewässer, Kraftwerke...) wertvolle Einblicke in den ursprünglichen Wasserhaushalt und liefert Daten für die Erstellung des hydrogeologischen Modells.

Die Erhebungen sind sowohl bei den entsprechenden Behörden als auch im Gelände durchzuführen. Die nachfolgende Aufzählung stellt ohne Anspruch auf Vollständigkeit einen Querschnitt der zu erhebenden Unterlagen dar:

- Wasserversorgungsanlagen
 - Brunnen, Quellen, Oberflächenwasserentnahmen, Teichanlagen
- Abwasserentsorgung
 - Kanalisation, Kläranlagen, Sickeranlagen
- Oberflächengewässer, die mit dem Grundwasser im hydraulischen Kontakt stehen
- Bauwerke in Zusammenhang mit Oberflächengewässern
 - Kraftwerke
 - Hochwasserschutzprojekte
 - Retentionsbecken (etc.)
- Landwirtschaft
 - Bewässerung, Beregnung, Fischereiwirtschaft
 - Drainagesysteme

- Andere Wassernutzungen
 - Entnahmen für industrielle Zwecke
 - Entnahmen für Heiz- und Kühlzwecke
 - Anlagen zur Grundwasseranreicherung
- Altlastensanierungsprogramme
- Grundwassermessstellen
- Rechtliche Einschränkungen
 - Rahmenverfügungen
 - Hoffnungsgebiete
 - Schongebiete
 - Schutzgebiete (etc.)

Der Hydrogeologe hat die erhobenen Daten in seinen Plänen und in seinem Gutachten darzustellen und deren Relevanz nachvollziehbar zu bewerten.

3.4.3. Erstellung des hydrogeologischen Modells

Bei tiefliegenden Tunnelvorhaben sind bei der Erarbeitung des hydrogeologischen Modells zu beachten:

- Grundwasser ist bei tiefliegenden Tunneln vor allem an Kluftaquifere gebunden. Zudem kann auch ein Karstaquifer einen tiefliegenden Tunnel beeinflussen. In Störungzonen können auch Porenaquifere auftreten.
- Meist ist eine großmaßstäbliche - weit über den unmittelbaren Einflussbereich des Tunnelvorhabens hinausgehende - Betrachtung von Grundwasserneubildung und Grundwasseraustritt notwendig.
- Die Verweilzeiten der Grundwässer sind im tagfernen Kluftaquifer hoch bis sehr hoch. Häufig können fossile Wässer oder Formationswässer mit dementsprechend auffälligen hydrochemischen Eigenschaften angetroffen werden.
- Mit zunehmender Tiefe steigen nicht nur die Mineralisierung, der Druck und die Temperatur, sondern es kann auch der Gasgehalt zunehmen.

3.4.4. Prognosen von Qualität und Quantität zutretenden Wassers

Im Zuge von Planung, Genehmigungsverfahren, Ausschreibung und Bau von Tunnelbauten ist eine Prognose der Wasserzutritte in ihrer Qualität und Quantität (Schüttungsmengen) erforderlich. Die Schüttungsmengen sind für das Tunnelbauwerk während der Errichtung (während der sie meist instationär sind) sowohl als Einzelzutritt an der Ortsbrust und unmittelbar dahinter als auch als Summe am Portal zu prognostizieren. Zudem ist der langfristige quasi-stationäre Zutritt (z.B. in Form von Abflussmengen am Portal) anzugeben.

Als qualitative Parameter sind Temperatur und pH-Wert sowie die Mineralisierung von Bedeutung. Sehr hohe Temperaturen können den Bau beeinträchtigen und Einschränkungen bei der Einleitung in die Vorflut verursachen. Sehr niedrige pH-Werte können Beton und Eisen angreifen, sehr hohe fördern die Versinterung von Drainagen. Die Art der Mineralisierung ist ebenfalls entscheidend für Betonaggressivität oder Versinterung sowie für die Langzeitstabilität des Bauwerks.

Bei tiefliegenden Tunneln unterliegt die hydrogeologische Prognose naturgemäß größeren Unsicherheiten. Ein wesentlicher Unterschied zu seichtliegenden Tunnelbauwerken liegt darin, dass es nur in Ausnahmefällen zu einer kompletten Entwässerung des Gebirges kommt. In den meisten Fällen wird sich ein Gleichgewicht zwischen Alimentierung aus oberflächennahen, viel ergiebigeren Grundwasservorkommen und dem gering leitenden Kluftaquifer darunter einstellen. Da sich die Durchlässigkeiten oberflächennaher und tiefliegender Bereiche meist stark unterscheiden, stellt der oberflächennahe Aquifer eine quasi unendliche Quelle dar. Störungen und störungsnahe Zerrüttungszonen spielen eine sehr wichtige Rolle und können – je nach Aufbau und Zusammensetzung – entweder als Stauer oder auch als Grundwasserleiter fungieren. Besteht eine Störung aus mehreren Lagen, können einzelne davon Stauer, andere Grundwasserleiter sein.

Für die Berechnung des Wasserzutritts ist daher ein hydrogeologisches Modell Voraussetzung. Jacob and Lohmann (1952) geben die Basis instationärer, Goodman et al. (1965) die Basis stationärer Betrachtungen an, wobei meist von der Existenz eines Oberflächengewässers ausgegangen wird. Dabei stellen Wasserbilanzen eine theoretische Obergrenze des stationären Zuflusses dar.

Stationäre Zutritte sind aus folgenden Gründen für langfristige Änderungen im Wasserhaushalt von Bedeutung:

Umweltauswirkungen während des Betriebs:

- langfristige Auswirkungen auf die Oberfläche (wie z.B. Setzungen, Quellschüttungen),
- Änderungen von Einzugsgebieten unterliegender Gewässer,
- Einleitung in Vorflut

Technische Einflüsse auf das Tunnelbauwerk:

- Auslegung des Wasserhaltungssystems während des Vortriebs und später des Betriebes,
- Tunnelabdichtung,
- Drainagen,
- Gewässerschutzeinrichtungen

Verwendung der Tunnelwässer:

- Quellfassung (z.B. Trinkwasser) im Tunnel,

- thermische Nutzung der Wässer,
- Versorgen von Löschwasserbecken etc.

Instationäre Zutritte sind vor allem für das Baugeschehen wichtig. Auch hier sind folgende umwelttechnische, baubetriebliche und praktische Aspekte zu unterscheiden:

Umweltauswirkungen während des Baus:

- Einleitung von Wässern in die Vorflut (Menge, Qualität, Temperatur),
- Veränderung von Quellschüttungen,
- Notwasserversorgung im Fall unerwarteter Beeinflussung von Wasserversorgungen

Technische Einflüsse auf den Bau:

- Veränderung des Gebirgsverhaltens,
- Wassereinbrüche mit oder ohne Sedimentführung (Stangl und Schwingenschlögl 1996),
- Dimensionierung der Gewässerschutzanlage am Portal,
- Verwendung der Tunnelwässer als Wasserversorgung der Baustelle.

Bei **Zutrittsprognosen** aufgrund von Wasserbilanzen sind folgende Aspekte zu beachten:

- Berechnungen können Zutrittsmengen ergeben, die aus der Wasserbilanz nicht ableitbar sind. Trifft dies zu, ist bei Berechnungen der niedrigere Ansatz der vollkommenen Drainage heranzuziehen.
- Wasserbilanzen sind erforderlich, weil die prognostizierten Abflussmengen eines Tunnels in Relation zur Grundwasserneubildung im potentiellen Einzugsgebiet zu betrachten sind und sich daraus die eventuelle Erfordernis einer wasserrechtlichen Genehmigungspflicht ergibt. Die Grundwasserneubildung lässt sich aus der Wasserbilanz herleiten. Über die Formelwerke ist eine realitätsnahe Prognose der Zutritte zu erstellen. Sind diese höher als die zugelassene Wassermenge, sind während des Tunnelvortriebs vorausseilende oder begleitende Maßnahmen (wie z.B. Injektionen) zur Reduktion der hydraulischen Durchlässigkeit im Nahbereich des Hohlraumes vorzusehen.

Der einfachste konservative Ansatz für die Errechnung des stationären Zuflusses ist die Wasserbilanz im möglichen Einzugsgebiet (wie viel Grundwasser wird in dem Gebirge, das theoretisch maximal entwässert werden kann, neu gebildet?). Damit ergibt sich ein Wert, der für die stationäre Betrachtung einen oberen Grenzwert darstellt.

Auch für die instationären Zuflüsse gibt es Ansätze für Maximalwerte. Ansätze mit „Durchlässigkeiten“ – ein im Zusammenhang mit Kluftaquiferen nur ungenau definierter Begriff – und der Zylinderformel ergeben einen Wert für einen zu definierenden Tunnelabschnitt von z.B. 10 m Länge. Solche Berechnungen liefern oft extrem hohe Werte, die auch in der Realität auftreten können. Zum Beispiel kann es bei Antreffen einer wassergefüllten, aber sprödduktilen und damit

stark durchlässigen Zerrüttungszone zu Wassereintrüben kommen, die schlimmstenfalls Probleme beim Vortrieb bereiten und die Sicherheit der Mannschaft gefährden.

Anhang 02 beinhaltet die vier wesentlichsten Formeln zur Berechnung des Wasserzutrittes in Tunnel.

Für die Tunnelplanung und die Beurteilung der Umweltverträglichkeit sind folgende Angaben notwendig:

- Unbeeinflusste Druckhöhe des Grundwassers vor Vortriebsbeginn und, falls möglich, voraussichtliche Druckhöhe des beeinflussten Grundwassers,
- Schüttung in l/s/10m, l/s/100m oder l/s/1000m bezogen auf definierte Homogenbereiche,
- Schüttung in l/s/10m bezogen auf definierte Störungszonen,
- Wasserzutritte an der Ortsbrust und im Vortriebsbereich gemäß ÖNORM B2203-1,
- Minimale und maximale Wassermenge am Portal während des Vortriebes,
- Langfristig (stationäre) minimale und maximale Wassermenge am Portal,
- Temperatur, pH-Wert, Gasgehalt, Gesamtmineralisierung und Chemismus der beim Vortrieb zutretenden Wässer sowie des Wassers am Portal,
- Beeinträchtigung von Oberflächengewässern, Quellen, Porengrundwasservorkommen, Wasserversorgungen etc. sowie mögliche Oberflächensetzungen durch Entwässerung.

Diese Angaben sind – neben dem Bericht – im geologischen Längenschnitt oder in einem eigenen hydrogeologischen Längenschnitt darzustellen.

3.5. Geothermische Verhältnisse

3.5.1. Generelles

Die geothermischen Verhältnisse spielen sowohl beim Bau als auch beim Betrieb tiefliegender Tunnel eine wesentliche Rolle. Hohe Temperaturen des Gebirges und/oder des Bergwassers haben Auswirkungen auf das Baugeschehen (z.B. bei der Auslegung der Baulüftung), weil gegebenenfalls Kühlungen notwendig sind. Hohe Temperaturen können auch Auswirkungen auf den Ausbau in Bezug auf Abbindezeiten und Endfestigkeiten von (Spritz-) Beton und auf die Dauerhaftigkeit der Kunststoffabdichtung haben.

Die Temperatur des beim Bau und im Betrieb zutretenden Grundwassers ist von Relevanz, wenn behördlich auferlegte Beschränkungen der Temperatur des einzuleitenden Bergwassers in die Vorflut einzuhalten sind.

Im Betrieb hängt die Relevanz der Temperatur des zutretenden Bergwassers bzw. der Gebirgstemperatur von der Nutzung des Hohlraumbauwerkes ab (Verkehrsinfrastrukturunnel, Bergwerk, Endlager...).

3.5.2. Erstellung eines geothermischen Modells

Stark vereinfacht liegt ein direkt zusammenhängendes System zwischen geothermischem Gradienten, Wärmeleitfähigkeit des Gebirges und Wärmefluss vor, wobei der dritte Wert das Produkt der zwei erstgenannten darstellt. Das heißt, mit zwei bekannten Werten lässt sich der dritte errechnen. Dieses Verhältnis beschreibt den rein konduktiven Teil des Wärmeflusses, dessen Senke die Erdoberfläche darstellt. Die Wärmeleitfähigkeit ist von Druck und Temperatur abhängig und kann je nach Gestein auch stark anisotrop sein (Busslinger 1998, Clauser and Huenges 1995). Bei Änderungen der Temperatur (z.B. durch tektonische Senkungs- und Hebungszonen, Auftauen von Permafrost durch Klimawandel, Erhöhung oder Absenkung der Gebirgstemperatur durch Tunnelvortrieb etc.) ist zudem die spezifische Wärmekapazität zu beachten.

Einflüsse des Poren- und Kluftvolumens und des in den Klüften zirkulierenden Grundwassers können von großer Bedeutung sein. So kann z.B. über Karsthohlräume zutretendes Gletscherschmelzwasser die Gebirgstemperatur stark herabsetzen. Numerische Ansätze zu deren Quantifizierung sind in Busslinger (1998) enthalten. Wasser hat eine im Vergleich zu Gesteinen geringe, im Vergleich zu Gasen sehr hohe Wärmeleitfähigkeit. Das heißt, ohne Grundwasserbewegung ist die Wärmeleitfähigkeit eines (geklüfteten) ungesättigten Gebirges kleiner als die eines (geklüfteten) gesättigten Gebirges.

Das Grundwasser ist allerdings meist in Bewegung. Damit können über Konvektion große Mengen an thermischer Energie verschoben werden (Busslinger 1998). Die entsprechenden Einflüsse müssen neben den thermischen Eigenschaften der fluiden Phase auch mit den hydrogeologischen Verhältnissen verknüpft werden (Transmissivität, Abfluss, Grundwasserneubildung, Porenvolumina etc., Rybach 1995, Rybach and Pfister 1994).

Bei stark geklüftetem Gebirge und sehr mächtigen Störungszonen wird der Unterschied zwischen Gestein und Gebirge relevant. Neben dem Ausgangsgestein muss dann auch die Wärmeleitfähigkeit von Kluftfüllungen wie Tonmineralien, Kies sowie Wasser beachtet werden.

Für die Prognose sind zudem Effekte der Geomorphologie (Jaboyedoff 1999), des radioaktiven Zerfalls im Gebirge, des Permafrosts und der Solarstrahlung zu beachten. Auch die Senke an der Grenzfläche Gebirge – Atmosphäre ist zu definieren. Sie liegt nah an der Jahresmitteltemperatur, unterliegt aber neben den genannten Einflüssen auch Faktoren wie Bewuchs, Besiedlung, Flächennutzung und Hydrographie.

Das oben dargestellte Verhältnis Gradient – Leitfähigkeit – Wärmefluss wird durch diese Faktoren in unterschiedliche Richtungen beeinflusst, sodass bei der Auswertung der Daten eine Gewichtung der Einflüsse durchzuführen ist. Diese kann teils durch einfache numerische Berechnungen unterstützt werden, teils ist man auf Schätzungen angewiesen (Höfer-Öllinger und Milten 2010).

4. PRIMÄRSPANNUNGEN

4.1. Spannungen im Bereich tiefliegender Tunnel

Bei tiefliegenden Tunneln sind rein gravitative Spannungszustände aufgrund tektonischer Einflüsse, Einflüsse der Topographie und der Geomorphologie die Ausnahme.

Tektonische Spannungen sind auf plattentektonische Bewegungen der Erdkruste zurückzuführen. Sie sind von den Gebirgsbildungsprozessen abhängig und im regionalen Maßstab größenordnungsmäßig bekannt (John und Poscher 2006). Zusätzlich zu den tektonischen Einflüssen sind Änderungen zu berücksichtigen, die durch das Störungsmuster, die räumliche Verteilung von geologischen Einheiten mit unterschiedlichen Eigenschaften und durch die Geomorphologie verursacht werden. Im voralpinen Bereich ist zu erwarten, dass Spannungen aus Zeiten glazialer Überlagerung eingepreßt sind.

Es ist empfehlenswert, durch Simulation der Geomorphologie und der geologischen Einheiten unter Vorgabe tektonischer Randbedingungen den Spannungszustand zu simulieren (Kohlbeck 1991, Konietzky et al. 2001, John und Poscher 2006), weil sich die Spannungen im Bereich von Taleinschnitten und Störungszonen umlagern, wie bereits von Stini (1950) beschrieben wurde.

Spannungsmessungen weltweit zeigen eine große Streubreite, die die unterschiedlichen Einflüsse widerspiegeln. Daraus können folgende Schlüsse gezogen werden:

- Bei komplexen geologischen Strukturen sind stark variierende Hauptspannungen und Hauptspannungsrichtungen zu erwarten.
- Die Horizontalspannungen variieren wesentlich stärker als die Vertikalspannungen.
- Mit zunehmender Überlagerungen (ab etwa 1.000 Meter) nimmt der Einfluss des Gewichts der Überlagerung zu, der Gebirgsbau und tektonische Einflüsse treten in den Hintergrund.

4.2. Primärspannungen auf Tunnelniveau

Die strukturellen Einflüsse und tektonischen Spannungen bedingen, dass die Richtungen der Hauptspannungsachsen meist von horizontalen und/oder der vertikalen Richtung abweichen. Die räumliche Orientierung der Hauptspannungen sowie die auf die Tunnelachse bezogenen Primärspannungen sollen unter Nennung der Bestimmungsmethode(n) und der Zutreffenswahrscheinlichkeit dieser Angaben angegeben werden. Bei der Umlegung der räumlichen Spannungen auf die Tunnelachsen (quer und längs) sollen die Schubspannungen berücksichtigt werden.

4.3. Spannungsmessungen

Messungen von in situ Spannungen sind bei tiefliegenden Tunneln mit Vorsicht zu interpretieren. Die am häufigsten angewendete Methode des hydraulic fracturing kann nur die Hauptspannungsrichtungen in der Ebene normal zur Bohrachse wiedergeben. Die Größe der Spannungen hängt von der Kenntnis des das Bohrloch umgebenden Gebirges ab. Es wird daher empfohlen, die Ergebnisse dieser Methode mittels weiterer Methoden zu überprüfen (z.B. mittels Auswertung der orientierten Bohrkerne mittel RACOS). Im Anhang 3 sind alle gängigen Messmethoden angeführt.

5. GEBIRGSEIGENSCHAFTEN

5.1. Vorbemerkungen

Die Abschätzung der in situ Gebirgseigenschaften (insbesondere der Festigkeits- und der Verformungseigenschaften) ist ein wesentlicher Faktor bei der Planung tiefliegender Tunnelbauwerke. Die Schwierigkeit bei der Beurteilung ergibt sich aus dem Umstand, dass das Gebirge ein komplexes interaktives Mehrphasensystem ist, bestehend aus unterschiedlichen Gesteinen, Trennflächensystemen sowie flüssigen und gasförmigen Bestandteilen (Müller 1978). Die Beurteilung der Gebirgseigenschaften wird durch den Umstand erschwert, dass die Eigenschaften sowohl richtungs- und größenbereichs- als auch zeitabhängig sind, wobei letztere Eigenschaft bei Salzgebirge besonders ausgeprägt ist. Im Allgemeinen nehmen die Festigkeitseigenschaften des Gebirges mit zunehmender Größe des betrachteten Gebirgskörpers ab, dies gilt auch für die Verformungseigenschaften des Gebirges.

Ungünstig auf die Gebirgseigenschaften wirken sich Diskontinuitäten (Trennflächen, Störungen) aus, die das Gebirge in Teilkörper zerlegen und die Mobilität erhöhen. In derartigen Fällen wird das Verhalten vor allem durch die Häufigkeit, Beschaffenheit und Durchgängigkeit der Trennflächen sowie deren Orientierung bestimmt (Abbildung 1). Kritische Faktoren sind die Rauigkeit und Verwitterung der Trennflächen, die Ausbildung der Kontaktflächen unterschiedlicher Gesteinsarten und Einlagerungen weicher Gesteine. Der Erfassung und Beschreibung des Trennflächengefüges kommt bei der Beurteilung der Gebirgseigenschaften eine besondere Bedeutung zu. Als Folge der genannten Faktoren sind die mechanischen Eigenschaften des Gebirges im Allgemeinen deutlich schlechter als jene der gebirgsbildenden Gesteine. Die Quantifizierung der mechanischen Gebirgseigenschaften ist daher eine große Herausforderung bei der Planung und dem Bau von tiefliegenden Tunneln. Sie erfordert große Erfahrung und eine systematische Vorgehensweise, um Beurteilungsfehler zu vermeiden (Palmstrom 2001).

Die Schwierigkeit bei der Bestimmung der Gebirgseigenschaften besteht darin, dass diese infolge der Größen- und Strukturabhängigkeit (Abbildung 1) nicht im Labor ermittelt werden können. Die Bestimmung mittels großmaßstäblicher in situ Versuche ist nur in einem Erkundungsstollen möglich. Erkundungsstollen werden aber nur äußerst selten für Großversuche genützt, da diese enorm kostenaufwändig sind und nur für den Ort des Versuches Ergebnisse vermitteln. Eine Ausnahme bilden Wasserkraftprojekte, bei welchen sich der Einsatz der TIWAG-Radialpresse für die Dimensionierung der Druckstollen bewährt hat (Lauffer und Seeber 1966).

Bei Labor- wie auch in situ Untersuchungen können durch die Auswahl der Proben und der Herstellung der Versuchskörper die Versuchsergebnisse beeinflusst werden. Messergebnisse und Beobachtungen in Erkundungsstollen können allerdings gut für Rückanalysen herangezogen werden, womit zuverlässigere Gebirgseigenschaften abgeleitet werden können (Ortlepp und Gay 1984, Martin 1993).

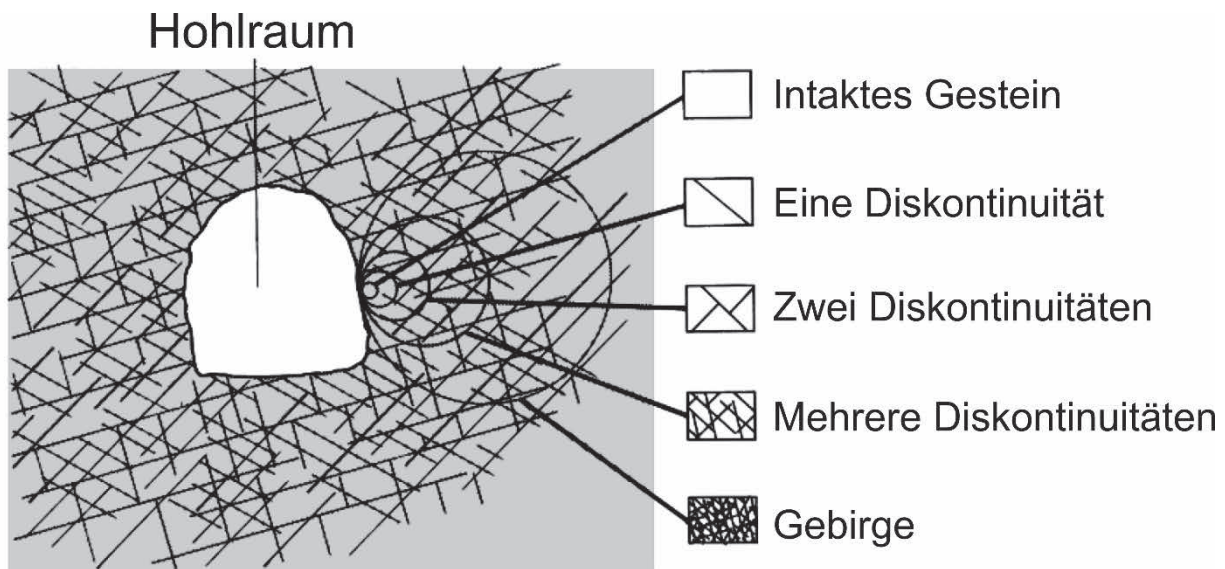


Abbildung 1: Zusammenhang von Hohlraumgröße, Betrachtungsbereich und Zerlegungsgrad des Gebirges (nach: Brady und Brown 2004).

5.2. Einteilung von Gebirgsstrukturen für die Charakterisierung des mechanischen Verhaltens von Gebirge

Das Gebirge unterscheidet sich vom Gestein dadurch, dass es als Folge der Gebirgsbildungsprozesse sowie tektonischer Aktivitäten in Teilkörper zerlegt sein kann und/oder Störungen enthält. Somit stellt es ein Diskontinuum dar, welches überwiegend von den Eigenschaften des Gesteins und der Diskontinuitäten in Abhängigkeit der Teilkörpergröße und den Hohlraumabmessungen bestimmt wird.

Bei der Beurteilung des Einflusses von Trennflächen und/oder Störungszonen auf das Gebirgsverhalten ist zwischen einzelnen diskreten Diskontinuitäten (v.a. Störungszonen) und einer Vielzahl von Diskontinuitäten zu unterscheiden.

5.2.1. Gebirge mit einzelnen, diskreten Diskontinuitäten und/oder Störungszonen

Im Fall von einzelnen Diskontinuitäten oder Störungszonen sind diese als diskrete Strukturen im Gebirge zu betrachten und entsprechend ihrer Orientierung und ihrer Festigkeit zu berücksichtigen (Budil 1996, Steindorfer 1998, Atzl et al. 2015, Poisel and Poisel 2016). In derartigen Fällen können keine „verschmierten“ Gebirgskennwerte angewendet werden. Das Gebirge zwischen den Diskontinuitäten oder Störungszonen ist mit dem Maßstabeffekt entsprechend reduzierten Kennwerten zu erfassen.

5.2.2. Gebirge mit einer Trennflächenschar

Gebirge mit einer dominanten Trennflächenschar (z.B. mechanisch wirksame Schichtung, Schieferung) kann als transversal isotropes Kontinuum betrachtet werden. In diesem Fall sind richtungsabhängige Kennwerte festzulegen (Gasser 2010).

5.2.3. Gebirge mit einer Vielzahl von Trennflächenscharen

Im Falle einer Vielzahl von Trennflächenscharen mit geringem Trennflächenabstand und ohne dominante Orientierung von einer oder zwei dieser Scharen können die Festigkeits- und Verformungseigenschaften des Gebirges als isotrop betrachtet und mit „verschmierten“ Kennwerten beschrieben werden.

Parameter, welche zur Gebirgsbeurteilung herangezogen werden, sind die Gesteinsfestigkeit (einaxiale Gesteinsdruckfestigkeit, Punktlastfestigkeit), die Zahl der Trennflächensysteme, der Trennflächenabstand sowie Zustand der Trennflächen (Rauigkeit, Welligkeit, Persistenz, Verwitterung, Trennflächenfüllung, Öffnungsweite) und die Trennflächenorientierung.

5.3. Abschätzung der mechanischen Eigenschaften von Gebirge mit einer Vielzahl an Trennflächenscharen

Aufbauend auf den in Anhang 5 beschriebenen Verfahren wurden zahlreiche semi-empirische Formeln zur Vorhersage der einaxialen Druckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls des Gebirges entwickelt. Von diesen hat der Geological Strength Index von Hoek et al. und das RMR-Verfahren von Bieniawski die breiteste Anwendung gefunden. Dabei wird der RMR-Wert auf der Grundlage bestimmt, dass das Gebirge wasserfrei, d.h. vollkommen trocken ist. Die bekanntesten dieser Formeln sind in den Anhängen 5 und 6 zusammengefasst.

Der „Geological Strength Index“ (GSI) wurde von Hoek et al. (1988, 1992, 1994, 1995, 2000, 2002, 2013) mit dem Ziel entwickelt, den Einfluss der Gebirgsstruktur und der Diskontinuitäten auf die mechanischen Gebirgseigenschaften zu quantifizieren. In der ursprünglichen Version bestand das Beurteilungsschema aus fünf charakteristischen Gebirgsstrukturen die von einem massiven, ungeklüfteten Gebirge über mehrere Stufen der Gebirgszerlegung in grob-blockiges bis hin zu einem stark zerlegten und durchschertem Gebirge reichten. Parallel dazu wurden die Diskontinuitäten (Klüfte) hinsichtlich ihres Einflusses auf das Verhalten des Gebirges bei Scherbeanspruchung in fünf Gruppen unterteilt. Diese reichen von sehr rauhen, unverwitterten Diskontinuitätsflächen bis zu Harnischflächen und Diskontinuitäten mit weicher Füllung (Kluftletten). Aus der Matrix von Struktur und Eigenschaften der Diskontinuitäten ergibt sich der GSI-Wert, welcher von 0-100 reicht. In weiterer Folge wurde das GSI-System mehrfach verfeinert und für verschiedene Gebirgsarten unterteilt.

In der praktischen Anwendung des Systems hat sich gezeigt, dass die Beurteilung der Gebirgsstruktur (Zerlegungsgrad) und der Diskontinuitätseigenschaften entsprechende Erfahrung erfordert und personenabhängig sein kann (Edelbro et al. 2006). Probleme sind insbesondere bei der Beurteilung der Gebirgsstruktur in räumlich beengten Bereichen (wie z.B. in Tunneln) aufgetre-

ten. Gerade im Falle tiefliegender Tunnel wird die Beurteilung der Gebirgsstruktur durch die bereits erwähnten ausbruchs- und spannungsinduzierten Bruchflächen erschwert. Um die Bestimmung des GSI-Wertes auf eine besser nachvollziehbare Basis zu stellen, haben Hoek et al. (2013) den RQD-Wert nach Deere (1968) und den Klufzustand nach Bieniawski (1989) zur Bewertung ergänzt (Abbildung 2).

Im Vergleich zu den ursprünglichen Nomogrammen fehlen die Strukturkategorien massiv, ungeklüftet ($GSI > 80$) und gefaltet/tektonisch durchsichertes Gebirge ($GSI < 10$).

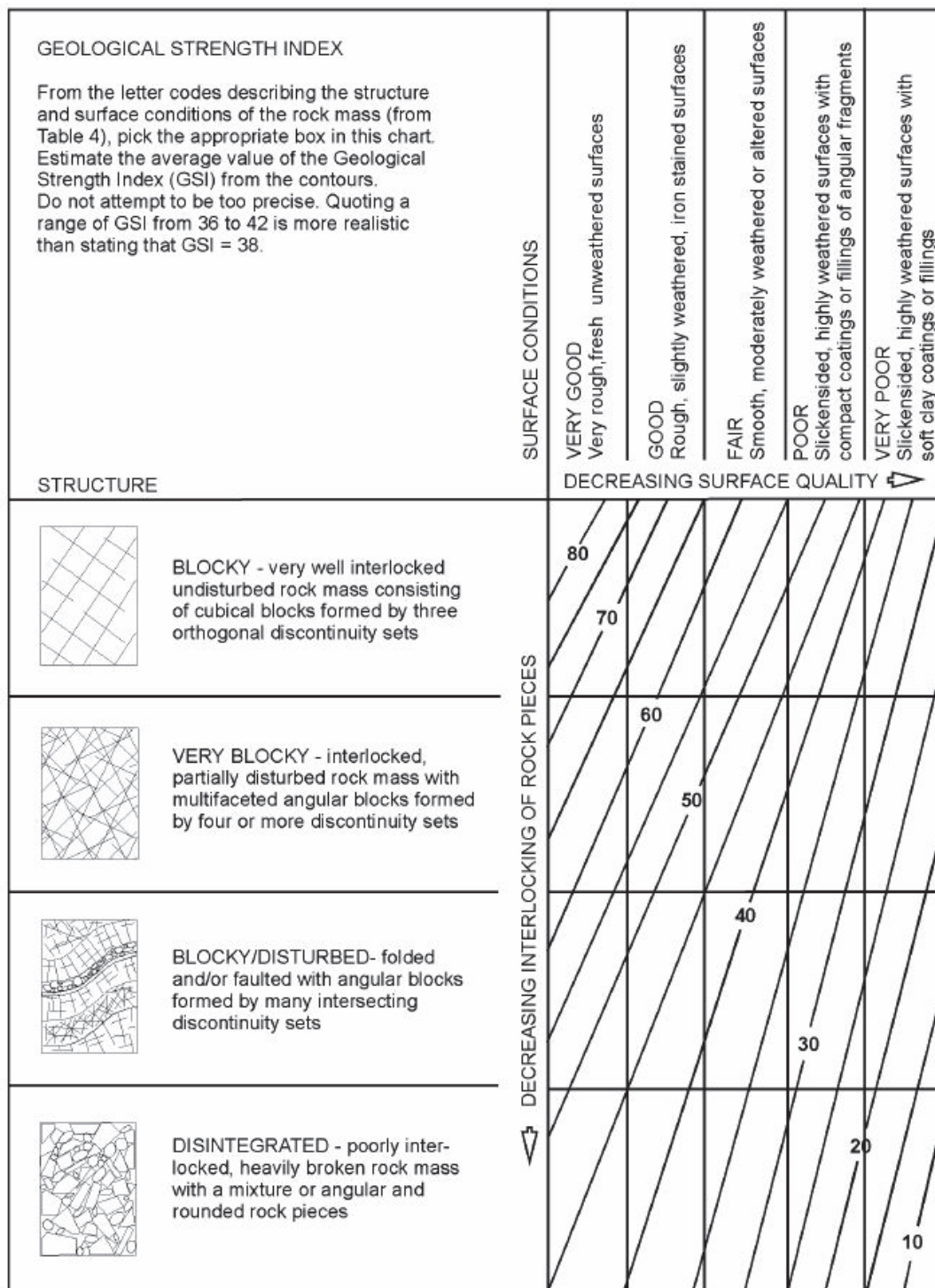


Abbildung 2: GSI-Index (nach: Hoek et al. 2013).

5.3.1. Verformungseigenschaften

Für den Elastizitätsmodul des Gebirges gelten ähnliche Überlegungen wie für die Gebirgsfestigkeit. Der an homogenen Gesteinsproben ermittelte Elastizitätsmodul wird im Gebirge durch das

Auftreten von Diskontinuitäten, offenen Rissen und Verwitterung von Klüftflächen abgemindert. Abbildung 3 zeigt das Ergebnis zahlreicher Untersuchungen des Zusammenhanges der Gebirgskennzahlen RMR, Q und dem Elastizitätsmodul des Gebirges. Oberhalb von RMR- und GSI-Werten von 50 sowie bei Q-Werten von 1 steigt der Elastizitätsmodul des Gebirges rasch an und nähert sich bei sehr hohen Kennzahlwerten jenen des intakten Gesteins. Die verschiedenen Formeln für die Bestimmung des Elastizitätsmoduls des Gebirges finden sich im Anhang 6. Ähnlich wie im Falle der Gebirgsfestigkeit zeigt sich, dass bei stark geklüftetem Gebirge der Elastizitätsmodul sehr niedrig ist ($E_{\text{Gebirge}} < 10 \text{ GPa}$) und starken Schwankungen unterliegt. Es hat sich gezeigt, dass bei Gebirgsarten niedriger Steifigkeit, dazu gehören auch die Störzongesteine, die Steifigkeit des Gebirges stark spannungsabhängig ist. Um diesen Einfluss zu berücksichtigen, sollte ein tiefenabhängiger Elastizitätsmodul für das Gebirge berücksichtigt werden (Asef et al. 2002, Volderauer et al. 2012). Mit Laborversuchen unter hohen Seitendrücken können diese Einflüsse näherungsweise berücksichtigt werden (siehe Kap.5.4).

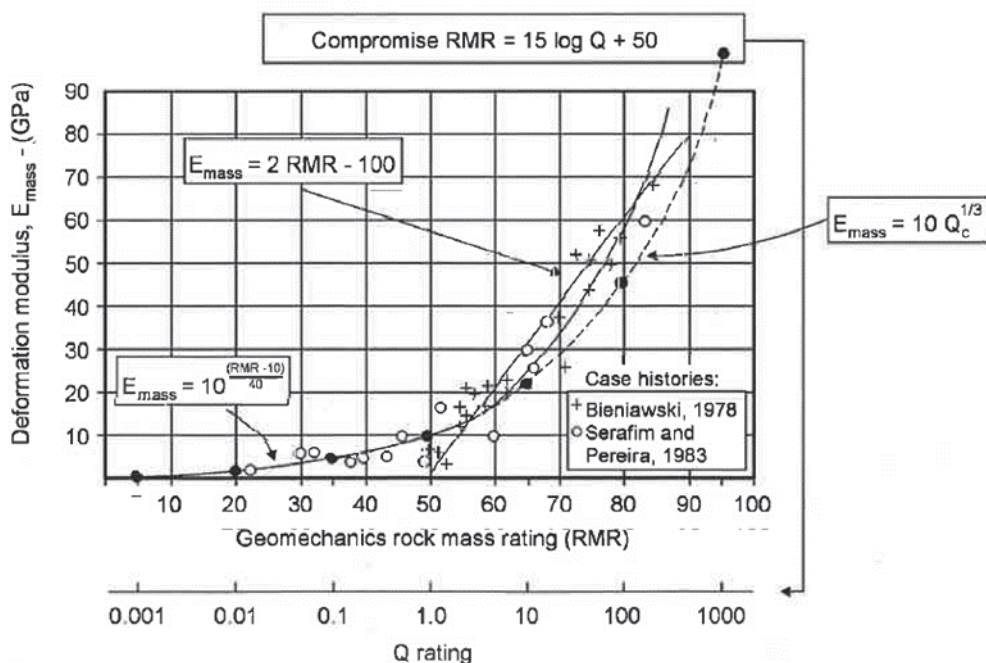


Abbildung 3: Zusammenhang zwischen Gebirgskennwerten RMR und Q und dem Elastizitätsmodul des Gebirges (aus: Barton 2002).

Über die Querverformung des Gebirges liegen wenige Daten vor. In stark zerlegten Gebirgsformationen ist davon auszugehen, dass infolge der größeren Mobilität der Teilkörper die Querdehnungszahl des Gebirges größer als jene der Gesteine ist.

5.3.2. Druckfestigkeit

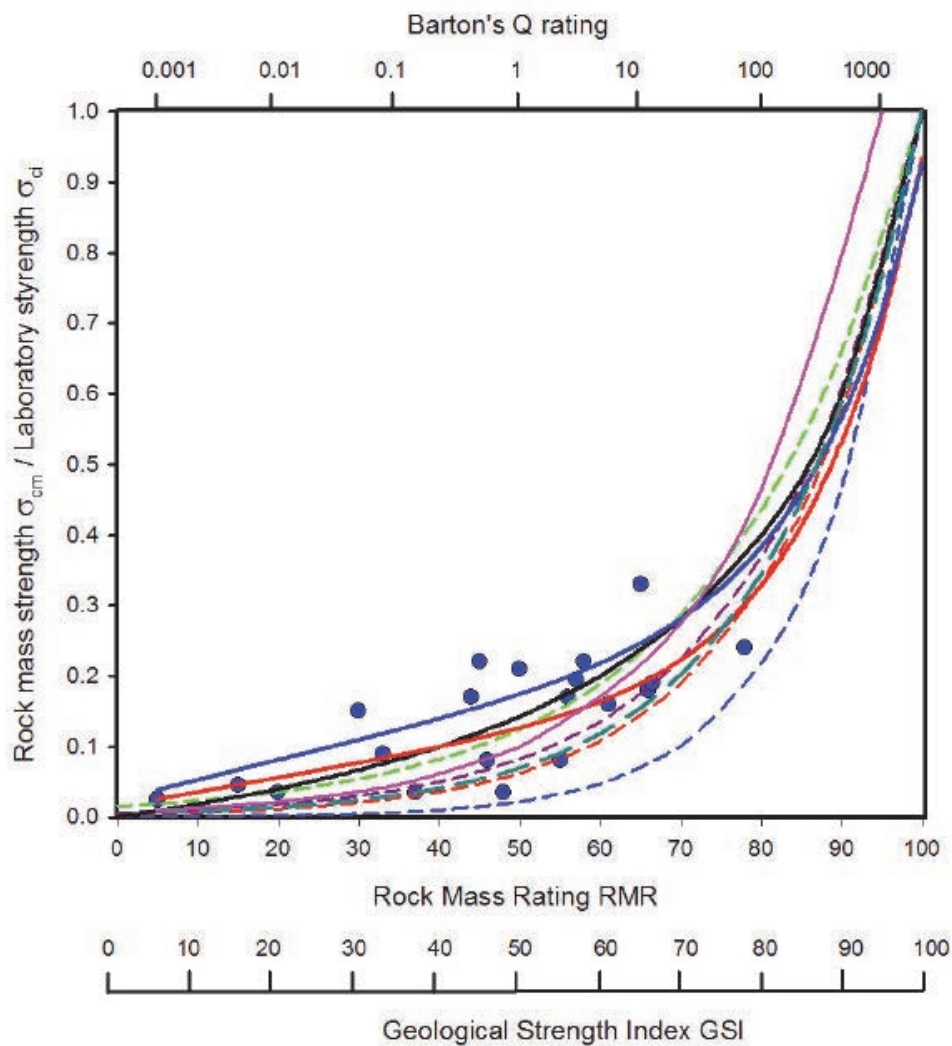
Abbildung 4 zeigt den Zusammenhang der Kennwerte RMR, Q und GSI und der normalisierten Gebirgsdruckfestigkeit (Hoek 2004). Alle Untersuchungen zeigen den gleichen Trend. Im Bereich der niedrigeren Kennwerte (RMR- und GSI-Wert < 50 bzw. $Q < 1$) beträgt die einaxiale Gebirgsfestigkeit weniger als 20% der Gesteinsdruckfestigkeit. In wenig geklüftetem Gebirge (RMR- und

GSI-Wert > 85 bzw. $Q > 100$) nimmt die Gebirgsfestigkeit rasch zu und erreicht mehr als 50% der einaxialen Gesteinsdruckfestigkeit.

Die verschiedenen Prognoseformeln zur Bestimmung der einaxialen Gebirgsdruckfestigkeit und der Festigkeit von Bergfesten sind im Anhang 6 und 7 zusammengefasst.

Die zuverlässigsten Festigkeitswerte für Gebirge existieren für die Bergfesten. Dies sind Stützpfeiler, die beim Abbau von plattenförmigen Lagerstätten zur Stützung der überlagernden Gebirgsschichten stehen gelassen werden. Die Belastung dieser Pfeiler und somit auch deren Festigkeit können verhältnismäßig genau bestimmt werden. Da derartige Stützelemente vor allem in kompaktem, d.h. wenig geklüftetem Gebirge zur Anwendung kommen, fallen die RMR- und GSI-Werte in den Bereich von 60-85. Dementsprechend liegt die normalisierte Gebirgsdruckfestigkeit der Festen bezogen auf einen Würfel von 1 m Kantenlänge im Bereich von 0,3 bis 0,65 der Gesteinsdruckfestigkeit. Dies ist in guter Übereinstimmung mit Abbildung 4.

Auf die Schwierigkeiten bei der Anwendung der verschiedenen Prognoseformeln haben Edelbro et al. (2006) hingewiesen, welche sich vor allem durch subjektive Bewertungen der Eingangsparameter als auch durch die unterschiedlichen empirischen Formeln ergeben. Besonders im Bereich stark zerlegten Gebirges (RMR und $GSI < 50$ und $Q < 1$) zeigen sich deutliche Unterschiede in den Prognosewerten. Bei der Ableitung der Gebirgseigenschaften dürfen die in der Literatur angegebenen Formeln nicht als „black box“ eingesetzt werden (Brown 2009). Die Gebirgseigenschaften müssen durch Vergleiche von Ableitungen unterschiedlicher Autoren gegenübergestellt und bewertet sowie auf plausible Abstufung unterschiedlich beschriebener Gebirgsarten hin überprüft werden.



- In situ tests from construction sites in Turkey
- $\sigma_{cm} / \sigma_{ci} = \sqrt{\exp((RMR - 100) / 9)}$
- $\sigma_{cm} / \sigma_{ci} = \exp(7.65 ((RMR - 100) / 100))$
- $\sigma_{cm} / \sigma_{ci} = \exp((RMR - 100) / 24)$
- $\sigma_{cm} / \sigma_{ci} = \exp((RMR - 100) / 20)$
- $\sigma_{cm} / \sigma_{ci} = \exp((RMR - 100) / 18.75)$
- $\sigma_{cm} / \sigma_{ci} = (RMR) / (RMR + 6(100 - RMR))$
- $m_i = 10$, for confined conditions with $D = 0$
- $\sigma_{cm} = 5\gamma(Q \sigma_{ci} / 100)^{(1/3)}$, $\gamma = 2.6$, $\sigma_c = 100$ MPa

Aydan, O and Dalgic, S, 1998
 Hoek, E and Brown, E.T., 1980
 Yudhbir and Bieniawski, Z.T., 1983
 Kalamaris, G and Bieniawski, Z.T., 1993
 Sheorey, P.R. 1997
 Ramamurthy, T, 1986
 Aydan, O and Dalgic, S, 1998
 Hoek et al, 2002
 Barton 2000, Singh 1993

σ_{ci} = einaxiale Druckfestigkeit des Gesteins (compressive strength of intact rock) [MPa]
 σ_{cm} = einaxiale Druckfestigkeit des Gebirges (compressive strength of rock mass) [MPa]

Abbildung 4: Zusammenhang zwischen den Kennwerten RMR, GSI und Q und der normalisierten Gebirgsdruckfestigkeit (aus: Hoek 2004).

5.3.3. Zugfestigkeit

Die Gebirgszugfestigkeit, insbesondere im geklüfteten Gebirge, ist gering und schwer zu bestimmen. Üblicherweise wird davon ausgegangen, dass das Gebirge nur eine äußerst geringe Zugfestigkeit in der Größenordnung von 1/10 der Druckfestigkeit besitzt.

5.3.4. Bruchkriterien

Die allgemeine Hoek-Brown Bruchbedingung hat sich seit ihrer Veröffentlichung im Jahr 1980 als eines der am meisten angewandten empirischen Bruchkriterien für das Gebirge herausgestellt. Im Laufe der Jahre wurde es mehrfach verfeinert (Brown 2009).

Die allgemeine Hoek-Brown Bruchbedingung ist:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left[m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right]^a$$

$$m_b = m_i \exp \left[\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right]$$

$$s = \exp \left[\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right]$$

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

In das Hoek-Brown Bruchkriterium geht der m_i -Wert (Materialkonstante ermittelt an zylinderförmigen Gesteinsprobekörpern im Triaxialversuch) sowie s (abhängig vom GSI-Wert) ein. Der Exponent a ist meist 0,5 und erreicht bei sehr weichen Gesteinen einen Wert von 0,65. Der „disturbance factor“ D beschreibt die Auflockerung des Gebirges durch den Vortrieb (Sprengauflockerung) und liegt zwischen 0 (sehr schonende Sprengung oder mechanisches Lösen) und 1 und hat großen Einfluss auf das Bruchkriterium. Der „disturbance factor“ D kann nur für die durch Sprengung aufgelockerte Zone eingesetzt werden. Da diese bei tiefliegenden Tunneln von untergeordneter Bedeutung ist, kann dieser unberücksichtigt bleiben ($D=0$).

Im Falle tiefliegender Tunnel zeigt sich, dass die sogenannte globale Gebirgsfestigkeit das Gebirge besser beschreibt als die einaxiale Gebirgsdruckfestigkeit. Die globale Gebirgsfestigkeit σ_{cm} wird durch folgende Beziehung beschrieben (Hoek 2005):

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

Häufig wird das nichtlineare Hoek-Brown Bruchkriterium in das lineare Bruchkriterium von Mohr-Coulomb umgewandelt, welches durch die Kohäsion c und den Winkel der inneren Reibung φ definiert ist. Dabei ist der Spannungsbereich, für den das Bruchkriterium gelten soll, zu berücksichtigen.

Insbesondere bei geringen Seitendrücken ergibt das nichtlineare Hoek-Brown Bruchkriterium einen starken Einfluss des Seitendrucks auf die Gebirgsfestigkeit. Dies führt in der unmittelbaren

Umgebung der Tunnelwandung, wo die radiale Spannung null oder sehr klein ist, zu praktischen Problemen bei der numerischen Analyse der Bruchvorgänge. Diese können durch das lineare Bruchkriterium von Mohr-Coulomb umgangen werden, welches bei kleinen Seitendrücken einen geringeren Einfluss des Seitendrucks auf die Druckfestigkeit hat. Die Kohäsion c und der Winkel der inneren Reibung φ werden dabei durch die Linearisierung des Hoek-Brown Bruchkriteriums bestimmt (Hoek 2005).

Bei der Anwendung des Hoek-Brown Bruchkriteriums wird vielfach der Ursprung und die theoretische Grundlage, auf der das Kriterium beruht, ignoriert. Dies kann zu Fehleinschätzungen bei der Bestimmung der Gebirgsfestigkeit führen. Das ursprüngliche Bruchkriterium von Hoek und Brown wurde für die erste Abschätzung der Festigkeit eines ungeklüfteten und eines durch zahlreiche Kluftscharen durchtrennten quasi isotropen Gebirges entwickelt (vgl. Abbildung 1). Es ist nicht für die Bestimmung der Festigkeit von Gebirge mit wenigen, dominanten Diskontinuitätsflächen geeignet. Im Fall von festen und massiven Gebirgsformationen mit GSI-Werten > 75 ist das Bruchkriterium mit Vorsicht anzuwenden, da es die für derartiges Gebirge charakteristische Schalenbildungen (spalling) nicht realistisch erfasst (Diederichs et al. 2004, Diederichs 2007, Brown 2009).

Abbildung 5 gibt eine Zusammenstellung typischer Bruchvorgänge im Gebirge in Abhängigkeit vom RMR-Wert und der mit der Gesteinsdruckfestigkeit normalisierten Spannung im Tunnelbereich (Kaiser et al. 2000).

Die Brucherscheinungen um tiefliegende Tunnel werden nicht nur durch die Bruchfestigkeit einzelner Gebirgsarten bestimmt, sondern auch durch die Wechselwirkung unterschiedlicher Gebirgsarten im Einflussbereich des Tunnels. Eine Folge der im Anhang 4 beschriebenen, subparallel zur Hauptdruckspannung auftretenden Risse ist, dass im Falle von sprödem Gebirge das Bruchversagen von tiefliegenden Tunneln bei Spannungswerten von ungefähr 40% der einaxialen Druckfestigkeit durch das Auftreten von wandparallelen Zugrissen eingeleitet wird. Diese verhindern die Mobilisierung der Reibung im Gebirge am Hohlraumrand und beeinflussen die Kohäsion negativ. Einlagerungen von inkompetentem in kompetentem Gebirge können die Bruchvorgänge von tiefliegenden Tunneln nachhaltig und negativ beeinflussen, da diese Schichten unter hohen Drücken ausgepresst werden und Zugspannungen in den umgebenden Gesteinen induzieren (Wagner 1987, Malan und Napier 2011). Diese führen zum frühzeitigen Versagen durch Überschreiten der Zugfestigkeit in den kompetenteren, spröden Formationen (Wagner 1989, Malan und Napier 2011).

Im Falle von weicheren plastischen Gesteinen sowie stark zerklüfteten Gebirgsformationen treten diese Phänomene nicht auf. Unter diesen Gegebenheiten erfolgt der Bruchvorgang durch Überschreiten der Festigkeit und führt zur Ausbildung ausgedehnter Bruchzonen um den Tunnel mit entsprechend großen Tunneldeformationen. Diese bewirken in der Regel ein „Zukriechen“ des Hohlraums und eine tiefreichende Entfestigung des Gebirges. Bei viskosem Verhalten können auch große Verformungen (relativ) schadungsfrei vom Gebirge aufgenommen werden.

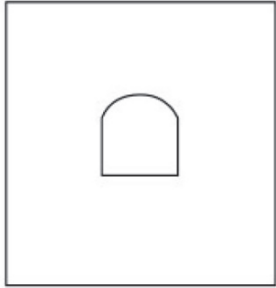
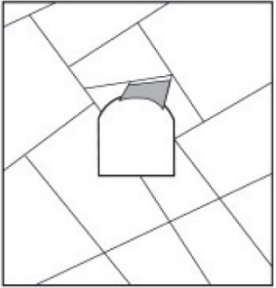
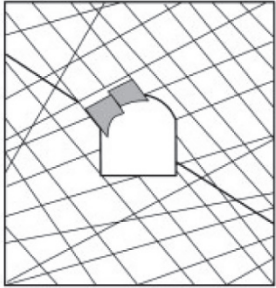

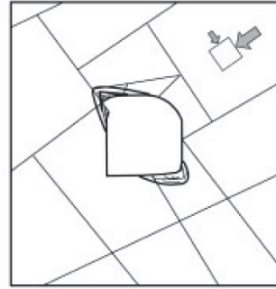
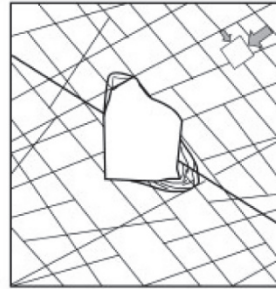
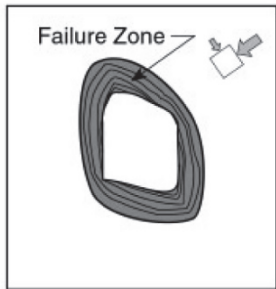
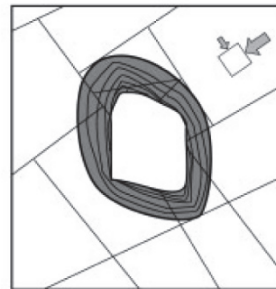
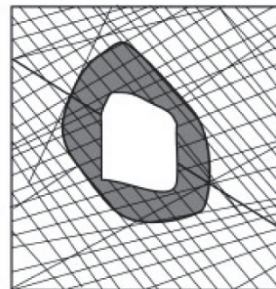
	Massive ($RMR > 75$)	Moderately Fractured ($50 > RMR < 75$)	Highly Fractured ($RMR < 50$)
Low In-Situ Stress ($\sigma_1 / \sigma_c < 0.15$)	 <p>Linear elastic response.</p>	 <p>Falling or sliding of blocks and wedges.</p>	 <p>Unravelling of blocks from the excavation surface.</p>
Intermediate In-Situ Stress ($0.15 > \sigma_1 / \sigma_c < 0.4$)	 <p>Brittle failure adjacent to excavation boundary.</p>	 <p>Localized brittle failure of intact rock and movement of blocks.</p>	 <p>Localized brittle failure of intact rock and unravelling along discontinuities.</p>
High In-Situ Stress ($\sigma_1 / \sigma_c > 0.4$)	 <p>Failure Zone Brittle failure around the excavation .</p>	 <p>Brittle failure of intact rock around the excavation and movement of blocks.</p>	 <p>Squeezing and swelling rocks. Elastic/plastic continuum.</p>

Abbildung 5: Tunnelinstabilität und Sprödbbruch in Abhängigkeit vom RMR-Wert und dem Verhältnis der maximalen Spannung im Bereich des Tunnels und der einaxialen Gesteinsdruckfestigkeit (aus: Kaiser et al. 2000).

5.4. Kennwerte von Störungszonen

Die für die weiterführenden numerischen oder analytischen Modellierungen nötigen Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Störungszonen müssen in der Regel aus Laborversuchen und Feldversuchen abgeleitet werden. Besondere Herausforderungen sind dabei:

- Die Interpretation der Einflüsse von hohen Spannungsniveaus und großen Bergwasserdrücken.
- Die schlechte Anwendbarkeit von Klassifizierungssystemen.
- Die Anpassung der Versuchstechnik auf die Gebirgsverhältnisse: Die Versuchstechnik der klassischen Bodenmechanik erlaubt üblicherweise keine Versuche bei Umgebungsspannungen von mehreren MPa. Bei Versuchen der klassischen Felsmechanik ist es hingegen meist schwierig, Proben mit geringen Festigkeiten einzubauen und zu testen. Daher ist eine Anpassung der Versuchstechnik an die spezifischen Verhältnisse ebenso wichtig wie die korrekte Gewinnung und Bearbeitung von Proben für die Laborversuche.

Die Probengewinnung soll durch Bohrtechniken mit Mehrfachkernrohren und Bohrkerndurchmesser von mind. 100 mm erfolgen. Die Proben sollen sofort vor Umwelteinflüssen wie Austrocknung, Alterung, Verwitterung oder eventuell Entspannung geschützt werden. Im Zuge der Bohrkernaufnahme sollen die Proben ausgewählt und wieder geschützt werden. Der Transport in die Labors ist möglichst schonend durchzuführen.

Bei den Versuchen und bei der Beurteilung der Versuchsergebnisse ist es wichtig, entsprechend dem Aufbau der Störungszone zwischen dem Störungszonenmaterial als Gesamtvolumen sowie zwischen Blöcken und Matrixmaterial zu unterscheiden. Wesentlich ist dabei eine korrekte Anwendung von bodenmechanischen und felsmechanischen Versuchen und eine differenzierte Herangehensweise für die jeweiligen Materialien der Störungszone. So müssen Festgesteinsblöcke nach felsmechanischen Gesichtspunkten untersucht und beurteilt werden, während stark tektonisch beanspruchte Matrixmaterialien mit lockergesteinsähnlichem Habitus nach bodenmechanischen Methoden zu untersuchen sind. Aufgrund der großen Heterogenität von tiefliegenden Störungszonen ist die Wahl der Methodik wesentlich und zu dokumentieren. Ebenso ist eine eventuelle Anisotropie vor allem durch tektonische Überbeanspruchung wie Scherbrüche oder Bewegungsebenen zu untersuchen.

In Tabelle 1 ist eine exemplarische Zusammenstellung von möglichen Laborversuchen für die verschiedenen Störungszonenmaterialien gegeben.

Tabelle 1: Laborversuche zur Herleitung von Kennwerten von Störungszonen.

Störungsgesteine		Kennwert	Spezielle Methoden für tiefliegende Tunnel
Matrix grob u. fein	Block		
x	x	Dichte	Standard
x		Kornverteilung	Standard
x	x	Innerer Reibungswinkel	Triaxialversuch, Direktscherversuch
x	x	Kohäsion	Triaxialversuch, Direktscherversuch
x		Steifemodul, E-Modul	Ödometer, Triaxialversuch
x		Durchlässigkeit	Standard
	x	Druckfestigkeit	Einaxialer Druckversuch

Zur Herleitung von repräsentativen Kennwerten für die Matrixkomponente der Störungsgesteine werden Triaxialversuche und Ödometerversuche bei hohem Spannungsniveau entsprechend den in situ Verhältnissen empfohlen. Versuche mit hohem Spannungsniveau an Störungsgesteinen wurden mehrfach erfolgreich durchgeführt (Vogelhuber 2007, Goricki and Pimentel 2015). Voraussetzung ist qualitativ hochwertiges Probenmaterial, eine intensive projektspezifische Versuchsplanung und eine sorgfältige Versuchsdurchführung.

Die Ergebnisse der Versuche sind hinsichtlich Festigkeits-, Verformungs- und Durchlässigkeitseigenschaften für unterschiedliche Belastungsniveaus auszuwerten. Für die Festlegung von Kennwerten ist zu berücksichtigen, dass in den Versuchen nur einzelne Komponenten der Störungszone untersucht werden. Es ist daher wesentlich, bei der Beurteilung einer Störungszone ein entsprechendes Modell und eine entsprechende Vorgangsweise bezüglich

- Störungszonenaufbau (siehe Kapitel 3),
- durchgeführter Erkundung inklusive Labor- und Feldversuche,
- Art der Berechnungsmodelle und gewählten Bruchkriterien und
- erwartetem geomechanischem Verhalten

zu wählen. Dies können Modelle für Einzelkomponenten, Schichtmodelle, Block in Matrix Modelle, homogene Modelle usw. sein. Unter Bezugnahme auf das Modell einer Störungszone sind Kennwerte für Komponenten oder für zusammengefasste Bereiche der Störungszone anzugeben. Es ist wesentlich, dass

- Annahmen,
- Vereinfachungen,
- Interpretationen und auch

- fehlende sowie unsichere Informationen und daraus resultierende Einschränkungen und Unsicherheiten der Ergebnisse der geomechanischen Charakterisierung und Kennwertfestlegung

dargelegt und im Rahmen der Projektentwicklung entsprechend berücksichtigt werden.

5.5. Hinweise zur Ermittlung der Gebirgseigenschaften

Die Bestimmung der in situ Gebirgseigenschaften zum Zeitpunkt der Planung tiefliegender Tunnelbauwerke ist mit zahlreichen Unsicherheiten behaftet. Diese betreffen einerseits den in situ Spannungszustand in der Umgebung des Tunnelbauwerks und die genaue Kenntnis des Gebirgsgefüges und der Beschaffenheit der Diskontinuitäten. Dies gilt insbesondere für die Beurteilung von Störungszonen. Aus diesen Gründen sind die Festigkeits- und die Verformungseigenschaften des Gebirges zum Planungszeitpunkt als Näherungswerte zu betrachten. Im Laufe des Bauvorhabens nehmen auf der Grundlage der gewonnenen Erfahrungen die Unsicherheiten ab. Die beschriebenen semi-empirischen Verfahren sind für eine Beurteilung der zu erwartenden Gebirgskennwerte hilfreich, aber nicht verlässlich. Es wird daher empfohlen, mehrere Verfahren zur Bestimmung der zu erwartenden Gebirgskennwerte heranzuziehen, um die Schwankungsbreite der Kennwerte beurteilen zu können. Dazu können auch analytische und numerische Modelle (z.B. Mehrschichtmodelle) angewendet werden.

Wenn möglich sind die Ergebnisse mit Erfahrungswerten zu vergleichen, auf Plausibilität zu überprüfen und gegebenenfalls zu korrigieren. Im Rahmen der Vortriebsarbeiten müssen mit Hilfe detaillierter Beobachtungen und Rückanalyse des Bauwerksverhaltens die Gebirgsparameter überprüft und - wenn erforderlich - nachgebessert werden.

6. GEBIRGSARTEN

In diesem Abschnitt werden ergänzend zu den Festlegungen in der „Richtlinie für die geotechnische Planung von Untertagebauten mit zyklischem Vortrieb“ (ÖGG 2008) Empfehlungen gegeben.

6.1. Definition

Definition der Gebirgsart gemäß ÖGG Richtlinie 2008:

„Gebirge mit gleichartigen Eigenschaften“

Bestimmung der Gebirgsarten gemäß ÖGG Richtlinie 2008:

„Unter Gebirgsart versteht man ein geotechnisch relevantes Gebirgsvolumen, bestehend aus Matrix, Trennflächen und tektonischer Struktur (Gebirge), welches im Festgestein gleichartig ist in Bezug auf Eigenschaften, wie: mechanische Eigenschaften (Gestein - Gebirge), Trennflächencharakteristika und -eigenschaften, Gesteinsart, Gesteins- und Gebirgszustand, hydraulische Eigenschaften.“

Als relevantes Gebirgsvolumen wird üblicherweise die maximale Abmessung des jeweiligen Hohlraumes in allen drei Richtungen angesehen, beispielweise für einen eingleisigen Tunnel sind das gerundet 10 m. Dies setzt voraus, dass die Gleichartigkeit der Gebirgsart unter Berücksichtigung aller in der Richtlinie angeführten Charakteristika, das sind vor allem die Gebirgskennwerte für das relevante Gebirgsvolumen, gegeben ist. Bei geringen Unterschieden in den Gebirgskennwerten unterschiedlicher Bereiche kann es vertretbar sein, "verschmierte" Kennwerte festzulegen. Bei gering ausgedehnten Einschlüssen, die die Gebirgskennwerte nicht beeinflussen, kann auf eine Differenzierung der Kennwerte ebenfalls verzichtet werden.

Bei der Bearbeitung verschiedener Projekte hat sich herausgestellt, dass die Festlegung einer einzelnen Gebirgsart für das relevante Gebirgsvolumen in vielen Fällen nicht möglich ist. Die Variabilität der Gebirgseigenschaften zeigt, dass die Gebirgsarten für das relevante Gebirgsvolumen vielfach differenziert festzulegen sind, wie in Kapitel 6.3 beispielhaft dargestellt wird.

6.2. Gebirgskennwerte

Die mechanischen Gebirgskennwerte sollen ohne Berücksichtigung von Sicherheiten als Mediane angegeben werden. Zusätzlich sollen Ober- und Untergrenzen oder Fraktile definiert werden. Die Methoden, die zur Bestimmung eingesetzt werden, sollen angegeben werden, um diese nachvollziehen zu können. Es soll angegeben werden, ob sich eine Anisotropie der Gesteinsart auf die Gebirgskennwerte auswirkt oder von den Trennflächen überprägt wird und isotrope oder anisotrope Gebirgskennwerte zutreffen, und zwar getrennt für Festigkeits- und Verformungseigenschaften. Die Strukturen des Gebirges sollen mit deren räumlicher Orientierung definiert werden.

6.3. Festlegung von Gebirgsarten

6.3.1. Gebirgsarten mit homogenen Gebirgseigenschaften

Wenn für das projektspezifisch festgelegte Gebirgsvolumen keine erheblichen Variationen der mechanischen Eigenschaften erwartet werden, können gemittelte (verschmierte) Gebirgskennwerte festgelegt werden (Abbildung 6). Für Gebirgsarten mit anisotropen Eigenschaften sollen richtungsabhängige Kennwerte angegeben werden.

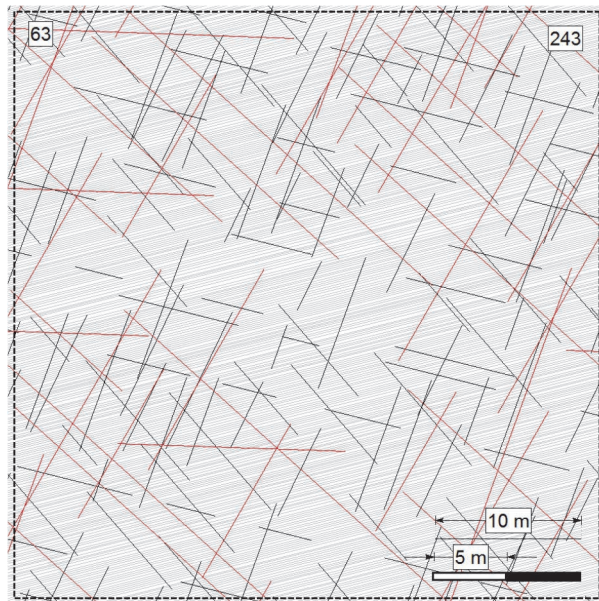


Abbildung 6: Gebirge mit einheitlichen Gebirgskennwerten: Innsbrucker Quarzphyllit Gestein anisotrop, Gebirge +/- isotrop (aus: Brenner Basistunnel).

6.3.2. Gebirgsarten mit heterogenen Gebirgseigenschaften

Werden Gebirgsarten angetroffen, in welchen Schwächezonen eingeschaltet sind, deren mechanische Kennwerte deutlich von jenen der umgebenden Gebirgsart abweichen, sind diese zu differenzieren. Die Angaben zum Gebirgsmodell sollen möglichst konkret sein (z.B.: die Mächtigkeit der Schwächezone liegt im dm-Bereich mit Abständen im m-Bereich). Die geometrische Ausformung der Einschaltung in Form von Orientierung, Länge, Persistenz etc. ist ebenfalls anzugeben (Abbildung 7).

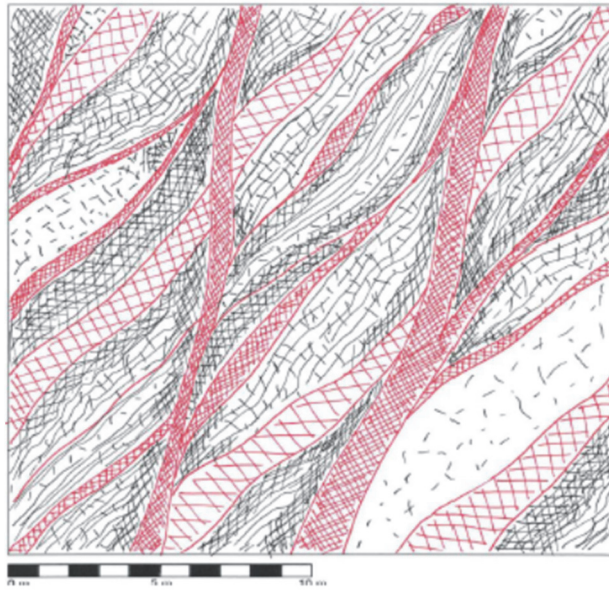


Abbildung 7: Störungszone mit zwei stark unterschiedlichen Gebirgsarten: Phyllit/Schiefer mit Kataklasteinschaltungen (aus: Semmering Basistunnel).

6.3.3. Unterschiedliche Gebirgsarten in enger Abfolge

Tritt deutlich unterschiedliches Gebirge in enger Abfolge innerhalb des relevanten Gebirgsvolumens auf, kann keine einheitliche Gebirgsart definiert werden. Werden z.B. Tonstein, Mergel, Sandstein und Konglomerate mit flachem Einfallen, welche im Meterbereichen wechseln, angetroffen, können innerhalb des relevanten Gebirgsvolumens die unterschiedlichsten Kombinationen von Gebirgsarten anstehen (z.B. hart/weich/hart oder weich/hart/weich oder hart/weich oder weich/hart, Abbildung 8). Es sollen daher für jede Einheit eigene Gebirgskennwerte angegeben werden.

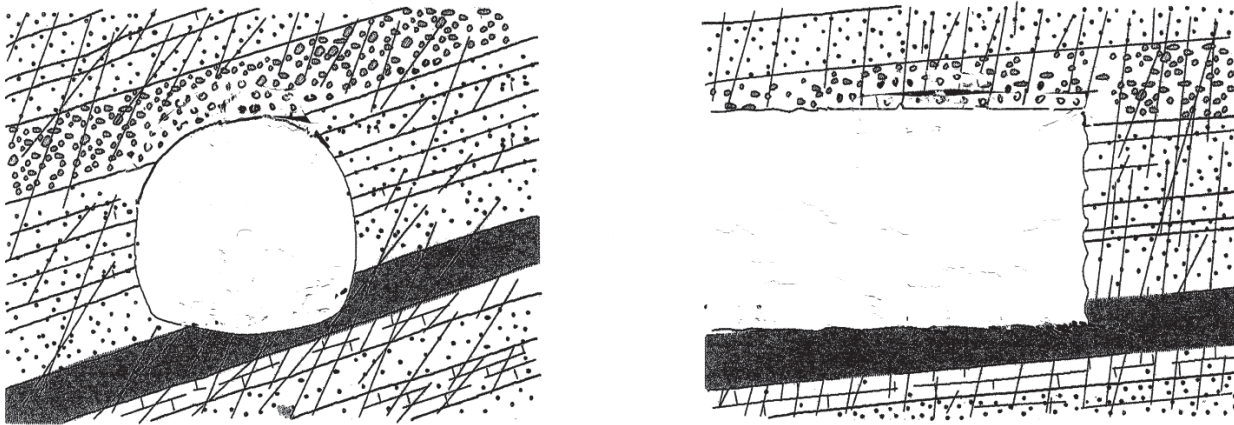


Abbildung 8: Stark wechselhafte Eigenschaften: Wechselfolge von Konglomerat, Sandstein, Tonmergel (aus: Pfänder Straßentunnel).

6.4. Störungszonen

6.4.1. Differenzierung

Störungszonen sollen wie Gebirgsarten beschrieben werden, welchen spezifische mechanische Eigenschaften zuzuordnen sind. Störungszonen können aus mehreren Störungsgesteinen bestehen. Außerdem werden Störungszonen oftmals von den Gebirgsarten der Nachbarbereiche, die unterschiedlich stark zerlegt sein können, beeinflusst.

Nach Fasching und R. Vanek (2011) sollen die Störungszonen unterteilt werden in:

1. ohne Blöcke
2. mit Blöcken, Blockgröße > Kies
3. mit Blöcken, Blockgröße >> Matrix.

Unabhängig von dieser Unterteilung soll jedenfalls eine Differenzierung entsprechend den mechanischen Eigenschaften der Störungskomponenten erfolgen.

Dabei soll geprüft werden, ob eine Störungszone mit gemittelten Kennwerten charakterisiert werden kann oder Schichten mit unterschiedlichen Kennwerten auszuweisen sind.

6.4.2. Störungszone ohne Blöcke mit homogenen Gebirgskennwerten

Vielfach treten Störzonen auf, die einen hohen Anteil an gestörtem Material aufweisen (z.B. > 70%, Abbildung 9). In diesen Fällen kann davon ausgegangen werden, dass das gestörte Material die Kennwerte gesamthaft bestimmt.

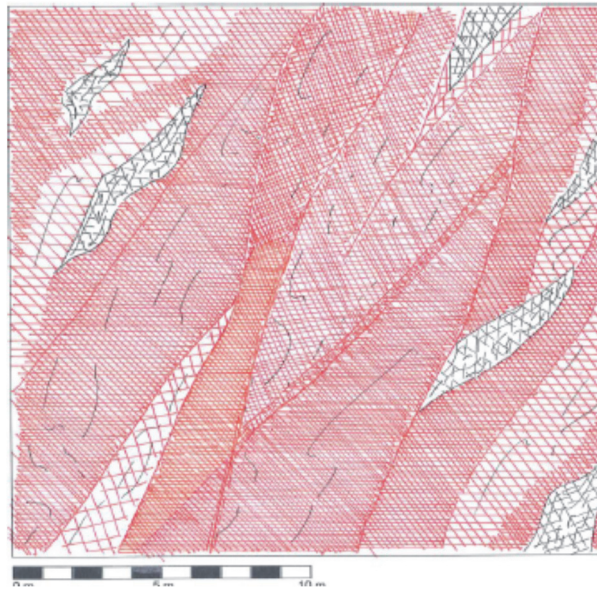


Abbildung 9: Störungszone ohne Blöcke mit einheitlichen Gebirgskennwerten: Phyllit / Schiefer mit > 70% Kataklastit (aus: Semmering Basistunnel).

6.4.3. Störungszone ohne Blöcke mit unterschiedlichen Störungsgesteinen

Bei Abfolgen von unterschiedlichen Störungsgesteinen sollen die Kernzone (core zone), die Randzone (damage zone) und das umgebende Gebirge unterschieden und Kennwerte für jede dieser Zone angegeben werden (Abbildung 10).

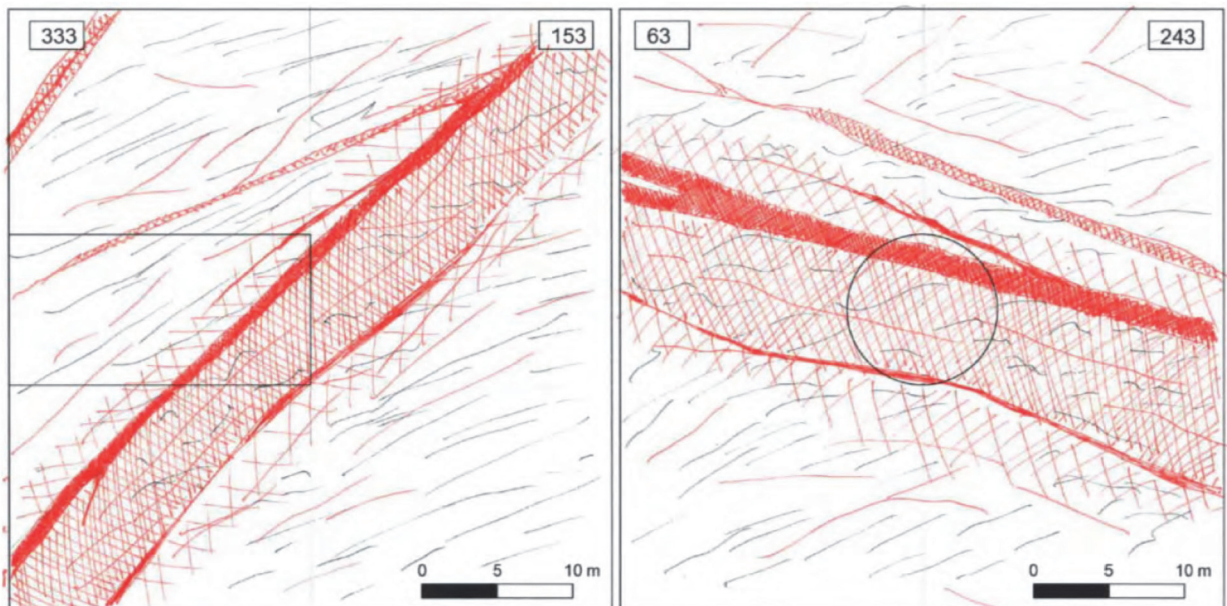
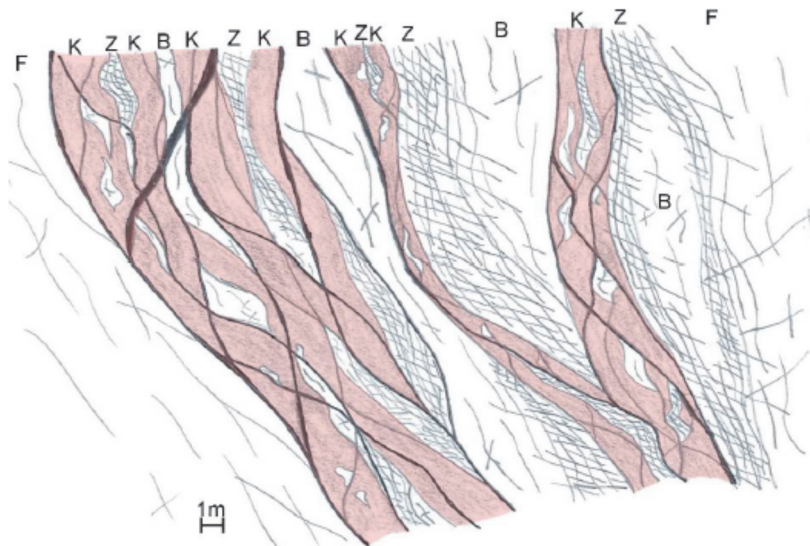


Abbildung 10: Störungszone mit Damage Zone (DZ) und Core Zone (CZ): Quarzphyllit mit Core Zone bestehend aus Fault Gauge und geschiefertem Protokataklastit und Damage Zone aus zerrüttetem Quarzphyllit (aus: Brenner Basistunnel).

6.4.4. Störungszone mit Blöcken und unterschiedlichen Störungsgesteinen

Störungszone, in denen Blöcke mit einem Mix von Störungsgesteinen vorkommen, müssen meist mit einheitlichen, daher gemittelten (verschmierten) Gebirgskennwerten charakterisiert werden (Abbildung 11).



Schematische Darstellung (Orientierung beispielhaft)

F = ungestörter Fels, Z = Zerrüttung, B = Block / intakter Fels, K = Klastische Störungsgesteine

Abbildung 11: Störungszone mit einem Mix aus unterschiedlichen Störungsgesteinen (aus: Koralmtunnel).

6.4.5. Störungszone mit Blöcken in einem homogenen Störungsmaterial (Matrix)

Störungszone, bei welchen die Blöcke die Matrix stabilisieren (blockdominiert), werden mit Gebirgskennwerten, die von jenen der Blöcke ausgehen und gegebenenfalls zu reduzieren sind, erfasst (Abbildung 12). Wenn die Blöcke in der Matrix schwimmen (matrixdominiert), sind die Kennwerte der Matrix bestimmend (Medley 2001).



Abbildung 12: Gesteinsblöcke schwimmen in der Matrix: Franziscan Complex Melange.

7 LITERATUR

Österreichische Gesellschaft für Geomechanik, ÖGG (Hrsg.) (2008): Richtlinie für die geotechnische Planung von Untertagebauten mit zyklischem Vortrieb.

Österreichische Gesellschaft für Geomechanik, ÖGG (Hrsg.) (2013): Richtlinie für die geotechnische Planung von Untertagebauten mit kontinuierlichem Vortrieb.

7.1 Literatur zum Kapitel 3: Geologisches Modell

Austrian Standards plus GmbH (Hrsg.) (2011): ÖNORM EN ISO 772 Hydrometrie - Begriffe und Zeichen (ISO 772:2011).

Biedermann, R. (1982): General View. Wasser, Energie, Luft 74/H.3, Special Issue to ICOLD April 1982: Abnormal Behaviour of Zeuzier Arch-Dam (Switzerland), 66-69.

Brosch, F. J., Kurz, W., Klima, K. (2006): Definition and Characterization of Faults and Fault Rocks. – Felsbau 24/5, 13-20, Verlag Glückauf GmbH: Essen.

Burger, U., Kirsch, A., Marcher, T., Reinhold, Ch. (2014): Geologisch-geotechnischer Planungsprozess von Tunnelbauten mit Schwerpunkt tiefliegende Tunnel. In: Konrad Bergmeister, Frank Fingerloos, Johann-Dietrich Wörner (Hrsg.), Beton-Kalender 2014 - Schwerpunkte: Unterirdisches Bauen - Grundbau - Eurocode 7, Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin.

Busslinger, A. (1998): Geothermische Prognosen für tiefliegende Tunnel. – Diss. ETH Nr. 12715, Zürich.

Clauser, C. and Huenges, E., (1995): Thermal conductivity of rocks and minerals. In: Ahrens, T.J. (Ed.), Handbook of Physical Constants. – American Geophysical Union, Washington, D.C., 105-126.

Fasching, F. und Vanek, R. (2011): Ingenieurgeologische Charakterisierung von Störungsgesteinen und Störungszonen. – Geomechanics and Tunnelling, 4/3, 181-194.

FH-DGG (Hrsg.) (2002): Hydrogeologische Modelle. Ein Leitfaden mit Fallbeispielen. – Schriftenreihe der Deutschen Gesellschaft für Geowissenschaften E.V., H. 24.

FH-DGG (Hrsg.) (2010): Hydrogeologische Modelle. - Bedeutung des Hydrogeologischen a-priori-Wissens. – Schriftenreihe der Deutschen Geologischen Gesellschaft E.V., H. 70.

Gicot, O. (1982): Abnormal Dam Deformations and First Investigations about their Origin. Wasser, Energie, Luft 74/H.3, Special Issue to ICOLD April 1982: Abnormal Behaviour of Zeuzier Arch-Dam (Switzerland), 70-75.

Goodman, R.E., Moye, D.G., Van Schalkwyk, A., Javandel, I. (1965): Ground water inflows during tunnel driving. – Bull. Ass. Eng. Geologists 2, 35–56.

Höfer-Öllinger, C.G. und Millen, B. (2010): Geothermische Prognose für Andentunnel. – *Geomechanics and Tunnelling*, 3/5, 622-633.

Jaboyedoff, M. (1999): Modèles thermiques simples de la croûte terrestre: un regard sur les Alpes. – *Bull. Soc. Vaud. Sc. Nat.*, 86/4, 229-271.

Jacob, C.E. and Lohman, S.W. (1952): Nonsteady flow to a well of constant drawdown in an extensive aquifer. – *Transaction of the American Geophysical Union*, 33/4, 559–569.

Lenhardt, W.A. (2009): The impact of earthquakes on mining operations. *Berg- und hüttenmännische Monatshefte* 154, H. 6, 234-239.

PGBB (Hrsg.) (2008): Ausbauachse München-Verona, Brennerbasistunnel, UVE – Technische Projektaufbereitung, Projektrahmen, Projektbegründung und Alternativen. – Gutachten für BBT-SE, Innsbruck/Bozen.

Reichl, P., Vanek, R., Forstinger, G., Stadlmann, T. (2011): Geotechnische und hydrogeologische Herausforderungen bei der Planung des „Semmering-Basistunnel neu“. – Vortrag Alumni Talks 016, Die Zukunft liegt im Untergrund, TU Graz, 22.06.2011.

Rybach, L. (1995): Thermal waters in deep alpine tunnels. – *Geothermics* 24, Issue 5-6, pp. 631 – 637, Elsevir: London.

Rybach, L. and Pfister, M. (1994): Temperature Predictions and Predictive Temperatures in Deep Tunnels. – *Rock Mechanics and Rock Engineering* 27, 2, pp. 77-88.

Stangl, G. und Schwingenschlögl, R. (1996): Hydrogeologischer Einflussfaktor beim Bau des Druckstollens Amlach. *Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft* 48, H. 11/12, 333-341.

Zangerl, Ch., Eberhardt, E., Loew, S. (2003): Ground settlements above tunnels in fractured crystalline rock: numerical analysis of coupled hydromechanical mechanisms. *Hydrogeology Journal*, (1/ 11), 162-173.

7.2 Literatur zum Kapitel 4: Primärspannungsverhältnisse

John, M. und Poscher, G. (2004): Primärspannungsmessungen: Zurecht oder zu Unrecht ein Stiefkind der Felsmechanik. – *Mitteilungen für Ingenieurgeologie und Geomechanik* 6. 2. Felsmechanik Kolloquium.

Kohlbeck, F. (1991): Tektonische Spannungen in den Ostalpen und ihr Nachweis durch In-situ-Messungen. *Felsbau* 9, pp. 194-200.

Konietzky, H., Te Kamp, L., Hammer, H., Niedermeyer, S. (2001): Numerical modelling of in-situ stress conditions as an aid in route selection for rail tunnels in complex geological formations in South Germany, *Computers and geotechnics*, 28, pp. 495-516.

Stini, J. (1950): *Tunnelbaugeologie*, Springer – Verlag Wien, 1950.

7.3 Literatur zum Kapitel 5: Gebirgseigenschaften

Asef, M. R. and Reddish, D. J. (2002): The impact of confining stress on the rock mass deformation modulus. *Geotechnique* 52, No. 4, pp. 235-241.

Atzl, G., Brandtner, M., Selan, V., Moritz, B. (2015): Numerical Analyses of deep tunnels driven through massive faults. *Proceedings EUROCK 2015, Salzburg*, pp. 877 – 882.

Barton, N. (1991): Geotechnical design. In *World Tunnelling* (November), pp. 410–416.

Barton, N. (2002): Some new Q-value correlations to assist in the site characterisation and tunnel design. In *Int. J. Rock Mech. Min.* 39, pp. 185–216.

Barton, N. (2007): *Rock quality, seismic velocity, attenuation and anisotropy*. 1 volume. Leiden, The Netherlands: Taylor & Francis/Balkema.

Barton, N. and Grimstad, E. (1994): The Q-system following twenty years of application in NMT support selection. *43rd Geomechanics Colloquy, Salzburg, Felsbau*, 6/94, pp. 428-436.

Barton, N., Loset, F., Lien, R., Lunde, J. (1980): Application of the Q-system in design decisions concerning dimensions and appropriate support for underground installations. In: *Int. Conf. Sub-surface Space, Rockstore, Stockholm, 1980*, vol. 2, pp. 553–561.

Barton, N., Lien, R., Lunde, J. (1974): Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mech.* 6, pp. 189–239.

Bieniawski, Z. T. (1974): Geomechanics classification of rock masses and its application in tunnelling. In: *Proceedings of the 3rd International Congress on Rock Mechanics, Denver, 1974*, pp. 27–32.

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

Bieniawski, Z. T. (1976): Rock mass classification in rock engineering. In: *Exploration for Rock Engineering*, vol. 1, pp. 97–106.

Bieniawski, Z. T. (1978): Determining rock mass deformability: experience from case histories. In *International Journal Rock Mechanics Mining Sciences, Geomechanics Abstracts* 15, pp. 237–247.

Bieniawski, Z. T. (1989): *Engineering Rock Mass Classifications*. John Wiley and Sons, New York.

Brown, E. T. and Hood, M. (1999): Mining rock mechanics, yesterday, today and tomorrow. In: *Proc. 9th ISRM Congress. Paris, 25-28.08.1999*, International Society for Rock Mechanics, pp. 1551–1576.

Brown, E. T. (2009): Estimating the mechanical properties of rock masses. In: Y. Potvin, J. Carter, A. Dyskin, R. Jeffrey (Eds.): *Proc. SHIRMS*. Perth. Australian Centre for Geomechanics.

Budil, A. (1996): Längsverschiebungen beim Tunnelvortrieb. Dissertation am Institut für Felsmechanik und Tunnelbau, TU - Graz.

Cai, M., Kaiser, P. K., Tasataska, Y., Minami, N. (2007): Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 44, pp. 247–265.

Coates, D. F. and Patching, D. H. (1968): A recommended rock classification for rock mechanics purposes. In: *CIM Bull.* (October), pp. 1195–1197.

Coates, D. F. (1970): *Rock Mechanics Principles*. Ottawa, Canada: Information Canada (Mines Branch Monograph 874).

Deere, D. U (1968): Geological considerations. In: Stagg, K. G. and Zienkiewicz, O. C. (eds.): *Rock Mechanics in Engineering Practice*. Wiley, London, pp. 1–20.

Diederichs, M. S., Kaiser, P. K., Eberhardt, E. (2004): Damage initiation and propagation in hard rock during tunnelling and the influence of near-face stress rotation. *Int. J. Rock Mech. and Min. Sci.*, 41 (5), pp. 785–812.

Diederichs, M. S. (2006): Empirical estimation of rock mass modulus. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 43, pp. 203–215.

Diederichs, M. S. and Carvalho, J. L. (2007): A modified approach for predicting strength and postyield behaviour of high GSI rock masses in strong brittle rocks. In: Eberhard, Stead, Morris: (Eds.): *Rock Mechanics meeting Society's Challenges and Demands. Proceedings 1st Canada-U.S. Rock Mechanics Symposium*. Canadian Rock Mechanics Society. Leiden: Taylor & Francis, pp. 277–285.

Edelbro, C., Sjöberg, J., Nordlund, E. (2006): A quantitative comparison of strength criteria for hard rock masses. *Tunnelling and Underground Space Technology* 22(1), pp. 57–68.

Edelbro, C. (2008): *Strength, fallouts and numerical modelling of hard rock masses*. Dissertation. Lulea University of Technology, Lulea. Mining and Geotechnical Engineering.

Esterhuizen, G. S., Dolinar, D. R., Ellenberger, J. L., Prosser, L. J. (2011): *Pillar and Roof Span Guidelines for Underground Stone Mines*: Department of Health and human Services (Information Circular, IC 9526).

Fairhurst, C. and Crouch, S. (1975): *Design Methods in Rock Engineering*. Proc. 16th US-Rock Mechanics Symposium. 16th US Rock Mechanics Symposium. US Rock Mechanics Society. New York: ASCE.

Gasser, O. (2010): *Ermittlung des Gebirgsverhaltens mittels diskreter und verschmierter Modellierung*. Masterarbeit am Institut für Felsmechanik und Tunnelbau, TU - Graz.

Goel, R. K., Jethwa, J. L., Paithankar, A. G. (1995): Correlation between Barton's Q and Bieniawki's RMR - a new approach. *Int. J. Rock Mech. Min.* 33 (2), pp. 179-181 (Technical Note).

Goricki A. and Pimentel E. (2015): Triaxial Tests on Cataclasites, *Rock Mech Rock Eng*, Vol. 48, pp. 2167–2171.

Hajiabdolmajid, V., Kaiser, P. K., Martin, C. D. (2002): Modelling of brittle failure of rock. *Int. J. Rock Mech. Min.* 39, pp. 731–741.

Hardy, M. and Agapito, J. F. T. (1975): Pillar design in underground oil shale mines. In: C. Fairhurst, S. L. Crouch (Eds.): *Design Methods in Rock Engineering*. Proc. 16th US-Rock Mechanics Symposium. US Rock Mechanics Society. New York: ASCE, pp. 257–265.

Hedley, D. G. F. and Grant, F. (1972): Stope and pillar design for the Elliot Lake Uranium Mines. In: *CIM Bulletin* (July).

Herget, G. and Vongpaisal, S. (eds.) (1987): *Proceedings 6th Congress of International Society for Rock Mechanics*. Montreal, Canada. International Society for Rock Mechanics. 3 volumes. Rotterdam: A.A. Balkema.

Hoek, E. and Brown, E. T. (1988): The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update. In: *Proceedings of 15th Can. Rock Mech. Symp.*, University of Toronto, 1988, pp. 3-38.

Hoek, E., Kaiser, P. K., Bawden, W. F. (1995): *Support of underground excavations in hard rock*. Rotterdam Brookfield: A. A-Balkema.

Hoek, E. (1999): Putting Numbers to Geology - An Engineer's Viewpoint. In *Felsbau* 17 (3), pp. 139–151.

Hoek, E., Carranza-Torres, C., Corkum, B. (2002): Hoek-Brown failure criterion - 2002 ed. In: *Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium and 17th Tunnelling Association of Canada Conference: NARMS-TAC 2002, July 7-10, University of Toronto*, pp. 267–271.

Hoek, E. (2004): Estimates of rock mass strength. Discussion paper No. 4, www.rocscience.com.

Hoek, E. (2005): Uniaxial compressive strength versus Global strength in the Hoek-Brown criterion. Vancouver 30 March 2005. Source: Internet.

Hoek, E. and Diederichs, M. S. (2006): Empirical estimation of rock mass modulus. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 43, pp. 203–215.

Hoek, E., Carter, T. G., Diederichs, M.S. (2013): Quantification of the Geological Strength Index-Chart. Paper presented at the 47th US Rock Mechanics /Geomechanics Symposium. San Francisco, CA, USA, June 23-26, 2013.

Hudyma, M. R. (1988): Rib pillar design in open stope mining. MSc Thesis. The University of British Columbia, Vancouver. Mining and Mineral Processing Engineering.

Hustrulid, W. A. (1976): A review of coal pillar strength formulas. *Rock Mechanics* 8, pp. 115–145.

Jakubec, J. and Esterhuizen, G. S. (2007): Use of mining rock mass rating (MRMR) classification: Industry experience. In: Proc. of the Intern. Workshop on Rock Mass Classification in Underground Mining, US-Department of Health and Human Services-NIOSH, IC 9498.

Jung, G. and Marence, M. (2004): Comparison of international and Austrian rock mechanical design procedures. In: W. Schubert (ed.): Proc. of the ISRM Regional Symposium EUROCK 2004 & 53rd Geomechanical Colloquy, 7. - 9.10.2004, Salzburg, pp. 41–46, Glückauf Verlag Essen.

Kaiser, P. K., Diederichs, M. S., Martin, C. D., Sharp, J., Steiner, W. (2000): Underground works in hard rock tunnelling and mining. Proceedings GeoEng 2000, Technomic Publishing Company, Lancaster, PA., 1, pp. 841–926.

Krauland, N., Söder, P., Agmalm, G. (1989): Determination of rock mass strength by rock mass classification some experience and questions from Boliden mines. Int. J. Rock Mech. Min. 26 (1), pp. 115–123.

Krauland, N. and Söder, P. (1987): Determining pillar strength from pillar failure observation. In: E & MJ, pp. 34–40.

Kwasniewski, M. A. (1993): Mechanical behavior of anisotropic rocks. In: Comprehensive Rock Engineering, Principles, Practice and Projects (Ed. in Chief. J.A. Hudson) Vol.1, pp. 285–312. Pergamon Press.

Laubscher, D. H. (1977): Geomechanics classification of jointed rock masses-mining applications. In: J. S. Afr. Inst. Min. Metall. A 86, pp. A1–A8.

Laubscher, D. H. (1984): Design aspects and effectiveness of support systems in different mining conditions. In: J. S. Afr. Inst. Min. Metall. A 93, pp. A70–A81.

Laubscher, D. H. (1990): A Geomechanics classification system for the rating of rock masses in mine design. J. S. Afr. Inst. Min. Metall. 90 (10), pp. 257–273.

Laubscher, D. H. and Jakubec, J. (2000): The IRMR/MRMR rock mass classification system for jointed rock masses. In: SME (Ed.). SME Annual Meeting. Salt Lake City, 28. 02. - 01. 03. SME.

Lauffer, H. (1958): Gebirgsklassifikation für den Stollenbau. Geologie und Bauwesen 24, pp. 46–51.

Lauffer, H. und Seeber, G. (1966): Die Messung der Felsnachgiebigkeit mit der TIWAG-Radialpresse und ihre Kontrolle durch Dehnungsmessungen an der Druckschachtpanzerung des Kaunertalkraftwerks. In: Proc. 1st Congr. ISRM, Vol. 2. Lissabon.

Lunder, P. J. (1994): Hard rock pillar strength estimation an applied empirical approach. M. Sc. Thesis, The University of British Columbia, Vancouver, Canada. Dep. of Mining and Mineral Processing Engineering.

Lunder, P. J. and Pakalnis, R. C. (1997): Determination of the strength of hard rock pillars. In CIM-Bulletin (September), pp. 51–55.

- Malan, D. F. and Napier, J. A. L. (2011): The design of stable pillars in the Bushveld Complex mines: a problem solved? *J. S. Afr. Inst. Min. Metall.* Vol. 111, pp. 821-836.
- Martin, C. D. (1993): Strength of massive Lac du Bonnet granite around underground openings. Ph.D. Thesis, Department of Civil and Geological Engineering, University of Manitoba, Winnipeg, Canada.
- Martin, C. D. and Maybee, W. G. (2008): The strength of hard rock pillars. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 37, pp. 1239–1246.
- Maybee, W. G. (2000): Pillar design in hard brittle rock. MSc Thesis. Laurentian University, Sudbury, Ontario, Canada.
- Murawski, H. (1992): *Geologisches Wörterbuch*. Ferdinand Enke Verlag Stuttgart.
- Okubo, S. (1990): Technical note: Loading rate dependence of class II rock behaviour in uniaxial and triaxial compression tests - an application of a proposed new control method. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 27/6.
- Ortlepp, W. D. and Gay, N. C. (1984): Performance of an experimental tunnel subjected to stresses ranging from 50 MPa to 280 MPa. In: *Design and performance of underground excavations*, (eds. E.T. Brown and J.A. Hudson), 337-346, London: Brit. Geotech. Soc.
- Palmstrom, A. (1995): RMI - A rock mass characterisation system for rock engineering purposes. Oslo (PhD-thesis).
- Palmstrom, A. (2001): Measurement and characterization of rock mass jointing. In: *In-situ characterization of rock*, Chapter 2 (Eds. V.M. Sharma and K.R. Saxena). A. A. Balkema Publishers.
- Poisel, A. and Poisel, R. (2016): About the behaviour of shafts and tunnels in a faulted rock mass. *Proceedings 45. Geomechanik-Kolloquium, TU Bergakademie Freiberg*, pp. 111-124.
- Potvin, Y. (1985): Investigation of underground pillar design procedures. MSc. Thesis, The University of British Columbia, Vancouver.
- Potvin, Y., Carter, J., Dyskin, A., Jeffrey, R. (eds.) (2009): *Proc. SHIRMS*, Perth. Australian Centre for Geomechanics.
- Potvin, Y., Dight, P. M., Wesseloo, J. (2012): Some pitfalls and misuses of rock mass classification systems for mine design. *J. S. Afr. Inst. Min. Metall.* 112 (8), pp. 697–701.
- Ramamurthy, T. (2004): A geo-engineering classification for rocks and rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 41, pp. 89–101.
- Ryder, J. A. and Jager, A. J. (2002): *A textbook on Rock Mechanics for Tabular Hard Rock Mines*. Published by the Safety in Mibnes Research Advisory Committee. Braamfontein Centre, 23 Jorissen Street, Braamfontein 2001, Johannesburg, South Africa.

Salamon, M. D. G. and Munro, A. H. (1967): A study of the strength of coal pillars. J. S. Afr. Inst. Min. Metall. (September).

Schmertmann, J. H. and Osterberg, J. O. (1960): An experimental study of the development of cohesion and friction with axial strain in saturated cohesive soils. Research conference on shear strength of cohesive soils. Boulder, CO., New York, ASCE. pp. 643-666.

Sjöberg, J. (1992): Failure modes and pillar behaviour in the Zinkgruvan mine. In: J. A. Tillerson, W. A., Wawersik (Eds.): Proceedings of 33rd US Rock Mechanics Symposium. Santa Fe. US. Rock Mechanics Society. Rotterdam: A.A. Balkema, pp. 491–500.

Steindorfer, A. (1998): Short term prediction of rock mass behaviour in tunnelling by advanced analysis of displacement monitoring data, Geotechnical Group Graz, Vol. 1, 111 pp.

Stille, H., Growth, T., Frederiksson, A. (1982): FEM analysis of rock mechanics problems with JOBFEM. BeFo Swedish Rock Eng. Res. Found., 307:82

Stini, J. (1950): Tunnelbaugeologie. Wien: Springer.

Suorineni, F. T. (2014): Reflections on empirical methods in Geomechanics – The unmentionables and hidden risks. In: Ausrock 2014: Third Australasian Ground Control in Mining Conference. Sydney, NSW, Australia, 5-6 Nov. 2014, pp. 143- 155.

Tillerson, J. A. and Wawersik, W. A. (1992): Proceedings of 33rd US Rock Mechanics Symposium. 33rd US Rock Mechanics Symposium. Santa Fe. US Rock Mechanics Society. Rotterdam: A.A. Balkema.

Vogelhuber, M. (2007): Der Einfluss des Porenwasserdrucks auf das mechanische Verhalten kirkiritisierter Gesteine. Institut für Geotechnik an der ETH Zürich, Dissertation Nr. 17079.

Volderauer, C., Marcher, T., Galler R. (2012): 3-Dimensional Numerical Calculations considering geotechnical measurement data. Berg- und Hüttenmännische Monatshefte 157, pp. 451-458.

Von Kimmelman, M. R., Hyde, B., Madgwick, R.J. (1984): The use of computer applications at BLC Limited in planning pillar extraction and design of mining layouts. In: Proceedings of ISRM-Symposium, Brown, E.T. & Hudson, J.A: (eds.): Design and Performance of Underground Excavations, pp. 53–63.

Wagner, H. (1987): Design and support of underground excavations in highly stressed rock. In: Herget, G. & Vongpaisal, S. (eds.) In: Proceedings: 6th Congress of International Society for Rock Mechanics, vol. 3, Montreal, Canada. International Society for Rock Mechanics. 3 volumes. Rotterdam: A.A. Balkema, pp. 1443–1457.

Walton, G., Diederichs, M. S., Alejano, L. R., Arzua, J. (2004): Verification of laboratory-based dilation model for in situ conditions using continuum models. J. Rock Mech. Geotech. Eng. 6, pp. 522–534.

Zhao, X., Cai, M., Meifeng, Cai, M. (2010): Considerations of rock dilation modelling failure and deformation of hard rocks - a case study of the mine-by test tunnel in Canada. *J. Rock Mech. Geotech. Eng.* 2/4, pp. 338–349.

7.4 Literatur zum Kapitel 6: Gebirgsarten

Medley, E. W. (2001): Characterization of Franciscan Melanges and Other Heterogeneous Rock/Soil Mixtures. In: Ferriz, H and Anderson, R. (eds): *Engineering Geology Practice in Northern California*, Bulletin 210, California Geological Survey and Special Publication 12, Association of Engineering Geologists, pp. 107–122.

Fasching, F. und Vanek, R. (2011): Ingenieurgeologische Charakterisierung von Störungsgesteinen und Störungszonen. – *Geomechanics and Tunnelling*, 4/3, pp. 181–194.

ANHANG 1: ABKÜRZUNGEN

In der Literatur finden sich viele unterschiedliche Bezeichnungen der Gesteinsdruckfestigkeit und der Gebirgsdruckfestigkeit. Der Vollständigkeit halber werden diese hier angegeben.

Gesteins- und Gebirgsfestigkeit

Gesteinsdruckfestigkeit

σ_c einaxiale Gesteinsdruckfestigkeit [MPa]

σ_{ci} einaxiale Gesteinsdruckfestigkeit [MPa]

UCS..... einaxiale Gesteinsdruckfestigkeit [MPa]

Gebirgsdruckfestigkeit

σ_{cm} einaxiale Gebirgsdruckfestigkeit [MPa]

σ_{rm} einaxiale Gebirgsdruckfestigkeit [MPa]

Charakteristische Schwell- oder Grenzwerte beim Belastungs-Verformungsverhalten von Gestein (Anhang 4, Abbildung A4.1)

σ_{cc} Risschließung-Grenzwert [MPa]

σ_{ci} Rissinitiierung-Schwellwert [MPa]

σ_{cd} Risschaden-Schwellwert [MPa]

σ_{res} Restfestigkeit [MPa]

Bezeichnung der Spannungen und Verformungen

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ Hauptspannungen [MPa]

$\tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{zy}$ Scherspannungen [MPa]

ε_{axial} axiale Dehnung/Stauchung [mm/mm]

$\varepsilon_{lateral}$ laterale Dehnung/Stauchung [mm/mm]

$\varepsilon_{volumetric}$ volumetrische Kompression/Expansion [mm/mm]

Gesteins- und Gebirgsparameter

ν Poisson Zahl

ρ Gesteinsdichte [t/m³]

E Elastizitätsmodul [GPa]

$E_{Gestein}$ Elastizitätsmodul des Gesteins [GPa]

E_{mass} Elastizitätsmodul des Gebirges [GPa]

$E_{Gebirge}$ Elastizitätsmodul des Gebirges [GPa]

G Schermodul [GPa]

MR Modulverhältnis nach Deere (1968)

V_p Druckwellenausbreitungsgeschwindigkeit des Gebirges [km/s]

V_s Scherwellenausbreitungsgeschwindigkeit des Gebirges [km/s]

Bezeichnungen der Gebirgskennwerte

RMR Rock Mass Rating nach Bieniawski

RMR_{basic} RMR-Wert für trockene Gebirgsverhältnisse und ohne Korrektur für Kluftrichtung

$MRMR$ Mine Rock Mass Rating nach Laubscher

Q Gebirgsqualität nach Barton

Q_c $Q_c = Q * \frac{\sigma_c}{100}$

RMi Gebirgsindex nach Palmstrom

JP Klüftigkeitsparameter

N Gebirgsnummer

GSI Geological Strength Index nach Hoek et al.

RQD Rock Quality Designator nach Deere (prozentueller Anteil der Bohrkernstücke mit Länge > 100 mm an der gesamten Bohrkernlänge)

Allgemeines Hoek-Brown Bruchkriterium

m_j charakteristischer Gesteinsparameter der die Festigkeitszunahme mit dem Umschlingungsdruck beschreibt

m_b charakteristischer Gebirgsparameter der die Festigkeitszunahme mit dem Umschlingungsdruck beschreibt

a der Exponent a ist meist 0,5 er kann bei sehr weichen Gesteinen einen Wert von 0,65 erreichen

s Faktor der den Zerlegungsgrad des Gebirges beschreibt

$s = 0$ für stark zerlegtes Gebirge (Lockergebirge)

$s = 1$ für ungeklüftetes intaktes Gebirge

D Maß der Gebirgsbeeinflussung durch die Art des Lösens beim Ausbruch:

Anmerkung: D gilt nur in unmittelbarer Umgebung des Hohlraums und nicht für das gesamte Gebirgsvolumen

$D = 0$ mechanisches Lösen, sehr schonendes Sprengen,

$D = 1$ normales Sprengen

ANHANG 2: METHODEN ZUR BERECHNUNG DES WASSERZUTRITTES

1. Vollkommene Drainage

$$Q_{st,t} = A * GWN$$

mit: $Q_{st,t}$ Abfluss, in [l/s]

A betroffenes Einzugsgebiet, in [km²]

GWN Grundwasserneubildung in A, in [l/s.km²]

2. Zylinderformel

$$Q = 2\pi r i K * l$$

mit: Q Abfluss, in [m³/s]

r Radius des Tunnels [m]

i hydraulischer Gradient [-]

K hydraulische Durchlässigkeit [m/s]

l Länge des betrachteten Abschnitts [m]

3. Goodman et al. (1965)

$$Q = \frac{2\pi k l (H - h)}{\ln\left(\frac{2H - 2h}{r}\right)}$$

mit: Q Abfluss, in [m³/s]

k hydraulische Durchlässigkeit [m/s]

l Länge des betrachteten Abschnitts [m]

H Grundwasserspiegel absolut [m.ü.A. bzw. NN]

h Absolutes Niveau der Tunnelmitte [m.ü.A. bzw. NN]

r Tunnelradius in [m]

4. Jacob and Lohmann (1952)

$$Q(t) = \frac{4\pi k l (H(t) - h)}{\ln\left(\frac{2,25 k l t}{S r^2}\right)}$$

mit: Q Abfluss, in [m³/s] zum Zeitpunkt t, in [s]

k hydraulische Durchlässigkeit [m/s]

l Länge des betrachteten Abschnitts [m]

H Grundwasserspiegel absolut [m.ü.A. bzw. NN]

h Absolutes Niveau der Tunnelmitte [m.ü.A. bzw. NN]

S Speicherkoeffizient [-]

ANHANG 3: MESSMETHODEN ZUR BESTIMMUNG DER PRIMÄR-SPANNUNGEN

Messmethoden zur insitu Spannungsermittlung							
Name	Methode		Ergebnis	Ausführungs details	Einschränkungen	Literatur	
	Beschreibung	Effekt				Zitat	Titel
Erkundungen von der Geländeoberfläche, "Erkundungsbohrungen"							
Hydraulic Fracturing ("HF")	Einpresse von Wasser unter hohem Druck in einem mit Packern abgedichteten Bohrochabschnitt	im ungeklüfteten Gebirge werden neue Klüfte geschaffen	Richtung und Größe der minimalen und maximalen Spannung	als einzige Methode bei Bohrtiefen >200m einsetzbar (Fecker 2004)	im unverrohrten Bohrfloch, setzt gutes Gebirge voraus.	ISRM suggested methods for rock stress estimation 2003	part 3 hydraulic fracturing of preexisting fractures
hydraulic testing of preexisting fractures ("HTPF")	Veragen der Bohrochwand bei hohen Spannungen	bestehende Klüfte werden geöffnet	Erfassung des kompletten Spannungstensor.	Beobachtung im unverrohrtem Bohrfloch	nur bei sehr hohem Spannungsniveau im kluftarmen Gebirge zu beobachten		
Bohrloch randausbrüche		Beobachtungs-methode (Kamera oder Bohrochscans optisch oder akustisch)	Richtung der größten Horizontalspannung				
Dilatometer test	Aufweihen der Bohrochwandung durch Packer	Verformung bei Druckbelastung	Verformungsparameter (Schemodul des Gebirges aus dem der Elastizitätsmodul abgeleitet werden kann)	im frisch gebohrtem Gebirge, in Abhängigkeit von Bohrdurchmesser ev. in Vorausbohrung		ÖNORM EN ISO 22476-5	Teil 5 Versuch mit dem flexiblen Dilatometer
Erkundungen im Stollen, entweder direkt oder mittels "kurzer" Bohrungen vom Stollen aus							
Doorstopper	auf geglätteter Bohrochsohle wird Dinnstreifen aufgeklebt und Schneiden von 20mm tiefen, axialen Schlitzen in Bohrochwand (in 3 orthogonalen Bohrungen)	Entlastungsmethode	Erfassung des Spannungstensor.	3 Bohrlöcher in 3 Raumrichtungen erforderlich	bis 30m Tiefe einsetzbar (üblich >2 Tunneldurchmesser)	ISRM suggested methods for rock stress estimation 2003	part 2 overcoring methods
Bohrlochschlitz entlastung	Vorausbohrung in Bohrochsohle und anschließendes Überbohren	Entlastungsmethode	Erfassung des Spannungstensor.	4 Bohrlöcher in 3 Raumrichtungen erforderlich	bis 30m Tiefe einsetzbar (üblich >2 Tunneldurchmesser)	FECKER 2004	
Bohrlochmanöver mit Triaxialzelle (Overcoring)	Schlitz in Stollenwand in einer Tiefe von mindestens ~40cm	Entlastungsmethode	Erfassung des Spannungstensor.	1 Bohrfloch zur Erfassung, aber mehrere Bohrlöcher zur Mittelwerbildung empfohlen	heute bis ca. 150m Tiefe einsetzbar, Bohrung 146mm Durchmesser (FECKER 2004)	ISRM suggested methods for rock stress estimation 2003	part 2 overcoring methods
Druckkissen Flat jack		Kompensations methode	Erfassung des sekundären Spannungsfeldes um Stollen	1 Schlitz erfasst nur 1 Richtung, 6 Schlitz sind für gesamten Spannungstensor erforderlich	Hohlraumnahe Erfassung (nicht primärer Spannungszustand)	ISRM suggested methods for rock stress determination 1987	method 1 Rock stress determination using a flat jack
Radialpresse (radial jacking test)	Stollenaufweitung mit Radialpresse	Verformung bei radialer Belastung erfasst auch Anisotropien	Bestimmung Elastischer -und Verformungsmodul	Belastungsrichtung ist rechtwinklig zu Stollennachse	Betonauskleidung des Stollen erforderlich, aufwändig	ISRM suggested methods for determining in situ deformability of rock 1978	part 3 radial jacking test
Stempel-presse (plate test, uniaxial jacking test)	Stollenaufweitung mit Stempel	Verformung bei einachsialer Belastung	Bestimmung Elastischer -und Verformungsmodul	Belastungsrichtung ist rechtwinklig zu Stollennachse		ISRM suggested methods for determining in situ deformability of rock 1978	part 1 plate test
Entlastungsmethode							
Kompensations methode							
Berechnung der Spannungen aus den gemessenen Verformungen bei Entlastung							
Berechnung der Spannungen aus den Kräften die notwendig sind eine künstlich herbeigeführte Verformung rückgängig zu machen							

ANHANG 4: MECHANISCHES VERHALTEN VON GESTEIN

Die grundlegenden Aspekte des Verhaltens des Gebirges werden vorerst mit Hilfe der bei Untersuchungen an Gesteinen gewonnenen Erkenntnisse behandelt.

1. Verhalten bei einaxialer Druckbelastung

Abbildung A4.1 zeigt das Spannungs-Verformungsverhalten eines Probekörpers aus festem, relativ sprödem Gestein bei einaxialer Druckbelastung. Die Prozesse, die zum Versagen im einaxialen Spannungszustand führen, sind in Tabelle A4.1 beschrieben.

Die Zunahme der lateralen Verformung über das elastische Verhalten hinaus wird als Dilatation bezeichnet. Dilatantes Verhalten wird durch die Bildung und Öffnung von subparallel zu σ_1 orientierten Rissen verursacht und wird als nichtlinear ansteigende Zunahme der lateralen Verformung registriert.

Das in Tabelle A4.1 beschriebene Verhalten gilt für Gebirge, welches aus harten, spröden Festgesteinen besteht. Das Auftreten von Mikrorissen bei Druckspannungen von weniger als der halben Druckfestigkeit des Gesteins kann im Falle von Tunneln in spröden Gebirgsformationen bereits bei verhältnismäßig geringen Überlagerungen zur Schalenbildung in den am stärksten beanspruchten Bereichen des Ausbruchsrandes führen.

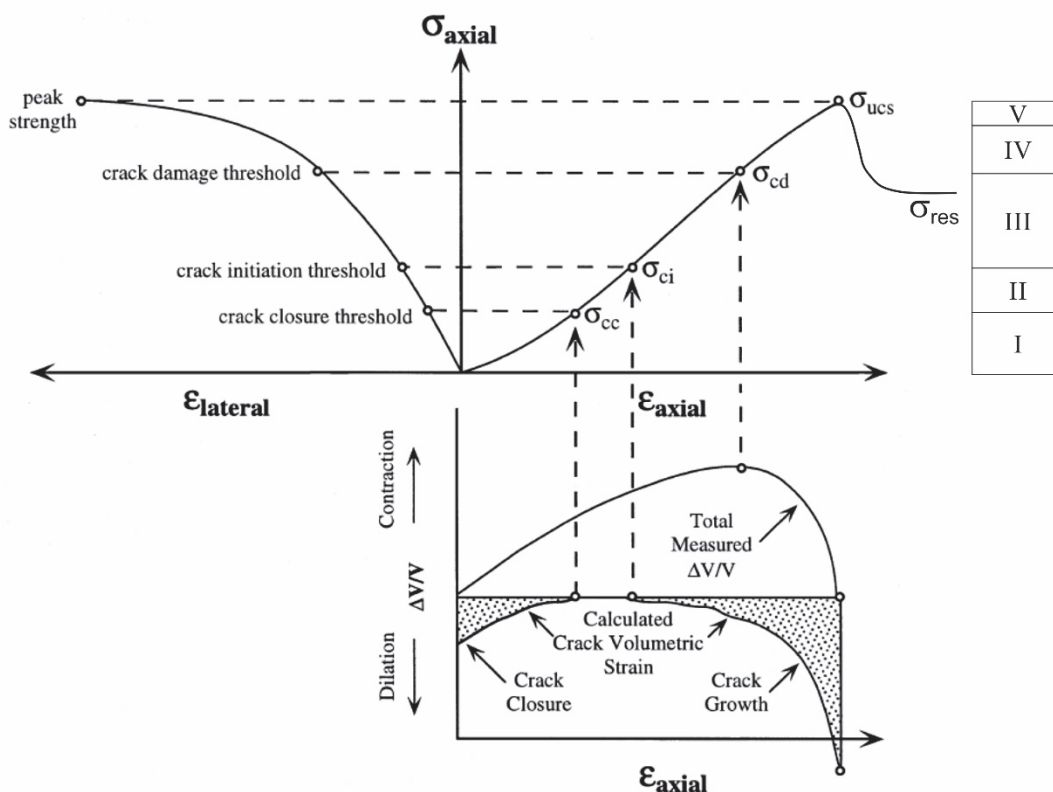


Abbildung A4.1: Vollständiges Spannungs-Verformungsverhalten von Gesteinen bei einaxialer Druckbeanspruchung (nach: Martin 1993).

Tabelle A4.1: Last-Verformungsverhalten von festen spröden Gesteinen.

Bereich	Spannungsbereich	Verhalten
I	$\sigma_1 < 0,15 \cdot \sigma_{UCS}$	Schließen von Mikrorissen, nichtlineares Verformungsverhalten
II	$0,15 \cdot \sigma_{UCS} < \sigma_1 < 0,40 \cdot \sigma_{UCS}$	Linear elastisches Verformungsverhalten
III	$0,40 \cdot \sigma_{UCS} < \sigma_1 < 0,60 \cdot \sigma_{UCS}$	Auftreten von Mikrorissen subparallel zu σ_1 , Zunahme der lateralen Verformung (Dilatation)
IV	$0,60 \cdot \sigma_{UCS} < \sigma_1 < 0,90 \cdot \sigma_{UCS}$	Starke Zunahme der Mikrorisse, Mikrorisse beginnen sich zu einer Bruchfläche zu formieren. Zunahme der axialen Verformung (Verflachen der Last-Verformungskurve). Zunahme der lateralen Verformung (Dilatation)
V	$0,90 \cdot \sigma_{UCS} < \sigma_1 < \sigma_{UCS}$	Zunehmende Verflachung der Last-Verformungskurve. Abnahme der Mikrorissneubildung, Ausbildung der Bruchfläche, Überschreiten des maximalen Widerstandes gegen Verformung, Versagen entlang der Bruchfläche
VI	$\sigma_1 \rightarrow \sigma_{res}$	„post-failure“-Bereich, Verhalten hängt vom Seitendruck und der Steifigkeit des Belastungssystems ab. Bruchversagen kann kontrolliert oder unkontrolliert erfolgen
VII	$\sigma_1 = \sigma_{res}$	Restfestigkeit: Größe abhängig von Reibungs- und Verzahnungseffekten an der vollständig ausgebildeten Bruchfläche

2. Verhalten bei dreiaxialer Druckbelastung

Insbesondere im Falle tiefliegender Tunnel muss das Verhalten des Gebirges bei höheren Seitendrücken berücksichtigt werden. Bei allseitiger Druckbelastung nimmt die Gesteinsfestigkeit mit dem Seitendruck zu. Gleichzeitig verändert sich auch das Verformungsverhalten. Mit zunehmendem Seitendruck nimmt das Stauchungsverhältnis zu, d.h. die Stauchung beim Erreichen des Maximalwertes der aufnehmbaren Belastung steigt mit zunehmendem Seitendruck. In gleicher Weise nimmt die Rate der Festigkeitsabnahme nach Überschreiten der maximalen Festigkeit mit zunehmendem Seitendruck ab, d.h. das Materialverhalten wird duktiler (Abbildung A4.2). Bei

weiterer Steigerung des Seitendruckes kann der Übergang von sprödem zu duktilem Verformungsverhalten beobachtet werden (Abbildung A4.2 (c)). Der konkrete Einfluss des Seitendruckes auf das Verformungsverhalten ist stark vom Gesteinstyp abhängig.

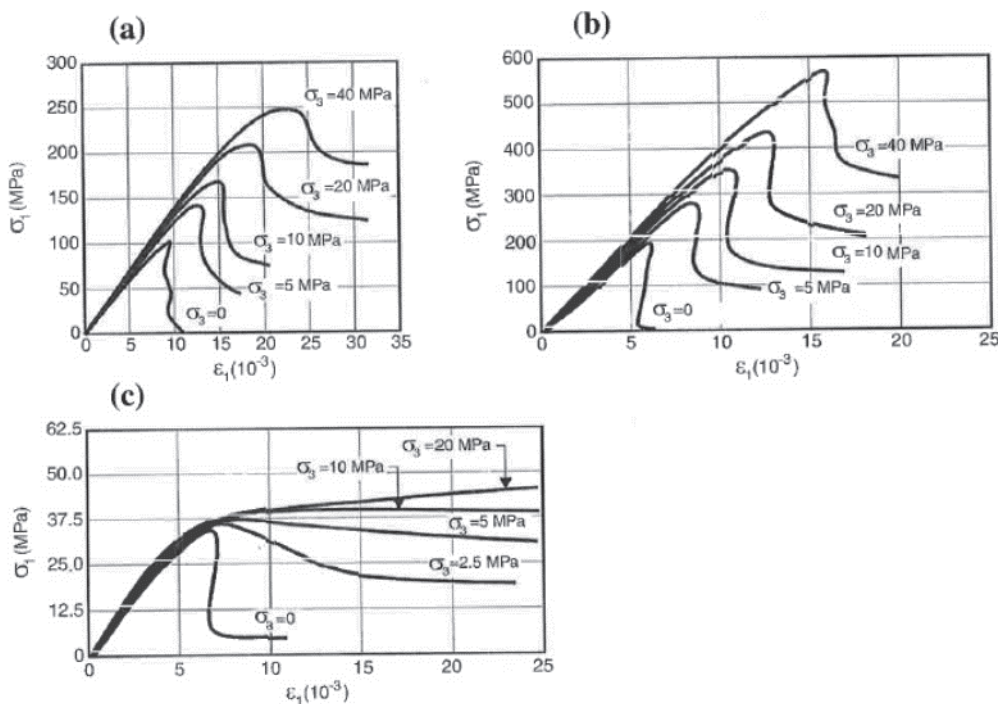


Abbildung A4.2: Belastungs-Verformungsverhalten von drei verschiedenen Gesteinen bei dreiaxialer Druckbelastung: a) Andesit, b) Granit, c) Tuff (nach: Okubo et al. 1990).

3. Richtungsabhängigkeit der Eigenschaften anisotroper Gesteine

Viele Gesteine weisen richtungsabhängige mechanische Eigenschaften auf. Diese hängen entweder mit den Ablagerungsbedingungen der Sedimentgesteine zusammen oder sind eine Folge nachfolgender Temperaturbedingungen oder von Druckbelastung, die eine Einregelung von plättchenförmigen oder stengeligen Mineralen zur Folge haben (metamorphe Gesteine).

Sedimentgesteine und metamorphe Gesteine zeigen ein ausgeprägtes transversal isotropes Verhalten. Typische Eigenschaften dieser Gesteine sind (Kwasniewski 1993):

- Die Druckfestigkeit der Gesteine ist in Gefügerichtung und normal darauf am höchsten. Die geringste Druckfestigkeit wird bei einem Winkel von 30° - 45° zwischen der Gefügerichtung und der Richtung der maximalen Druckspannung beobachtet. Mit zunehmendem Seitendruck nimmt die Festigkeitsanisotropie im Allgemeinen ab.
- Der Elastizitätsmodul von Sedimentgesteinen und von metamorphen Gesteinen ist parallel zur Gefügerichtung etwa 2- bis 3-mal (in stark geschieferten Gesteinen bis 5-mal) größer als normal darauf.

Die ausgeprägte Richtungsabhängigkeit der Eigenschaften von Sedimentgesteinen und von metamorphen Gesteinen muss bei der Projektplanung, der Erstellung des Untersuchungsprogramms und der numerischen Modellierung berücksichtigt werden.

ANHANG 5: BESCHREIBUNG VON VERFAHREN ZUR BEURTEILUNG VON GEBIRGE MIT ZAHLREICHEN TRENNFLÄCHEN

Parameter, welche zur Gebirgsbeurteilung herangezogen werden, sind die Gesteinsfestigkeit (einaxiale Gesteinsdruckfestigkeit, Punktlastfestigkeit), die Zahl der Trennflächensysteme, der Trennflächenabstand sowie Zustand der Trennflächen (Rauigkeit, Welligkeit, Persistenz, Verwitterung, Trennflächenfüllung, Öffnungsweite) und die Trennflächenorientierung.

Zahlreiche Verfahren wurden entwickelt, um diese Einflüsse auf die Gebirgskennwerte zu quantifizieren, u.a. von Bieniawski (1976, 1989), Barton (1974, 1980, 2002), Laubscher (1977, 1990), Hoek et al. (1992, 1994, 1995, 2000, 2002, 2013).

Die daraus abgeleiteten Gebirgskennwerte wurden einerseits zur Charakterisierung des Gebirges und darauf aufbauend zur Bestimmung der mechanischen Gebirgskennwerte verwendet. In weiterer Folge wurden sie andererseits auch zur Beurteilung des Systemverhaltens untertägiger Hohlräume und zur Bestimmung der Ausbauerfordernisse herangezogen. Von der Anwendung von skalaren Kennziffern (z.B. Q-Value, RMR) zur Beurteilung der Ausbauerfordernisse wird für tiefliegende Tunnel abgeraten, da die komplexen Wechselwirkungen von Gebirge und Hohlraum nicht mit Hilfe einer einfachen Kennzahl erfasst werden können.

Tabelle 5.1: Vergleich der derzeit international am häufigsten verwendeten Methoden der Ermittlung der Gebirgskennwerte (modifiziert nach: Jung and Marence 2004).

		HOEK-BROWN	BIENIAWSKI	BARTON
		1997	1989	1974
input parameter	rock		rock strength	
	discontinuities	"structure" (interlocking of blocks)	RQD (quality of drillcore) spacing of discontinuities	RQD (quality of drillcore) discontinuity sets
		condition of discontinuities	condition of discontinuities	roughness of discontinuities joint alteration
			orientation of discontinuities	
			groundwater conditions	groundwater conditions
				stress cond.
	result	GSI value 10-100	RMR value 0-100	Q value 0,001-1000

Die Methoden von Bieniawski (1976, 1989) und Barton (1974, 1980, 2002) zur Ermittlung der Gebirgskennwerte unterscheiden sich grundsätzlich von jener von Hoek et al. (1992, 1994, 1995, 2000, 2002, 2013). Während die beiden erstgenannten Autoren ihre Methoden zusätzlich zur Abschätzung der Gebirgsfestigkeits- und Verformungseigenschaften auch zur Ausbaudimensionierung verwenden, dient der nach dem Verfahren von Hoek et al. ermittelte GSI-Wert ausschließlich zur Bestimmung der Festigkeits- und Verformungseigenschaften des Gebirges.

Der RQD-Wert (Deere 1968) ist ein häufig verwendeter Eingangswert dieser Kennwertermittlungen. Er definiert den Prozentsatz an Bohrkernen, die eine Länge von > 10 cm aufweisen. Wenn keine Bohrkernkerne vorliegen, kann dieser Wert aus der Klüftigkeitszahl, mit Hilfe des „volumetric joint count J_v “ berechnet werden (Palmstrom 1982). J_v entspricht der Zahl der Klüfte/ m^3 Gebirge.

$$RQD = 115 - 3,3 \cdot J_v$$

Bei der Ermittlung des RQD-Wertes in der Umgebung tiefliegender Tunnel ist zu berücksichtigen, dass das Gebirge durch den Ausbruch und die dadurch hohen induzierten Spannungen beeinflusst wird. Bei Überschreitung der Gesteinsfestigkeit führt dies zum Auftreten zahlreicher Risse. Die in diesem Bereich bestimmten RQD- und Gesteinsfestigkeitswerte können daher nicht zur Bestimmung der Gebirgskennwerte herangezogen werden. Bohrkernkerne, die aus der unmittelbaren Umgebung bestehender Hohlräume entnommen werden, dürfen für die Bestimmung der Gebirgparameter ebenfalls nicht herangezogen werden.

RQD-Werte sind für die Beurteilung der Durchgängigkeit von Trennflächen nicht geeignet und können zu einer Überbewertung des Einflusses der Diskontinuitäten bei der Bestimmung der RMR-, Q- und GSI-Werte führen. Die Beurteilung des Trennflächenabstandes an Hand von RQD-Werten ist schwierig bis nicht möglich und erfordert Erfahrung, da die Bohrkernkerne nur Auskunft über die Trennflächensituation entlang der Bohrlochachse geben. Die Bestimmung des räumlichen Trennflächenabstandes erfordert eine detaillierte Analyse und Interpretation.

Die Erfahrung zeigt, dass aufgrund der genannten Schwierigkeiten eine Tendenz zur Überbewertung des Einflusses der Diskontinuitäten auf die Gebirgseigenschaften erfolgt, d.h. dass das Gebirge ungünstiger beurteilt wird als es tatsächlich ist.

Im Laufe der Jahre wurden die semi-empirischen Verfahren mehrfach überarbeitet und modifiziert. Vorsicht ist daher bei der Anwendung der Verfahren geboten und es ist erforderlich, auf das jeweilige Bezugsjahr zu verweisen. Im Falle sehr stark zerklüfteter Gebirgskörper (RMR- und GSI-Werte < 30 und Q-Werte $< 0,01$) können die Gebirgskennwerte mit diesen Methoden nicht abgeleitet werden, da diese infolge des dominierenden Einflusses des RQD-Wertes nicht verlässlich bestimmt werden können (Hoek 2004). Für Störungszonen sind diese Methoden in jedem Fall auf Grund der Variabilität (z.B. Block in Matrix) und Verformbarkeit ungeeignet. Hinweise betreffend Gebirgskennwerte von Störungszonen finden sich in Kapitel 5.4.

Auf die Details der Methoden zur Bestimmung der Gebirgskennwerte wird nicht näher eingegangen, da diese in der Literatur ausreichend beschrieben werden. Der Zusammenhang zwischen den am häufigsten angewendeten Methoden ist nachstehend angegeben.

Formeln und Zusammenhang von Gebirgskennzahlen

1. Zusammenhang zwischen GSI, RMR und Q:

Bieniawski (1989)

$$RMR \approx 9 \ln Q + 44$$

$$Q \gg e^{\frac{(RMR-44)}{9}}$$

Barton (1995)

$$RMR \approx 15 \log Q + 50$$

$$Q \approx 10^{\frac{(RMR-50)}{15}}$$

Hoek and Brown (1997)

Für besseres Gebirge ($GSI > 25$) kann der GSI-Wert direkt vom Bieniawski 1976 RMR-Wert geschätzt werden indem der Wasserwert auf 10 (trockenes Gebirge) und der Gefügeorientierungswert auf 0 gesetzt wird:

$$GSI = RMR_{76}$$

Im Falle der Version aus dem Jahr 1989 von Bieniawski's Gebirgsklassifikation kann der GSI-Wert vom RMR-Wert (Version 1989) geschätzt werden, indem der Wasserwert auf 15 und der Gefügeorientierungswert auf 0 gesetzt werden.

$$GSI = RMR_{89} - 5$$

2. Zusammenhang seismische Wellengeschwindigkeit und Gebirgskennzahlen:

Barton (1991)

für festes Gebirge (UCS 100 MPa)

$$V_p \approx 3,5 + \log Q \quad GSI = RMR_{89} - 5$$

Barton (2002)

Allgemeinere Formulierung, welche unterschiedliche Gebirgsfestigkeiten besser berücksichtigt:

$$Q_c = Q * \frac{\sigma_c}{100}$$

$$V_p \approx 3,5 + \log Q_c$$

ANHANG 6: FORMELN ZUR ABSCHÄTZUNG DER EINAXIALEN GEBIRGS-DRUCKFESTIGKEIT UND DES E-MODULS

Hoek-Brown-RMR76 Hoek and Brown (1988)

$$\sigma_{cm} = \sigma_c * \sqrt{e^{\frac{RMR_{basic}-100}{9}}}$$

Yudhbir-RMR76 Yudhbir et al. (1983)

$$\sigma_{cm} = \sigma_c * e^{[7,65 * (\frac{RMR_{basic}-100}{100})]}$$

Ramamurthy-RMR Ramamurthy (2004)

$$\sigma_{Gebirge} = \sigma_c * e^{[(\frac{RMR-100}{25})]}$$

Sheorey-RMR76 Sheorey (1997)

$$\sigma_{cm} = \sigma_c * e^{\left(\frac{RMR_{basic}-100}{20}\right)}$$

Laubscher-MRMR Laubscher (1984)

$$\sigma_{cm} = \sigma_c * \frac{(MRMR - \text{rating for } \sigma_c)}{100}$$

Barton-Q Barton (2002)

$$\sigma_{cm} = 5\rho * \left(Q * \frac{\sigma_c}{100}\right)^{1/3}$$

Singh-Goel-N Singh and Goel (1999)

$$\sigma_{cm} = \frac{5,5 * \rho * N^{1/3}}{B^{0,1}}$$

Palmstrom-RMi Palmstrom (1995)

$$RMi = \sigma_c * JP$$

Hoek-Brown-GSI

Hoek et al. (2002)

$$\sigma_{\text{Gebirge}} = \sigma_c * s^a$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

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

$$\sigma_{cm} = \sigma_c * e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)^{\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{(-GSI/15)} - e^{(-20/3)}\right)\right]}}$$

Allgemeines Hoek-Brown Bruchkriterium Hoek et al. (2002)

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left[m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right]^a$$

$$m_b = m_i \exp\left[\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right]$$

$$s = \exp\left[\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right]$$

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

Tabelle A6.1: Aus dem RMS-Wert abgeleitete Gebirgsdruckfestigkeit (Stille et al. 1982).

RMS-Wert	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20
σ_{cm} [MPa]	30	12	5	2,5	0,5

Zusammenhang zwischen E-Modul des Gebirges und Gebirgsklassifikation

Barton (1980)

$$E_{\text{Gebirge}} = 25 \log Q$$

Barton (2002)

$$E_{\text{Gebirge}} = 10 Q_c^{1/3}$$

$$Q_c = Q * \frac{\sigma_c}{100}$$

Bieniawski (1978) für RMR-Werte (50-90)

$$E_{\text{Gebirge}} = 2RMR - 100$$

Serafim et al. (1983) für RMR-Werte (20-80)

$$E_{\text{Gebirge}} = 10^{(RMR-10)/40}$$

Hoek and Brown (1997)

$$E_{\text{Gebirge}} = \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} * 10^{((GSI-10)/40)}$$

Hoek et al. (2002)

$$E_{\text{Gebirge}} = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} * 10^{((GSI-10)/40)}$$

Hoek and Diederichs (2006)

$$E_{\text{Gebirge}} = E_{\text{Gestein}} * \left[0,02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right]$$

$$E_{\text{Gestein}} = (MR) * \sigma_c$$

ANHANG 7: FORMELN ZUR ABSCHÄTZUNG DER FESTIGKEIT VON BERGFESTEN

Abkürzungen:

S_pFestfestigkeit [MPa]

σ_cEinaxiale Druckfestigkeit des intakten Gesteins [MPa]

σ_{rm}Gebirgsfestigkeit $\sigma_{rm} = K * \sigma_c$

WFestbreite [m]

HFesthöhe [m]

LFestlänge [m]

VFestvolumen [m³]

KGebirgsfestigkeitsreduktionsfaktor

Potvin, Hudyma, Miller (1989)

$$S_p = K * \sigma_c * \left(\frac{W}{H}\right) [MPa]$$

$K = 0,42$

Details: 0,4 < W/H < 3 Streifenfesten, Kammerfestenbau im Kanadischen Festgesteinsbergbau

Keine Informationen über das L/W Verhältnis

Anmerkung: Kein Festenversagen oberhalb W/H > 1,4

Hardy and Agapito (1975)

$$S_p = \sigma_c * \left(\frac{V}{V_s}\right)^{-0,118} * \left[\frac{W}{H} \frac{H}{W_s} \frac{H_s}{H_s}\right]^{0,833}$$

V_s Volumen des Probekörpers [m³]

W_s Breite des Probekörpers [m]

H_s Höhe des Probekörpers [m]

Details: Gebirge: kleinklüftiger Ölschiefer

Lunder and Pakalnis (1997)

$$S_p = K * \sigma_c * (0,68 + 0,52 * kapp)$$

$K = 0,3 - 0,51$...(üblich) 0,44

$$kapp = \tan \left[\cos^{-1} * \left(\frac{1 - C_{pav}}{1 + C_{pav}} \right) \right]$$

$$C_{pav} = 0,46 * \left[\log \left(\frac{W}{H} + 0,75 \right) \right]^{\frac{1,4}{(W/H)}}$$

$K = 0,44$

Details:

$0,4 < W/H < 3$

Datengrundlage sind hauptsächlich Streifenfesten unbekanntes L/W-Verhältnisses.

Die Daten enthalten die Ergebnisse von Lunder (1994), Hudyma (1988), Hedley and Grant (1972), Von Kimmelman et al (1984), Krauland and Soder (1987), Sjoberg (1992) und Brady (1977).

Gebirge: Kanadische Festgesteinsbergbaue

Salamon and Munro (1967)

$$S_p = 7,2 * \frac{W^{0,46}}{H^{0,66}} \quad [\text{MPa}]$$

Details:

$$0,8 < W/H < 4$$

Statistische Auswertung von 5-30 Jahre alten Festen im südafrikanischen Kohlebergbau.

Die einaxiale Druckfestigkeit der Prüfkörper mit 50 mm Durchmesser und 100 mm Länge ist 30 MPa.

$$K \sim 0,25$$

Hedley and Grant (1972)

$$S_p = 133 * \frac{W^{0,5}}{H^{0,75}} \quad [\text{MPa}]$$

Details:

$$1 < W/H < 2,5$$

Im Einfallen orientierte Streifenfesten mit einer Länge von durchschnittlich der 10-fachen Festenbreite ($L/W \sim 10$).

Gebirge: konglomeratische Uranflöze im kanadischen Bergbau, getrennt durch massive quarzische Schichten. Die einaxiale Druckfestigkeit ist 230 MPa.

Kommentar: Da die Festenformeln im Allgemeinen für quadratische Festen gelten wurde die Breite der Streifenfesten auf die effektive Festenbreite umgerechnet:

$$W_{\text{eff}} = (4 * 10 W^2 / 2 * 11W) = 1,8$$

Auf der Grundlage der effektiven Festenbreite ergibt sich eine Gebirgsfestigkeit von 100 MPa anstelle von 133 MPa,

$$K_{\text{eff}} = 0,4 \text{ anstelle von } K = 0,58.$$

Von Kimmelman, Hyde, Madgwick (1984)

$$S_p = 65 * \frac{W^{0,46}}{H^{0,66}} \quad [\text{MPa}]$$

Details:

$$0,4 < W/H < 2,5$$

Selebi and Phikwe Bergbaubetriebe in Botswana. 47 quadratische Festen und 10 Streifenfesten. Massive sulfidische Festen, einaxiale Druckfestigkeit der sulfidischen Erze ist 94 MPa.

Die angegebene Gebirgsfestigkeit von 65 MPa bezieht sich auf einen Sicherheitsfaktor von 1,2 bis 1,3.

Anmerkung:

Entsprechend dem Diagramm beträgt der K-Wert für $W/H=1$ gleich 0,45. Dies bedeutet entweder eine höhere einaxiale Druckfestigkeit oder einen kleineren Gebirgsfestigkeit σ_{rm} -Wert als 65 MPa.

Sjöberg (1992)

$$S_p = \sigma_{rm} * \left(0,778 + 0,222 * \frac{W}{H} \right) \quad [\text{MPa}]$$

Details:

$$0,6 < W/H < 2$$

10 Fälle

Schweben (horizontale Streifenfesten) in einem Gebirge mit einer einaxialen Gesteinsdruckfestigkeit von 240 MPa. Gebirgsfestigkeit beträgt 74 MPa.

$$K = 0,31$$

Krauland and Soder (1987)

$$S_p = \sigma_{rm} * \left(0,778 + 0,222 * \frac{W}{H} \right) \quad [\text{MPa}]$$

Details:

$$0,5 < W/H < 1$$

14 Fälle

Festen mit einer einaxialen Materialdruckfestigkeit von 100 MPa,
die Gebirgsfestigkeit beträgt 35,4 MPa.

$$K = 0,35$$

Hudyma (1988):

$$S_p = \sigma_{c'} * \sqrt{\frac{W}{H}} \quad [\text{MPa}]$$

$\sigma_{c'}$ Einaxiale Druckfestigkeit von Würfelproben mit einer Kantenlänge von 30 cm

Details:

$$0,5 < W/H < 1,4$$

Kammerfestenbau in kanadischen Hartgesteinsbergwerken

$$K = 0,3$$

Esterhuizen et al. (2011):

$$S_p = K * \sigma_c * \frac{W^{0,3}}{H^{0,59}} \quad [\text{MPa}]$$

$$K = 0,65$$

Die Basisfestigkeit wird für das L/W-Verhältnis und einen Diskontinuitätsfaktor (LDF) korrigiert,
LDF.

$$W_{eff} = W + \left[\frac{4A}{c} - W \right] * LBR \quad [\text{m}]$$

$$A = L * W \quad [\text{m}^2]$$

$$C = 2 * (L + W) \quad [\text{m}]$$

$$LDF = 1 - DDF * FF$$

LBR....Längenkorrektur

DDF....Diskontinuitätenkorrektur

FF.....Frequenz-oder Häufigkeitskorrektur

$$S_p = 0,65 * \sigma_c * LDF * \frac{W_{eff}^{0,3}}{H^{0,59}} \quad [\text{MPa}]$$

Details:

$$0,4 < W/H < 2,5$$

Festendimensionierung für flach einfallende Kalkformationen im östlichen Teil der USA (< 10°). Die einaxiale Druckfestigkeit der Kalkgesteine liegt im Bereich von 90 -135 - 220 MPa. Rock Mass Ratings (RMR; Bieniawski 1989) liegen generell im Bereich von 60 - 85.

ANHANG 8: NORMALISIERTE GEBIRGSFESTIGKEIT ENTSPRECHEND DER AUSWERTUNG VON BERGFESTEN

Tabelle A8.1: Normalisierte Gebirgsfestigkeit entsprechend der Auswertung von Bergfesten.

Quelle	Gestein Gebirge	W/H Verhältnis	Einaxiale Gesteinsdruck- festigkeit [MPa]	Normalisierte Gebirgs- festigkeit [K-Wert]
Potvin, Hudyma, Miller (1989)	Kanadischer- Schild	$0,4 < W/H < 3$		0,42
Lunder and Pakal- nis (1997)	Kanadischer- Schild	$0,4 < W/H < 3$		0,44
Hedley and Grant (1972)	Kanadische Uranberg- werke Konglomerate/ Quarzite	$1 < W/H < 2,5$	230	0,58 0,43* *Korrektur für L/W
Von Kimmelmann et al. (1984)	Massive Sulfid- ische Erze	$0,4 < W/H < 2,5$	94	0,65 0,45* *vom Diagramm
Sjoberg (1992)	Kalkstein/ Skarn	$0,4 < W/H < 2$	240	0,31
Krauland and So- der (1987)	Kalkstein	$0,5 < W/H < 1$	100	0,35
Hudyma (1988)	Kanadischer Schild	$0,5 < W/H < 1,4$		0,3
Esterhuizen (2011)	USA-untertä- gige Kalkberg- baue	$0,4 < W/H < 2,5$	50 - 250	0,65 Ohne Berück- sichtigung von Diskontinuitäten
Salamon and Munro (1967)	Kohle Südafrika	$1 < W/H < 4$	30	0,25

AUSTRIAN
SOCIETY FOR
GEOMECHANICS

ÖSTERREICHISCHE
GESELLSCHAFT FÜR
GEOMECHANIK

Innsbrucker Bundesstraße 67
5020 Salzburg, Austria

Tel.: +43 662 875519
Fax: +43 662 886748
H.: www.OEGG.at
E.: Salzburg@OEGG.at