

**ERMITTLUNG DER LANGFRISTSTABILITÄT EINER AUSBRINGENSOPTIMIERTEN
TAGBAUENDBÖSCHUNG AM STANDORT GUMMERN**

Diplomarbeit

vorgelegt von

Hanspeter Nußbacher

am

Lehrstuhl für Bergbau, Bergtechnik und Bergwirtschaft

der

Montanuniversität Leoben

Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre hiermit eidesstattlich, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig und ohne Benutzung anderer, als der angegebenen Hilfsmittel, angefertigt habe. Die verwendeten Quellen und Literaturstellen sind als solche kenntlich gemacht.

Leoben, September 2008

Hanspeter Nußbacher

Danksagung

Ich möchte mich bei der Firma OMYA für die Möglichkeit, diese Arbeit durchführen zu können, bedanken.

Mein besonderer Dank gilt Dipl.-Ing. Dr. mont. Matthias Siefert für die wertvollen Anregungen und Diskussionen sowie die Unterstützungen von Seiten der Firma.

Des Weiteren möchte ich mich bei Emeritus Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. mont. Horst Wagner für die fachliche Unterstützung während dieser Arbeit bedanken.

Außerdem möchte ich mich bei meinem Betreuer Dip.-Ing. Wolfgang Hohl für die Tipps bei der Durchführung der Arbeit und bei Dipl.-Ing. Hannes Blaha für die Beratungen bei der numerischen Simulation recht herzlich bedanken.

INHALT

Zusammenfassung.....	V
Abstract	VII
1. Einleitung.....	1
1.1. Geologischer Überblick	1
1.2. Aufgabenstellung und Durchführung.....	2
2. Qualitative Gebirgsklassifizierung und Bildung von geotechnischen Homogenitätsbereichen.....	3
2.1. Allgemeines.....	3
2.2. Rock Mass Rating System nach Bieniawski	4
2.2.1. Allgemeines.....	4
2.2.2. Ergebnisse des Rock Mass Rating System nach Bieniawski für die Marmorlagerstätte Gummern	8
2.3. Q-System nach Barton	9
2.3.1. Allgemeines.....	9
2.3.2. Ergebnisse der Bewertung durch das Q-System für die Marmorlagerstätte Gummern	12
2.4. Geological Strength Index GSI	14
2.4.1. Allgemeines.....	14
2.4.2 Ergebnisse der Bewertung mittels GSI.....	16
2.5. Vergleich der verwendeten Gebirgsklassifizierungssysteme	17
2.5.1. Allgemeines zur Vergleichsrechnung	17
2.5.2. Ergebnisse der Vergleichsrechnung.....	17
2.6. Darstellung der geotechnischen Homogenitätsbereiche in einem 3D-Modell.....	18
2.7. Zusammenfassende Erläuterungen zu den geotechnischen Homogenitätsbereichen	20
3. Quantitative Gebirgsklassifizierung.....	21
3.1. Allgemeines zur quantitativen Gebirgsklassifizierung	21
3.2. Ergebnisse der quantitativen Gebirgsklassifizierung.....	24
4. Festlegung der kritischen Schnitte für die zweidimensionale numerische Simulation.....	26
5. Zweidimensionale numerische Simulation	30
5.1. Allgemeines zur numerischen Simulation.....	30
5.2. Vergleich der verwendeten zweidimensionalen numerischen Simulationsprogramme ...	32
5.2.1. FLAC _{2D}	32
5.2.2. PHASE _{2D}	33
5.2.3. Durchführung und Ergebnis der Vergleichsrechnung.....	33
5.3. Durchführung der numerischen Simulation für den Standort Gummern.....	35

5.3.1. Allgemeine Betrachtungen für den Standort Gummern sowie Festlegung der Randbedingungen für die numerische Simulation.....	35
5.3.2. Vergleich des Mohr – Coulomb’schen mit dem Hoek & Brown Bruchkriterium	37
5.3.3. Zweidimensionale numerische Simulation des genehmigten Tagbauendstandes	39
5.3.4. Zweidimensionale numerische Simulation des Tagbauendstandes mit genehmigter Endteufe und 60° Generalneigung	41
5.3.5. Simulation des Teufeneinflusses auf die Langfriststabilität der Tagbauendböschung bei 60° Generalneigung.....	42
5.3.6. Simulation der Auswirkung eines etwaigen untertägigen Abbaues auf die Langfriststabilität der Tagbauendböschung.....	43
5.3.7. Simulation verschiedener Karstvarianten.....	48
6. Betrachtung gleitgefährdeter Bereiche.....	50
6.1. Allgemeines.....	50
6.2. Durchführung und Ergebnis für den Standort Gummern.....	52
7. Schlussfolgerung.....	55
Abbildungsverzeichnis.....	59
Tabellenverzeichnis.....	62
Formelverzeichnis	63
Literaturverzeichnis.....	64
Anhang	66

ZUSAMMENFASSUNG

Die Marmorlagerstätte Gummern befindet sich nordwestlich von Villach im Drautal. Im Zuge dieser Arbeit wurde die genehmigte Endböschung des Tagbaus Gummern mit Hilfe numerischer Verfahren im Hinblick auf die Langfriststabilität überprüft. Zusätzlich erfolgte die Untersuchung einiger anderer möglicher Endböschungsvarianten. Des Weiteren wurde die Auswirkung eines möglichen untertägigen Abbaus auf die Tagbauendböschung im nordöstlichen Bereich der Lagerstätte untersucht.

Um eine numerische Simulation des Tagbaus überhaupt durchführen zu können, mussten im Vorfeld geotechnische Erhebungen zur Bildung von geotechnischen Homogenitätsbereichen durchgeführt werden. Anhand der Homogenitätsbereiche lassen sich Materialkennwerte für die numerische Simulation ermitteln. Diese geotechnischen Untersuchungen lassen sich in eine qualitative und quantitative geotechnische Bewertung unterteilen. Die qualitative geotechnische Bewertung wurde anhand dreier Gebirgsklassifikationssysteme durchgeführt. Es sind dies das Rock Mass Rating System von Bieniawski in der Version von 1989, das Q-System nach Barton in der Version von 2002 und der GSI (Geological Strength Index) in der Version von 2002. Nach dem Vergleich der Ergebnisse dieser drei Gebirgsklassifikationssysteme wurde beschlossen, die quantitative Gebirgsklassifikation, d.h. die Ermittlung der Materialkennwerte (Innerer Reibungswinkel, Kohäsion, etc.) auf Basis des GSI durchzuführen. Es lassen sich für die Lagerstätte Gummern vier geotechnische Homogenitätsbereiche bilden. Anhand dieser vier geotechnischen Homogenitätsbereiche wurden drei kritische Schnitte festgelegt die für die zweidimensionale numerische Simulation verwendet wurden. Die eigentliche zweidimensionale numerische Simulation für die Endböschungsvarianten des Tagbaus Gummern erfolgte nach einer Vergleichsrechnung mit dem Simulationsprogramm PHASE_{2D} von RocScience. Die Modelle wurden anhand des Mohr-Coulomb'schen Bruchkriteriums simuliert. Die Entscheidung für Mohr-Coulomb fiel ebenfalls nach Vergleichsrechnungen, die mit dem Bruchkriterium nach Hoek & Brown durchgeführt wurden, da das Mohr-Coulomb Modell leichter handhabbar ist und die Rechenzeiten bei der numerischen Simulation geringer sind. Es gilt aber zu bedenken, dass das Mohr-Coulomb'sche Bruchkriterium im tagesnahen und Oberflächenbereich tendenziell etwas höhere Sicherheitsfaktoren liefert. Anhand der zweidimensionalen numerischen Simulation lässt sich sagen, dass der genehmigte Tagbauendstand der Lagerstätte Gummern

für die angenommenen Materialparameter und Modellrandbedingungen langfristig stabil bleibt. Eine Versteilung der Tagbauendböschung auf 60 Grad Generalneigung würde bei genehmigter Endteufe ebenfalls langfristig stabil bleiben. Eine Vertiefung des Tagbauendstandes auf 300m ü.A. hätte eine starke Abnahme der Sicherheitsfaktoren zur Folge. Ein allfälliger untertägiger Abbau würde sich laut zweidimensionaler Simulation nur unwesentlich auf die Entwicklung der Sicherheitsfaktoren auswirken.

Zusätzlich wurde zur zweidimensionalen numerischen Simulation eine Analyse gleitgefährdeter Bereiche im südlichen Bereich der Tagbauendböschung durchgeführt. Diese Betrachtung basiert auf den momentan vorhandenen Daten (Einfallen und Einfallsrichtung) von Schichtflächen die den gesamten Tagbau umfassen, aber nicht auf der Analyse des gesamten Trennflächengefüges, da das gesamte Kluft- und Schichtsystem bisher noch nicht aufgenommen wurde. Im südlichen Bereich sind aufgrund des derzeitigen Abbaufortschritts noch sehr wenige Daten vorhanden. Es wird bei der Betrachtung der Gleitgefährdung davon ausgegangen, dass sich das Schichteinfallen im südlichen Tagbaubereich nicht wesentlich ändert. Die Analyse wurde anhand des Marklandtests und des Talobre'schen Reibungskreises durchgeführt. Es ist davon auszugehen das nach momentanen Erkenntnissen der südliche talparallele Tagbaubereich lokal begrenzt gleitgefährdet ist.

ABSTRACT

The marble deposit of Gummern is located in the northwest of Villach. In the course of this review, a long-term rock slope stability analysis of the permitted Gummern open pit high wall was conducted with numerical methods. A few other versions of open pit high walls were also conducted. Furthermore, the effects of an underground mine on the stability of the rock slopes were investigated.

In the reason of the enforcement of a numerical analysis, some geotechnical inquiries must be done, because it is necessary to identify geotechnical areas of homogeneity. On the basis of these areas, material properties, which are necessary for a numerical simulation, can be identified. The geotechnical inquiries are divided into a qualitative geotechnical rock mass classification and a quantitative rock mass classification. For the qualitative rock mass classification, the Rock Mass Rating System of Bieniawski in the version of 1989, Barton's Q-System in the Version of 2002 and the GSI (Geological Strength Index) in the Version of 2002 were applied. These three systems were compared. After the comparison, it was decided to base the quantitative rock mass classification on the GSI. After the rock mass classification, the marble deposit Gummern can be divided into four geotechnical areas. On the basis of these four geotechnical areas, three critical slices were identified. On the basis of the geotechnical areas and the three slices, the two-dimensional numerical analysis was conducted. After a comparison, the numerical analysis was conducted with the program PHASE_{2D} from RocScience. The simulation based on the Mohr-Coulomb failure criteria. After a comparison with the Hoek & Brown failure criteria it was decided to work with Mohr-Coulomb, because the Mohr-Coulomb criteria is easier to handle than Hoek & Brown, and the calculation time for the simulation is faster. It has to be concerned that safety factors, gained by Mohr-Coulomb, are a little bit higher in areas near the surface, than safety factors gained by Hoek & Brown for these areas. The permitted open pit high wall is stable after the two-dimensional numerical simulation with its supposed material properties and model constraints. A steeper dipping high wall with the same depth is also stable. A deeper open pit in its final design would strongly decrease the safety factors. An underground mine in the northeast of the deposit has only minor effects on the safety factors of the high wall.

In addition to the numerical simulation, an analysis for rock sliding along bedding planes was conducted for areas in the south of the open pit mine. The Data for this analysis base upon

the geological mapping of the overall open pit. Due to the current progress of the open pit, there is only a few data available for the southern areas. It is assumed, that, in comparison to the remaining open pit, the CLAR – values are widely the same in the southern areas. The dipping of the bedding planes in relation to the slopes is not favorable in these areas, and so sliding could be possible. The Markland and Talobre tests were conducted for the bedding planes, because this data (dipping and dip direction) were available. After the tests it is assumed that there is a risk of local rock sliding in the southern area of the open pit mine.

1. EINLEITUNG

1.1. Geologischer Überblick

Die Gesteine der Marmorlagerstätte Gummern gehören zum Altkristallin nordwestlich von Villach und somit zur mittelostalpinen Deckeneinheit (Tollmann, 1977). Im Süden schließen sich, durch die Mölllinie getrennt, die permomesozoische Schichten des Drauzuges an. Im Nordosten, im Bereich der Gerlitzten, werden die mittelostalpinen Deckeneinheiten tektonisch von der oberostalpinen Gurktaler Decke überlagert.

Jüngeren Erkenntnissen zu Folge hat das Altkristallin nordwestlich von Villach eine andere tektonische Position innerhalb des ostalpinen Deckenstapels. Demzufolge ist das Altkristallin, in dem die Marmorlagerstätte Gummern liegt, dem Koralm-Wölz-Deckensystem des Oberostalpins zuzuordnen (Schmid, Fügenschuh, Kissling, & Schuster, 2004). Ein Mittelostalpin sensu Tollmann gibt es laut Schmid et al. nicht mehr, dies ist nun dem Oberostalpin zuzurechnen.

Es wird auf beide tektonischen Gliederungen verwiesen, da die Gliederung nach Schmid et al. nach wie vor Gegenstand zahlreicher Diskussionen ist.

Die Kristallgebiete nordwestlich von Villach werden von kristallinen Schiefern, Amphiboliten, Marmoren, Granitgneisen und Pegmatiten aufgebaut. Den Hauptteil bilden Schiefergneise. In diese Serien sind mächtige Kalzitmarmore (unter anderem die Marmorlagerstätte Gummern) eingelagert (Strauss, 1990).

Die Gesteine werden von zwei Metamorphoseereignissen überprägt. Das erste ist vermutlich variszischen Alters mit mittelgradiger, wahrscheinlich hochgradiger Metamorphose. Die zweite Metamorphose ist alpidischen Alters und bewirkt eine retrograde (niedriggradige) Überprägung der metamorphen variszischen Gesteine (Strauss, 1990).

Verknüpft mit den beiden Metamorphosen sind zwei Deformationsereignisse voneinander abzutrennen. Das erste ist vermutlich variszischen Alters und erzeugt das allgemeine Lagengefüge. Das zweite, vermutlich alpidische, Deformationsereignis verfaltet das Lagengefüge in allen Größenbereichen (Strauss, 1990).

Das generelle Einfallen der Schichtpakete der Marmorlagerstätte Gummern zeigt nach Nordost (Einfallswinkel zwischen 30 und 60 Grad). Das Streichen der Faltenachsen liegt im Allgemeinen in Richtung W-E (Strauss, 1990).

1.2. Aufgabenstellung und Durchführung

Ziel dieser Arbeit ist die Ermittlung einer ausbringensoptimierten Tagbauendböschung unter Berücksichtigung eines etwaigen untertägigen Abbaus der Marmorlagerstätte Gummern der Firma OMYA GmbH. Im Rahmen der Arbeit ist eine Stabilitätsuntersuchung der genehmigten Endböschung mit Hilfe numerischer Verfahren durchzuführen. Hierbei sind folgende Szenarien zu erfassen:

1. Langfriststabilität der genehmigten Endböschung mit 52° Generalneigung.
2. Langfriststabilität der Tagbauendböschung mit 60° Generalneigung.
3. Teufen-Einfluss auf die Langfriststabilität der Tagbauendböschung.
4. Einfluss eines etwaigen untertägigen Abbaus auf die langfristige Böschungstabilität für die zuvor angeführten Szenarien.

Oberste Prämisse bei allen Varianten ist die Gewährleistung der Langfriststabilität der Tagbauendböschung unter Berücksichtigung der zu erwartenden geotechnischen Gegebenheiten. Die numerischen Berechnungen beschränken sich im Zuge dieser Arbeit auf die zweidimensionale Simulation einzelner kritischer Bereiche.

Um die numerische Simulation überhaupt durchführen zu können war es notwendig, die Marmorlagerstätte zu Beginn der Arbeit geotechnisch zu klassifizieren. Dies erfolgte mittels der Gebirgsklassifikationssysteme nach Barton, Bieniawski und Hoek. Nach der Klassifizierung des Gebirges war es möglich die Materialkennwerte für das geotechnische Modell der Lagerstätte Gummern zu errechnen.

Im Laufe der Arbeit zeigte sich auch, dass im südlichen Bereich des Tagbauendstandes das Schichteinfallen ungünstig ist. Somit wurde dieser Bereich zusätzlich auf die Möglichkeit des Ausgleitens von Blöcken aus den Bruchwänden, sowie auf die Auswirkungen von Blockgleiten auf die gesamte Tagbauböschung hin untersucht.

2. QUALITATIVE GEBIRGSKLASSIFIZIERUNG UND BILDUNG VON GEOTECHNISCHEN HOMOGENITÄTSBEREICHEN

2.1. Allgemeines

Um das Gebirge geotechnisch beschreiben und klassifizieren zu können wurden verschiedenste Methoden entwickelt. Hauptziel dieser Klassifizierungsmethoden ist die Identifizierung geotechnischer Homogenitätsbereiche und die Einteilung dieser Homogenitätsbereiche in Gebirgsgüteklassen. Die Klassifizierung basiert auf Beurteilungen von Gesteinsproben sowie auf Beobachtungen am Gebirgsverband selbst. Die einzelnen Systeme der qualitativen Gebirgsklassifizierung lassen sich in Gruppen unterteilen. Es sind dies:

1. Methoden die das Gebirge anhand eines Parameters beurteilen
2. Methoden bei denen mehrere verschiedene Parameter aufsummiert werden
3. Methoden bei denen das Gebirge anhand der Multiplikation verschiedener Parameter beurteilt wird
4. Methoden die das Gebirge anhand von Tabellen klassifizieren
5. Methoden die auf geophysikalischen Daten basieren und damit das Gebirge beurteilen

Für diese Arbeit werden lediglich Methoden aus den Gruppen 2 bis 4 verwendet. Es sind dies das Rock Mass Rating System nach Bieniawski ($RMR_{\text{Bieniawski}}$) in der Version von 1989, das Q-System nach Barton in der Version von 2002 sowie der GSI (Geological Strength Index) nach Hoek in der Version von 2002. Im Zuge der geotechnischen Bewertung wurden die, für jedes einzelne Klassifizierungssystem benötigten Parameter an 13 verschiedenen Punkten im Tagbau Gummern aufgenommen (siehe Abbildung 1).

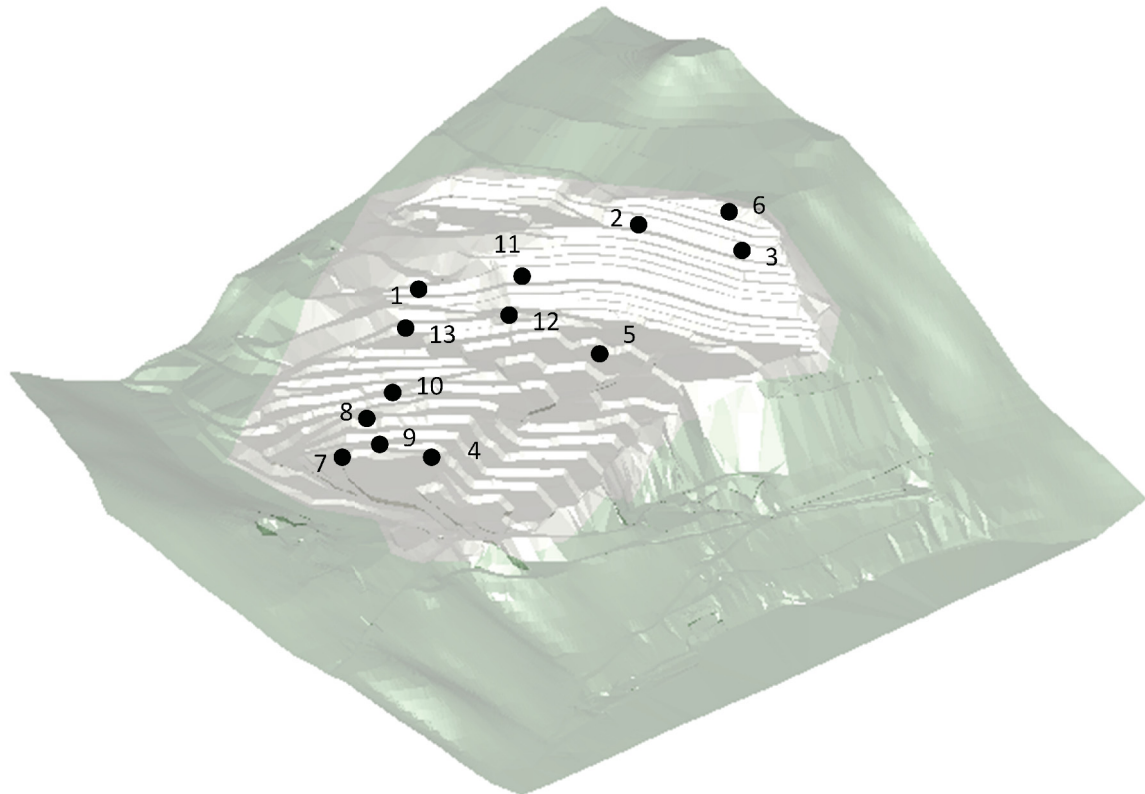


Abbildung 1: Lage der geotechnischen Aufnahmepunkte im Tagbau

Die flächenmäßige Ausdehnung der bei der geotechnischen Aufnahme identifizierten Homogenitätsbereiche wurde mittels GPS identifiziert (siehe Kapitel 2.6.).

2.2. Rock Mass Rating System nach Bieniawski

2.2.1. Allgemeines

Das Rock Mass Rating System nach Bieniawski (Bieniawski, 1973) wurde erstmals 1973 veröffentlicht. Es wurde auf der Basis von Fallbeispielen für die Klassifizierung von Tunnels und Felsböschungen entwickelt. Heutzutage ist das Rock Mass Rating System ein weit verbreitetes System zur Gebirgsklassifizierung. In dieser Arbeit wird das Rock Mass Rating System nach Bieniawski in der Version von 1989 verwendet (Bieniawski, 1989). Die Klassifizierung des Gebirges nach Bieniawski basiert grundsätzlich auf der Summierung von sechs Faktoren. Die Faktoren sind in Abbildung 2 angeführt.

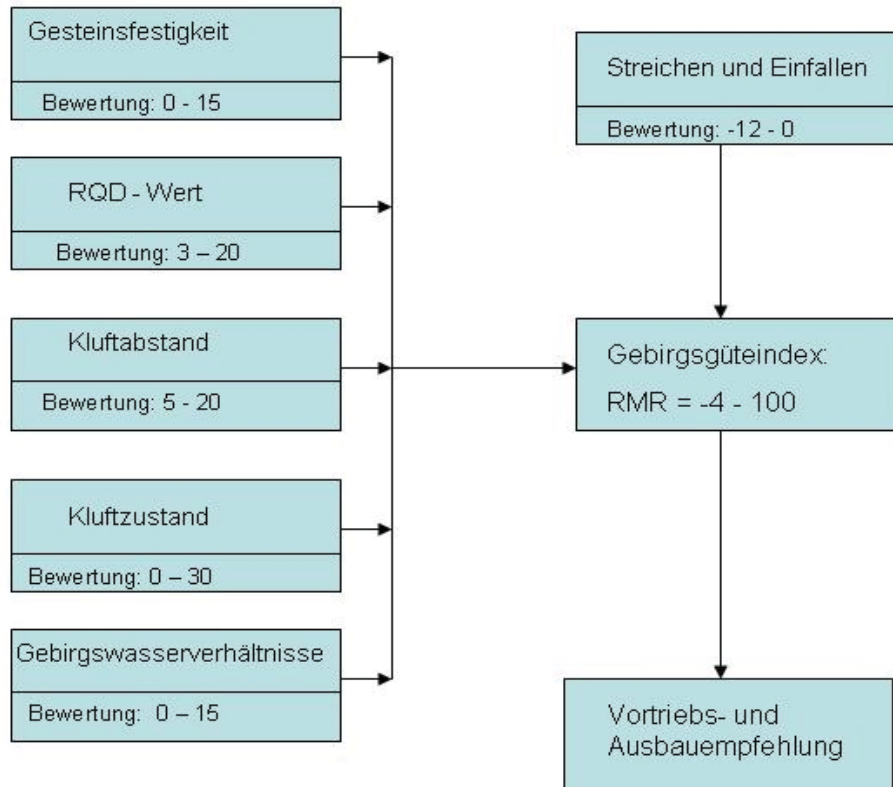


Abbildung 2: Rating nach Bieniawski 1989

Für jeden dieser, in Abbildung 2 angeführten Faktoren wird ein Rating durchgeführt um die einzelnen Faktoren zu gewichten. Der höchste Wert für den jeweiligen Faktor beschreibt den besten Zustand den ein Faktor haben kann d.h.: Ein Rating von 15 für die Gesteinsfestigkeit bedeutet, dass selbige extrem hoch ist. Nach dem das Rating durchgeführt wurde, werden die nun bewerteten Faktoren aufsummiert (Formel 1):

$$RMR_{\text{Basis}} = R_{\text{GF}} + R_{\text{RQD}} + R_{\text{KA}} + R_{\text{KZ}} + R_{\text{GW}}$$

$$RMR_{89} = RMR_{\text{Basis}} - R_{\text{O}}$$

R_{GF}	Rating für einaxiale Druckfestigkeit
R_{RQD}	Rating für RQD-Wert
R_{KA}	Rating für Kluftabstand
R_{KZ}	Rating für Kluftzustand
R_{GW}	Rating für Gebirgswasserverhältnisse
R_{O}	Rating für die Kluftorientierung
RMR_{Basis}	Basisgebirgsgüteindex
RMR_{89}	Gebirgsgüteindex nach Bieniawski 1989

Formel 1: Berechnung des RMR_{89}

Anhand der Aufsummierung der gewichteten Faktoren Druckfestigkeit, RQD, Kluftabstand, Kluftzustand und Gebirgswasserverhältnisse wird der RMR_{Basis} gebildet. Dieser RMR_{Basis} wird durch die Kluftorientierung abgemindert (eine ungünstige Orientierung des Kluftsystems zur Böschung bzw. zum Tunnel wirkt sich negativ aus, siehe Abbildung 2) und somit kann der RMR_{89} ermittelt werden. Die folgende Tabelle 1 zeigt die Empfehlungen für die Bewertung der Gesteins- bzw. Gebirgseigenschaften nach Bieniawski 1989.

PARAMETER		RANGES OF VALUES							
1	Strength of intact rock material	Point-load strengt index	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial compressive strength	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	<1 MPa
	Rating		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core quality RQD		90 - 100 %	75 - 90 %	50 - 75 %	25 - 50 %	< 25%		
	Rating		20	15	10	8	5		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0,6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities		Very rough surfaces	Slightly rough surfaces	Slightly rough surfaces	Slickensided surfaces	Soft gouge > 5 mm thick		
			Not continuous	Seperation < 1 mm	Seperation < 1 mm	CR Gouge < 5 mm thick	CR		
			Not seperation	Slightly weathered walls	Highly weathered walls	CR Seperation 1 - 5 mm	Seperation > 5 mm		
	Unweathered wall rock				Contnuous	Continuous			
Rating			30	25	20	10	0		

5	Ground water	Inflow per 10m tunnel length	OR None	OR < 10 litres/min	OR 10 - 25 litres/min	OR 25 - 125 litres/min	OR > 125 litres/min
		Ratio	OR	OR	OR	OR	OR
		Joint water pressure					
		major principal stress	0	0,0 - 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5
	General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing	
Rating		15	10	7	4	0	

Strike and dip orientations of joints		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable
Ratings	Tunnels	0	2	5	10	12
	Foundations	0	2	7	15	25
	Slopes	0	5	25	50	60

Tabelle 1: Empfehlung für das Rating nach Bieniawski 1989

Anhand der Werte des RMR_{89} kann das Gebirge in 5 Güteklassen eingeteilt werden (siehe Tabelle 2).

Rating Class No.	100 ← 81 I	80 ← 61 II	60 ← 41 III	40 ← 21 IV	< 20 V
Description	Very Good Rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock

Tabelle 2: Gebirgsgüteklassen nach Bieniawski 1989

2.2.2. Ergebnisse des Rock Mass Rating System nach Bieniawski für die Marmorlagerstätte Gummern

Bei den Aufnahmen im Tagbau Gummern, die an Hand der Empfehlungen für das Rock Mass Rating System nach Bieniawski in der Version 1989 durchgeführt wurden, wurden folgende Erkenntnisse gewonnen (siehe Tabelle 3):

BIENIAWSKI													
	Homogenitätsbereich 1						Homogenitätsbereich 2				Homogenitätsbereich 3		
Ort der Gebirgsklassifikation:	1 (Etage 775)	2 (Etage 815)	3 (Etage 815)	4 (Etage 845)	5 (Etage 705)	6 (Etage 855)	7 (Etage 655)	8 (Etage 665)	9 (Etage 655)	10 (Etage 675)	11 (Etage 775)	12 (Etage 715)	13 (Etage 705)
MITTELWERT:	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00
BEWERTUNG:	[Rating - Gesteinsfestigkeit (0 - 15)]												
	15,00	10,00	10,00	10,00	15,00	15,00	8,00	8,00	8,00	5,00	8,00	5,00	5,00
	[Rating - Bohrkern Qualität (ROD => 3 - 20)]												
BEWERTUNG:	10,00	15,00	10,00	10,00	10,00	15,00	8,00	8,00	5,00	8,00	5,00	5,00	5,00
	[Rating - Kluftabstand (5 - 20)]												
BEWERTUNG:	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	3,00	3,00	3,00
	[Rating - Klufzustand (0 - 30)]												
BEWERTUNG:	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
	[Rating - Gebirgswasserhältnisse (0 - 15)]												
BEWERTUNG:	-5,00	-5,00	-5,00	-5,00	-5,00	-5,00	-5,00	-5,00	-5,00	-5,00	-5,00	-5,00	-5,00
	[Rating - Orientierung Streichen & Einfallen (-12 - 0)]												
basis - RMR_{89} :	67,00	67,00	62,00	62,00	67,00	72,00	58,00	58,00	52,00	58,00	30,00	30,00	30,00
RMR_{89} :	62	62	57	57	62	67	53	53	47	53	25	25	25

Tabelle 3: Ergebnisse der Bewertung nach Bieniawski 1989

Die Lage der Aufnahmepunkte im Tagbau ist in Abbildung 1 ersichtlich. Anhand des Rock Mass Rating Systems lassen sich 3 geotechnische Homogenitätsbereiche identifizieren. Die gemittelten $basisRMR_{89}$ und RMR_{89} Werte finden sich in Tabelle 4:

	Homogenitätsbereich 1	Homogenitätsbereich 2	Homogenitätsbereich 3
$basisRMR_{89}$	66	57	30
RMR_{89}	61	51	25

Tabelle 4: gemittelte $basisRMR_{89}$ und RMR_{89} Werte

Anhand der gemittelten Werte für den $basisRMR_{89}$ erfolgt die Vergleichsrechnung mit den beiden anderen verwendeten Klassifizierungssystemen (Erläuterungen zum $basisRMR_{89}$ und RMR_{89} siehe voriges Kapitel).

2.3. Q-System nach Barton

2.3.1. Allgemeines

Das Q-System wurde 1974 anhand einer Fallstudie von 200 Tunnels und untertägigen Bauwerken in Skandinavien entwickelt und veröffentlicht. Wie bei dem vorhin besprochenen System nach Bieniawski werden auch beim Q-System verschiedene Faktoren aufgenommen und durch ein Rating gewichtet. Nach dem Rating erfolgt die Bildung von Multiplikatoren aus den gewichteten Faktoren. Durch die Bildung von Multiplikatoren wirken sich bei diesem Gebirgsklassifizierungssystem einzelne Faktoren stärker auf das Ergebnis aus als bei Systemen in denen die Parameter lediglich summiert werden. Das Q-System beschreibt das Gebirge anhand von 6 Faktoren. Diese sind in Abbildung 3 ersichtlich:

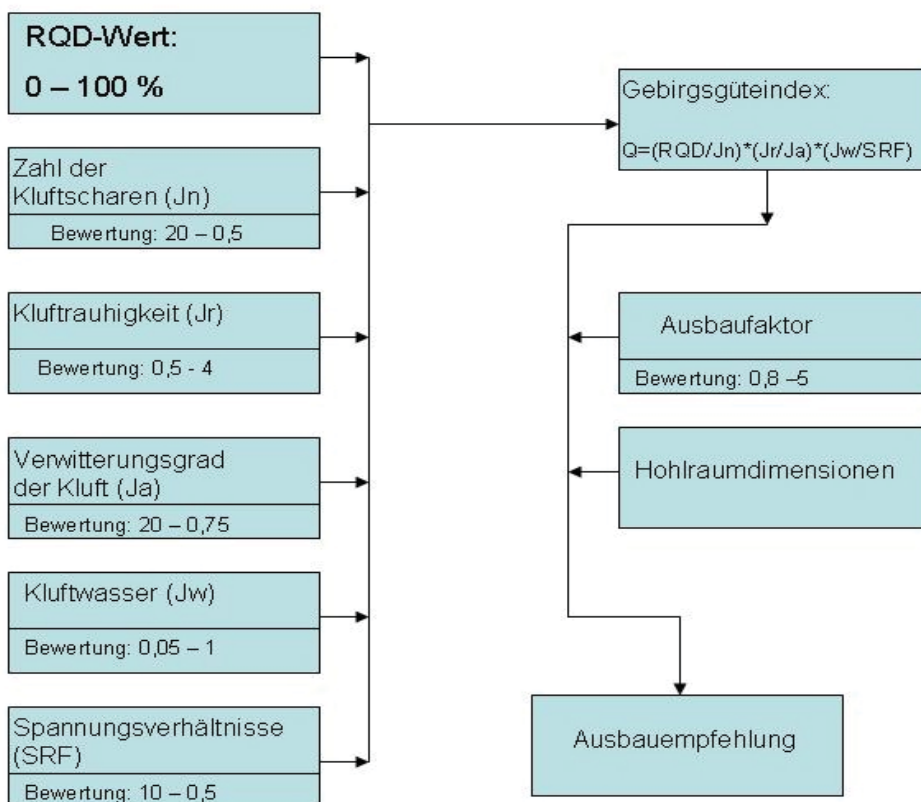


Abbildung 3: Parameter für das Q-System

Im Falle von Böschungen können der Ausbaufaktor und die Hohlraumdimension vernachlässigt werden da keine Ausbauempfehlung getroffen wird. Barton gibt für das Q-

System auch Empfehlungen, wie die jeweiligen Gebirgseigenschaften bewertet werden sollten. Diese Empfehlungen sind in Tabelle 5 ersichtlich.

1. Rock Quality Designation (RQD)		
A. Very poor	0–25	(I) Where RQD is reported or measured as ≤ 10 , (including 0) a nominal value of 10 is used to evaluate Q. (II) RQD intervals of 5, i.e., 100,95,90, etc. are sufficiently accurate.
B. Poor	25–50	
C. Fair	50–75	
D. Good	75–90	
E. Excellent	90–100	

2. Joint Set Number (J_n)		
A. Massive, no or few joints	0.5–1.0	(I) For intersections use $(3.0 \times J_n)$ (II) For portals use $(2.0 \times J_n)$
B. One joint set	2	
C. One joint set plus random	3	
D. Two joint sets	4	
E. Two joint sets plus random	6	
F. Three joint sets	9	
G. Three joint sets plus random	12	
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, "sugar cube" etc.	15	
J. Crushed, rock, earthlike	20	

3. Joint Roughness Number (J_r)		
<i>(a) Rock wall contact and (b) Rock wall contact before 10 cm shear</i>		(I) Descriptions refer to small scale features and intermediate scale features, in that order. (II) Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m. (III) $J_r = 0.5$ can be used for planar slickensided joints having lineations, provided the lineations are orientated for minimum strength
A. Discontinuous joints	4	
B. Rough or irregular, undulating	3	
C. Smooth, undulating	2	
D. Slickensided, undulating	1.5	
E. Rough or irregular, planar	1.5	
F. Smooth, planar	1.0	
G. Slickensided, planar	0.5	
<i>(c) No rock wall contact when sheared</i>		
H. Zone containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0	
J. Sandy, gravelly or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0	

4. Joint Alteration Number (J_a)		(ϕ , approx.)
<i>(a) Rock wall contact</i>		
A. Tightly healed, hard non-softening, impermeable filling i.e. quartz or epidote.	0.75	(—)
B. Unaltered joint wall, surface staining only.	1.0	(25–35°)
C. Slightly altered joint walls. Non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock etc.	2.0	(25–30°)
D. Silty-, or sandy-clay coatings, small clay fraction (non-soft).	3.0	(20–25°)
E. Softening or low friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite or mica. Also chlorite, talc, gypsum, graphite etc., and small quantities of swelling clays.	4.0	(8–16°)
<i>(b) Rock wall contact before 10 cm shear</i>		
F. Sandy particles, clay-free disintegrated rock etc.	4.0	(25–30°)
G. Strongly over-consolidated non-softening clay mineral fillings (continuous, but < 5mm thickness).	6.0	(16–24°)
H. Medium or low over-consolidation, softening, clay mineral fillings, (continuous but < 5 mm thickness).	8.0	(12–16°)
J. Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite (continuous, but < 5 mm thickness) Value of J_a depends on percent of swelling clay-size particles, and access to water etc.	8–12	(6–12°)
<i>(c) No rock wall contact when sheared</i>		
K. Zones or bands of disintegrated or crushed rock and clay (see G,H,J for description of clay condition).	6,8, or 8-12	(6–24°)
M. Zones or bands of silty-or sandy-clay, small clay fraction (non-softening).	5.0	(—)
O,P. Thick, continuous zones or bands of clay (see G,H,J, for description of clay condition).	10,13, or 13-20	(6–24°)

5. Joint Water Reduction Factor		(J _w)	Approx. water pressure (kp/cm ²)	(I) Factors C to F are crude estimates. Increase J _w if drainage measures are installed. (II) Special problems caused by ice formation are not considered.
A.	Dry excavations or minor inflow, i.e. < 5 l/min. locally.	1.0	< 1.0	
B.	Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings.	0.66	1–2.5	
C.	Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.55	2.5–10	
D.	Large inflow or high pressure, considerable outwash of joint fillings	0.33	2.5–10	
E.	Exceptionally high inflow or water pressure at blasting, decaying with time	0.2-0.1	>10	
F.	Exceptionally high inflow or water pressure continuing without noticeable decay	0.1-0.05	>10	

6. Stress Reduction Factor		(SRF)		(I) Reduce these values of SRF by 25–50% if the relevant shear zones only influence but do not intersect the excavation. (II) For strongly anisotropic virgin stress field (if measured): when 5 ≤ σ ₂ /σ ₃ ≤ 10, reduce σ ₂ and σ ₁ to 0.8 σ ₂ and 0.8 σ ₁ . When σ ₂ /σ ₃ > 10, reduce σ ₂ and σ ₁ to 0.6 σ ₂ and 0.6 σ ₁ where: σ _c = unconfined compression strength, and σ _t = tensile strength (point load), and σ ₁ and σ ₃ are the major and minor principal stresses. (III) Few case records available where depth of crown below surface is less than span width. Suggest SRF increase from 2.5 to 5 for such cases (see H).	
<i>(a) Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated</i>					
A.	Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth).		10		
B.	Single weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation < 50 m).		5		
C.	Single weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation > 50 m).		2.5		
D.	Multiple shear zones in competent rock (clay-free), loose surrounding rock (any depth).		7.5		
E.	Single shear zones in competent rock (clay-free) (depth of excavation < 50m).		5.0		
F.	Single shear zones in competent rock (clay-free) (depth of excavation > 50m).		2.5		
G.	Loose open joints, heavily jointed or "sugar cube" etc. (any depth).		5.0		
<i>(b) Competent rock, rock stress problems</i>					
H.	Low stress, near surface	σ ₂ /σ ₁ > 200	σ ₂ /σ ₁ > 13		(SRF) 2.5
J.	Medium stress	200–10	13–0.66		1.0
K.	High stress, very tight structure (usually favourable to stability, may be unfavourable for wall stability)	10–5	0.66–0.33		0.5–2
L.	Mild rock burst (massive rock)	5–2.5	0.33-0.16	5–10	
M.	Heavy rock burst (massive rock)	2.5	0.16	10–20	
<i>(c) Squeezing rock: plastic flow of incompetent rock under the influence of high rock pressure</i>					
N.	Mild squeezing rock pressure			5–10	
O.	Heavy squeezing rock pressure			10–20	
<i>(d) Swelling rock: chemical swelling activity depending on presence of water</i>					
P.	Mild swelling rock pressure			5–10	
R.	Heavy swelling rock pressure			10–15	

Tabelle 5: Empfehlung für das Rating nach Barton 2002

Die Berechnung des Q-Wertes aus den einzelnen gewichteten Faktoren ist in Formel 2 dargestellt.

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) * \left(\frac{J_r}{J_a} \right) * \left(\frac{J_w}{SRF} \right)$$

RQD	Rock Quality Designation	RQD/J _n	Beschreibt die Struktur des Gebirges
J _n	Rating für die Anzahl der Klufscharen	J _r /J _a	Maß für die Scherfestigkeit der Klüfte
J _r	Rating für die Kluftrauhigkeit	J _w /SRF	Maß für die momentanen Spannungsverhältnisse
J _a	Rating für den Verwitterungsgrad der Klüfte		
J _w	Rating für die Gebirgswasserverhältnisse		
SRF	Rating für die Spannungsverhältnisse		

Formel 2: Berechnung des Q-Wertes nach Barton

Je höher der Q-Wert desto „besser“ das Gebirge. Tabelle 6 zeigt, wie das Gebirge durch den Q-Wert in 9 Güteklassen unterteilt werden kann:

Q – Wert	Klassifizierung
0,001 – 0,01	Ausgesprochen schlecht
0,01 – 0,1	Extrem schlecht
0,1 – 1	Sehr schlecht
1 – 4	Schlecht
4 – 10	Fair
10 – 40	Gut
40 – 100	Sehr gut
100 – 400	Extrem gut
400 – 1000	Ausgesprochen gut

Tabelle 6: Gebirgsgüteklassen nach Barton 2002

2.3.2. Ergebnisse der Bewertung durch das Q-System für die Marmorlagerstätte Gummern

Die geotechnische Bewertung des Tagbaus Gummern mit dem Q-System an den 13 Aufnahmepunkten (die Lage der Aufnahmepunkte im Tagbau ist in Abbildung 1 ersichtlich) lieferte folgendes Ergebnis:

	BARTON												
	Homogenitätsbereich 1					Homogenitätsbereich 2					Homogenitätsbereich 3		
Ort der Gebirgsklassifikation:	1 (Etage 775)	2 (Etage 815)	3 (Etage 815)	4 (Etage 645)	5 (Etage 705)	6 (Etage 855)	7 (Etage 655)	8 (Etage 665)	9 (Etage 655)	10 (Etage 675)	11 (Etage 775)	12 (Etage 715)	13 (Etage 705)
	[Rating - Bohrkern Qualität (ROD => 0 - 100)]												
BEWERTUNG:	70,00	70,00	65,00	60,00	70,00	70,00	15,00	30,00	15,00	30,00	10,00	10,00	15,00
	[Rating - Klufscharen (Jn => 0,5 - 20)]												
BEWERTUNG:	9,00	9,00	9,00	9,00	9,00	9,00	9,00	9,00	9,00	9,00	15,00	15,00	15,00
	[Rating - Kluftrauhigkeit (Jr => 0,5 - 4)]												
BEWERTUNG:	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,00	1,00	1,00
	[Rating - Verwitterungsgrad d. Klufte (Ja => 0,75 - 20)]												
BEWERTUNG:	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	10,00	10,00	10,00
	[Rating - Klufwasserhältnisse (Jw => 0,05 - 1)]												
BEWERTUNG:	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	[Rating - Spannungsverhältnisse (SRF => 0,5 - 10)]												
	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	10,00	10,00	10,00
Q (Barton):	11,667	11,667	10,833	10,000	11,667	11,667	2,500	5,000	2,500	5,000	0,007	0,007	0,010
Q' (Barton):	11,667	11,667	10,833	10,000	11,667	11,667	2,500	5,000	2,500	5,000	0,067	0,067	0,100

Tabelle 7: Ergebnisse der Bewertung nach Barton 2002

Wie in Tabelle 7 ersichtlich ist, lässt sich der Tagbau Gummern anhand des Q-Systems in 3 geotechnische Homogenitätsbereiche einteilen. Die gemittelten Q-Werte für die 3 Bereiche finden sich in Tabelle 8 .

	Homogenitätsbereich 1	Homogenitätsbereich 2	Homogenitätsbereich 3
Q gemittelt:	11,25	3,75	0,078
Q' gemittelt:	11,25	3,75	0,078

Tabelle 8: gemittelte Q- und Q'-Werte

Die Werte für Q und Q' sind hier im konkreten Fall gleich, da die Spannungsverhältnisse immer mit 1 bewertet wurden (tagesnaher Bereich). Des Weiteren wurden auch die Gebirgswasserhältnisse an allen 13 Aufnahmepunkten als sehr günstig erachtet und daher ebenfalls an jedem Aufnahmepunkt mit 1 bewertet. Dadurch ändert sich nichts wenn diese Faktoren in der Berechnung für den Q'-Wert weggelassen werden (Erläuterung siehe Kapitel 2.5. Vergleich der verwendeten Gebirgsklassifizierungssysteme). Anhand der gemittelten Q'-Werte erfolgt die Vergleichsrechnung mit den beiden anderen verwendeten Klassifizierungssystemen.

2.4. Geological Strength Index GSI

2.4.1. Allgemeines

Ein weiterer Weg um das Gebirge geotechnisch qualitativ zu klassifizieren ist jener mittels des Geological Strength Index GSI. Dabei werden standardisierte Tabellen verwendet auf denen zwei Parameter gegeneinander aufgetragen sind. Ein Vorteil dabei ist, dass ein solches System sehr einfach und schnell handhabbar ist.

Der GSI wurde 1994 (Hoek, 1994) eingeführt und diente ursprünglich zur Ermittlung der Hoek und Brown Konstanten m_b und s und eigentlich nicht zur Gebirgsklassifizierung. Im Laufe der Zeit wurde das System dahingehend erweitert, dass sich aus dem GSI auch andere Gebirgsparameter errechnen lassen. Somit ist es möglich auf der Basis des GSI eine Gebirgsklassifizierung durchzuführen.

Die beiden für den GSI verwendeten Parameter sind die Struktur des Gebirges (z.B. Trennflächengefüge) und die Oberflächenbeschaffenheit der Flächen. Wie die Bewertung des GSI anhand dieser Parameter erfolgt ist in Abbildung 4 und Abbildung 5 ersichtlich. Für diese Arbeit wurde das Hoek & Brown Kriterium in der Version von 2002 verwendet (Hoek, Carranza-Torres, & Corkum, 2002).













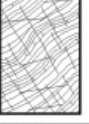

Rock Type: <input type="text" value="General"/>		SURFACE CONDITIONS				
GSI Selection: <input type="text" value="45"/> <input type="button" value="OK"/>		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90	80		N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets		70			
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60			
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			50		29
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces			40		
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes				30	
					20	
		N/A	N/A			10

Abbildung 4: Abschätzung des GSI nach Hoek 2002

Rock Type: <input type="text" value="Flysch"/>		GSI Selection: <input type="text" value="30"/> <input type="button" value="OK"/>		SURFACE CONDITIONS OF DISCONTINUITIES				
COMPOSITION AND STRUCTURE				VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
	A. Thick bedded, very blocky sandstone The effect of pelitic coatings on the bedding planes is minimized by the confinement of the rock mass. In shallow tunnels or slopes these bedding planes may cause structurally controlled instability.			70	60			
	B. Sandstone with thin inter-layers of siltstone		C. Sandstone and siltstone in similar amounts		50			
	D. Siltstone or silty shale with sandstone layers		E. Weak siltstone or clayey shale with sandstone layers		40			
C, D, E and G - may be more or less folded than illustrated but this does not change the strength. Tectonic deformation, faulting and loss of continuity moves these categories to F and H.						30		
	F. Tectonically deformed, intensively folded/faulted, sheared clayey shale or siltstone with broken and deformed sandstone layers forming an almost chaotic structure						20	
	G. Undisturbed silty or clayey shale with or without a few very thin sandstone layers		H. Tectonically deformed silty or clayey shale forming a chaotic structure with pockets of clay. Thin layers of sandstone are transformed into small rock pieces.					10

→ : Means deformation after tectonic disturbance

Abbildung 5: Abschätzung des GSI nach Hoek 2002 für "schlechtes" Gebirge

Wie aus den obigen Tabellen ersichtlich ist deckt der GSI eine Bandbreite von 0-100 ab, wobei 100 überaus gute Gebirgseigenschaften (hohe Festigkeiten, keine Verwitterung, etc.) repräsentiert.

2.4.2 Ergebnisse der Bewertung mittels GSI

Die Bewertung mittels GSI wurde an 13 Aufnahmepunkten (die Lage der Aufnahmepunkte ist in Abbildung 1 ersichtlich) im Tagbau Gummern durchgeführt. Anhand der vorher beschriebenen Tabellen zur Ermittlung des GSI lassen sich für den Standort Gummern folgende Einteilungen treffen:

HOEK und BROWN													
	Homogenitätsbereich 1						Homogenitätsbereich 2				Homogenitätsbereich 3		
Ort der Gebirgsklassifikation	1 (Etage 775)	2 (Etage 815)	3 (Etage 815)	4 (Etage 645)	5 (Etage 705)	6 (Etage 855)	7 (Etage 655)	8 (Etage 665)	9 (Etage 655)	10 (Etage 675)	11 (Etage 775)	12 (Etage 715)	13 (Etage 705)
	GSI												
Bewertung:	70,00	65,00	65,00	65,00	65,00	65,00	60,00	50,00	50,00	60,00	30,00	30,00	30,00

Tabelle 9: Ergebnisse der Bewertung nach Hoek 2002

Es lassen sich anhand der Klassifizierung durch den GSI drei Homogenitätsbereiche identifizieren. Die gemittelten GSI-Werte der 3 Homogenitätsbereiche sind in Tabelle 10 ersichtlich.

	Homogenitätsbereich 1	Homogenitätsbereich 2	Homogenitätsbereich 3
GSI gemittelt:	65	55	30

Tabelle 10: gemittelte GSI-Werte

2.5. Vergleich der verwendeten Gebirgsklassifizierungssysteme

2.5.1. Allgemeines zur Vergleichsrechnung

Um eine endgültige Aussage über die Gebirgseigenschaften zu treffen müssen die verwendeten Gebirgsklassifizierungssysteme miteinander verglichen werden. Im Zuge dieser Arbeit wurde beschlossen, dass die weiteren Berechnungen (quantitative Gebirgsklassifizierung d.h. Ermittlung der Materialkennwerte für die numerische Simulation) auf der Basis des GSI erfolgen sollen. Daher erfolgt auch die Vergleichsrechnung der qualitativen Gebirgsklassifizierung auf der Basis des Geological Strength Index GSI.

Beim Vergleich zwischen GSI und dem Rock Mass Rating System in der Version von 1989 ist zu beachten, dass der GSI die Einflüsse von Kluftorientierung im Verhältnis zur Böschungsausrichtung bzw. Streckenrichtung nicht berücksichtigt. Diese Parameter müssen daher bei der Vergleichsrechnung eliminiert werden. Dies geschieht anhand von Formel 3. Die Ermittlung des basisRMR₈₉ ist in Kapitel 2.2.1. dargestellt.

$$\text{GSI} = \text{basisRMR}_{89} - 5 + (-R_{\text{GW}} + 15)$$

Formel 3: Zusammenhang zwischen GSI und RMR89 (Hoek & Brown, 1997)

Beim Vergleich zwischen dem GSI und dem Q-System ist zu beachten, dass die im Q-System verwendeten Parameter „Gebirgswasserverhältnisse J_w “ und „Spannungsverhältnisse SRF“ beim GSI keine Berücksichtigung finden. Daher verwendet man bei der Vergleichsrechnung den Wert Q' der um die vorhin genannten Parameter bereinigt ist (Siehe Formel 4).

$$\text{GSI} = 9 \times \ln Q' + 44 \quad \text{wobei } Q' = \text{RQD}/J_n \times J_r/J_a$$

Formel 4: Zusammenhang zwischen GSI und dem Q-System (Barton, 1999)

2.5.2. Ergebnisse der Vergleichsrechnung

Nach der Verwendung der im vorangegangenen Kapitel beschriebenen Verfahren lassen sich folgende Aussagen zum Vergleich der Gebirgsklassifizierung treffen:

Homogenitätsbereiche	GSI nach Hoek	GSI aus basis-RMR ₈₉	GSI aus Q'-Wert
Bereich 1 gemittelt	65	66	66
Bereich 2 gemittelt	55	57	56
Bereich 3 gemittelt	30	30	21

Tabelle 11: Ergebnisse der Vergleichsrechnung

Wie in Tabelle 11 ersichtlich ist, korrelieren die Werte der Vergleichsrechnung auf der Basis des GSI für die ermittelten Homogenitätsbereiche gut. Es kann daher in weiterer Folge mit den gemittelten Werten aus dem Gebirgsklassifikationsverfahren nach Hoek et al. 2002 weitergerechnet werden (Ermittlung der Materialkennwerte für die numerische Simulation).

2.6. Darstellung der geotechnischen Homogenitätsbereiche in einem 3D-Modell

Nach der qualitativen geotechnischen Bewertung im Feld erfolgt nun die Darstellung der ermittelten Homogenitätsbereiche in einem dreidimensionalen geotechnischen Modell. Dies erfolgt mit der Planungssoftware SURPAC. Die Darstellung in einem dreidimensionalen Modell wurde durchgeführt um eine bessere Anschaulichkeit der geotechnischen Homogenitätsbereiche zu gewährleisten. Zusätzlich zu den im Feld aufgenommenen 3 Homogenitätsbereichen erfolgt nun die Darstellung von 4 Homogenitätsbereichen. Der 4. Homogenitätsbereich ist ein Karstschlot der in der bisherigen geotechnischen Bewertung im Homogenitätsbereich 3 mit einem GSI von 30 inkludiert war. Nun erfolgt eine separate Darstellung, da zwar der GSI augenscheinlich gleich wie jener des Homogenitätsbereiches 3 ist, die Festigkeiten aber aus Erfahrungen des Betriebes bei weitem niedriger liegen als jene des Homogenitätsbereiches 3. Näheres dazu folgt in Kapitel 3. Die vier Homogenitätsbereiche wurden, ausgehend von den Aufnahmen im Tagbau, auf eine Seehöhe von 300m ü.A. extrapoliert. Bei der Extrapolation wurde das aktuelle geologische Modell der Marmorlagerstätte Gummern (Schichteinfallen, Kernbohrungen, etc.) zu Hilfe genommen.

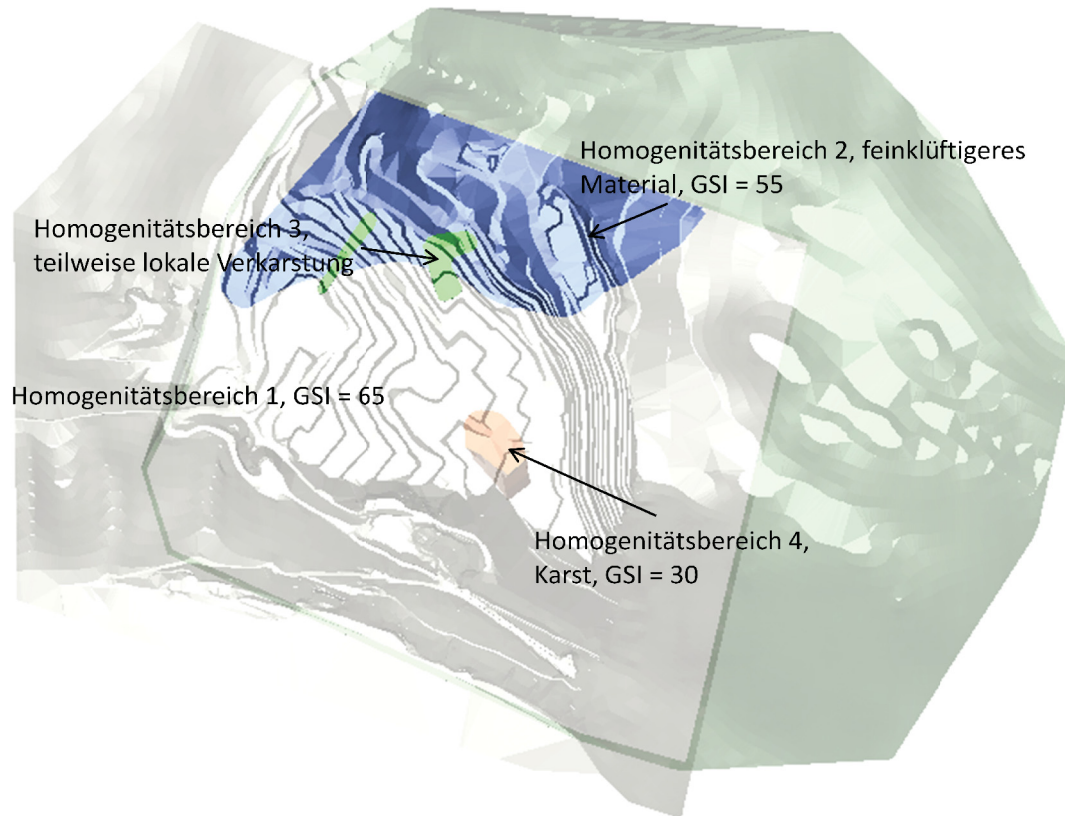


Abbildung 6: Geotechnische Homogenitätsbereiche - aktueller Abbaustand

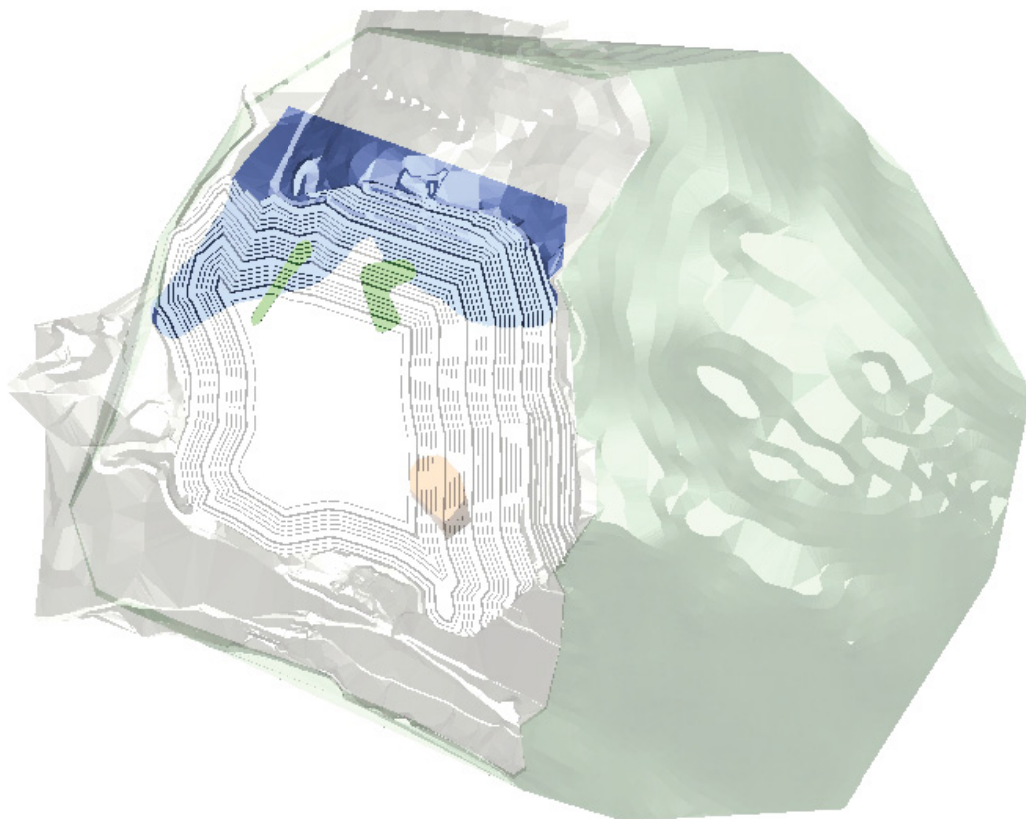


Abbildung 7: Geotechnische Homogenitätsbereiche - genehmigter Tagbauendstand

2.7. Zusammenfassende Erläuterungen zu den geotechnischen Homogenitätsbereichen

Homogenitätsbereich 1:

Bei Homogenitätsbereich 1 handelt es sich um massigen Marmor bzw. um dessen Nebengestein wie z.B. Amphibolite die ebenfalls massig auftreten. Der Kluftabstand ist groß (in der Regel >20cm) und es handelt sich um ein eher geregeltes Trennflächengefüge. Wasserzutritt und Kluftverwitterung sind als marginal zu betrachten. Der GSI beträgt, wie in Kapitel 2.4.2. genannt, im Schnitt 65. Homogenitätsbereich 1 beschreibt das geotechnisch „beste“ Gebirge der Marmorlagerstätte Gummern.

Homogenitätsbereich 2:

Bei Homogenitätsbereich 2 handelt es sich um feinklütteren Marmor und dessen Nebengesteine mit einem durchschnittlichen GSI von 55. Diese feinklütteren Gesteine finden sich in der Umgebung einer mylonitischen Scherzone die die Marmorlagerstätte Gummern von SW nach NO durchzieht. Der Kluftabstand beträgt im Schnitt zwischen 2 - 20cm. Die Kluftverwitterung lässt sich gleich wie für Homogenitätsbereich 1 annehmen. Wasserzutritt ist praktisch nicht vorhanden. Die Extrapolation im geotechnischen 3D Modell erfolgte mit Hilfe des geologischen Modells der Lagerstätte Gummern und den darin enthaltenen strukturgeologischen Daten zum Faltenbau.

Homogenitätsbereich 3

Bei Homogenitätsbereich 3 handelt es sich um stärker verwittertes Gestein das von Toneinlagerungen durchsetzt ist. Bei den Aufnahmen im Feld wurde ein GSI von 30 zugewiesen. Bei der Extrapolation von Homogenitätsbereich 3 wurde davon ausgegangen, dass sich die Verwitterung wie beim Karstbereich (Homogenitätsbereich 4) senkrecht in die Tiefe fortsetzt.

Erläuterungen zum Karstbereich:

Die Extrapolation des Karstschlotes erfolgte anhand der Erfahrungen des Betriebes die beim Auffahren des Förderstollens der Lagerstätte Gummern gemacht wurden und anhand der sichtbaren Ausdehnung an der derzeitigen Tagesoberfläche welche rund 100x100m beträgt. Die genauen Ausdehnungen des Karstes in die Tiefe, bzw. in Richtung der

Tagbauendböschung sind nicht bekannt da diesbezügliche Bohrungen (Steckenbleiben des Bohrgestänges bei, im Karst eingelagerten, Knauern), oder aber auch etwaige geophysikalische Untersuchungen (Es ist nicht möglich ein Profil quer auf die Tagbauböschung zu legen) bisher technisch nicht möglich waren. Die Karsteigenschaften sind geotechnisch als äußerst ungünstig zu betrachten. Es handelt sich beim Karst um toniges bis feinkörniges Material mit eingelagerten Knauern und Gesteinsblöcken, die zumeist verbandslos im Karst auftreten und vom tonigen/feinkörnigen Material umflossen werden.

3. QUANTITATIVE GEBIRGSKLASSIFIZIERUNG

3.1. Allgemeines zur quantitativen Gebirgsklassifizierung

Die quantitative Gebirgsklassifizierung erfolgt, um die Materialkennwerte für die weiterführende zweidimensionale numerische Simulation zu erhalten. Die Errechnung der Materialkennwerte für das Gebirge erfolgt im Zuge der Arbeit auf der Basis des Generalized Hoek & Brown Kriteriums (Hoek, Carranza-Torres, & Corkum, 2002). Aus den ermittelten Hoek & Brown Parametern lassen sich in weiterer Folge auch die Mohr – Coulomb'schen Parameter Kohäsion und Innerer Reibungswinkel ausrechnen. Um die Materialkennwerte nach dem Generalized Hoek & Brown Kriterium für das Gebirge ermitteln zu können werden folgende Eingangsparameter benötigt:

GSI	Geological Strength Index. Erhält man aus der qualitativen Gebirgsklassifizierung im Feld.
σ_{ci}	Einaxiale Druckfestigkeit der intakten Gesteinsprobe.
m_i	Hoek & Brown Parameter der intakten Gesteinsprobe. Ein Maß für die innere Reibung der Gesteinsprobe. Der Faktor m_i basiert auf Erfahrungswerten aus Fallstudien die bei der Entwicklung des Hoek & Brown Kriteriums eine Rolle spielten. Die Werte dafür können nach Hoek je nach Gesteinsart, aber auch innerhalb einer Gesteinsart stark variieren.
D	Disturbance Factor. Beschreibt den Einfluss der Sprengarbeit auf das Gebirge. Der Disturbance Factor liegt nach Hoek et al. 2002 zwischen 0 und 1. Wobei 1 die schlechteste Sprengarbeit repräsentiert. Der Einfluss dieses Parameters auf das Ergebnis der Gebirgskennwerte kann sehr groß sein.
E_i	E-Modul der intakten Gesteinsprobe.

Tabelle 12: Für das Hoek & Brown Kriterium benötigte Eingangsparameter

Aus den Eingangsparametern können nun in weiterer Folge die Materialkonstanten und Gebirgsfestigkeitsparameter errechnet werden. Das Generalized Hoek & Brown Kriterium in der Version von 2002 verwendet folgende Materialkonstanten (Hoek, Carranza-Torres, & Corkum, 2002) um in weiterer Folge die Gebirgskennwerte für Festigkeit und Spannungszustände zu ermitteln:

m_b	Parameter der in etwa dem inneren Reibungswinkel entspricht
s	Parameter der in etwa der Kohäsion entspricht
a	Parameter der in etwa der Dilatation entspricht

Tabelle 13: Gebirgskennwerte nach Hoek et al.

Diese Materialkonstanten errechnen sich aus den Eingangsparametern GSI und m_i (siehe Formel 5, Formel 6 und Formel 7).

$$m_b = m_i \exp((GSI - 100) / (28 - 14D))$$

Formel 5: Berechnung von m_b

$$s = \exp((GSI - 100) / (9 - 3D))$$

Formel 6: Berechnung von s

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

Formel 7: Berechnung von a

Anhand der Materialkonstanten für das Gebirge und den im Vorhinein besprochenen Eingangsparametern können nun die Gebirgskennwerte errechnet werden.

$$\sigma' = \sigma' + \sigma \quad \text{--- +}$$

Formel 8: Generalized Hoek & Brown Kriterium (Hoek, Carranza-Torres, & Corkum, 2002)

$$\sigma' = \sigma \frac{(\quad)(\quad)}{(\quad)(\quad)}$$

Formel 9: "Global Rock Mass Strength", nach (Hoek, Carranza-Torres, & Corkum, 2002)

$$\text{---} = 0,72 \text{ ---}$$

Formel 10: Berechnung zum "maximum confining stress" für Böschungen (Hoek, Carranza-Torres, & Corkum, 2002)

Des Weiteren lassen sich nach Hoek, Carranza-Torres, & Corkum, 2002 auch die äquivalenten Mohr-Coulomb Parameter c (Kohäsion) und Φ (Innerer Reibungswinkel) berechnen.

$$\Phi = \frac{\quad}{(\quad)(\quad) \quad (\quad)}$$

Formel 11: Äquivalenter Innerer Reibungswinkel (Hoek, Carranza-Torres, & Corkum, 2002)

$$= \frac{(\quad)(\quad)}{(\quad)(\quad) \quad (\quad)(\quad) \quad (\quad)(\quad)}$$

Formel 12: Äquivalente Kohäsion (Hoek, Carranza-Torres, & Corkum, 2002)

Wobei $\sigma' = \sigma' / \sigma'$ zur Berechnung der Parameter Φ' und c' verwendet werden muss.

Zusätzlich kann aus dem GSI, dem E-Modul der intakten Gesteinsprobe und dem Disturbance Factor D der E-Modul des Gebirges ermittelt werden:

$$= 0.02 + \frac{\quad}{\quad}$$

Formel 13: "Rock Mass Modulus", (Hoek & Diederichs, 2006)

Auf Basis der errechneten Gebirgskennwerte kann in weiterer Folge die numerische Simulation durchgeführt werden. Grundsätzlich ist zu sagen, dass die numerische Simulation nur so gut wie die vorher ermittelten Materialkennwerte ist. Es ist daher größtes Augenmerk auf die qualitative, sowie die weiterführende quantitative Gebirgsklassifizierung zu legen.

3.2. Ergebnisse der quantitativen Gebirgsklassifizierung

Die Annahmen für die Eingangsparameter zur quantitativen Gebirgsklassifizierung am Standort Gummern sind im Folgenden genauer erläutert:

Der GSI wird anhand der Ergebnisse aus Kapitel 2.4.2. herangezogen.

Die Eingangsparameter σ_{ci} (einaxiale Druckfestigkeit der intakten Gesteinsprobe), E_i (E-Modul der intakten Gesteinsprobe) und das Gewicht des Gesteins stammen aus Gutachten (Firma InterGeo zur Berechnung der Standsicherheit der Vorbrecherkaverne am Standort Gummern) die der Firma OMYA vorliegen. Für den Fall des Karstes wurden die Parameter σ_{ci} und E_i abgemindert. Die Abminderung erfolgte anhand von Erkenntnissen zum Verhalten des Karstes bei der Herstellung des Förderstollens der Marmorlagerstätte Gummern. Es wurde durch die Abminderung der Eingangsparameter des Karstes versucht, eine möglichst realitätsnahe Annahme der Karsteigenschaften zu treffen.

Der Eingangsparameter D (Disturbance Factor) wurde mit 0,7 festgelegt. Diese Annahme basiert auf der Empfehlung von Hoek, Carranza-Torres, & Corkum, 2002, nach der der Disturbance Factor D für gute Sprengarbeit (keine extremen Auswirkungen der Sprengarbeit in die Tiefe der Böschungsfrent, Pre-Splitting im Endzustand) mit 0,7 festzulegen ist.

Der Eingangsparameter m_i wurde mit 6 festgelegt. Dies basiert auf den Empfehlungen der Software RocLab der Firma RocScience welche mit dem Generalized Hoek & Brown Kriterium in der Version von 2002 arbeitet. Hier wird für Marmor ein Bereich von $m_i=9\pm 3$ empfohlen. Für diese Arbeit wurde $m_i=6$ gewählt um eine nicht zu optimistische Aussage für die Lagerstätte zu treffen.

Nach der Festlegung der Eingangsparameter erfolgte die praktische Berechnung der Materialkonstanten und Gebirgskennwerte mittels der Software RocLab. Die Software basiert in der aktuellen Version auf dem Generalized Hoek & Brown Kriterium in der Version von 2002. Es lassen sich mit ihr auch die äquivalenten Mohr-Coulomb Parameter Φ und c errechnen. Es werden von der Software die in Kapitel 3.1. erläuterten Verfahren angewandt.

Anhand der Tabelle 14 sind die Ergebnisse der quantitativen geotechnischen Gebirgsklassifizierung der Marmorlagerstätte Gummern ersichtlich.

	Bereich 1, GSI=65	Bereich 2, GSI=55	Bereich 3, GSI=30	Bereich4, Karst GSI=30
Eingangsparameter				
GSI	65	55	30	30
σ_{ci}	80 MPa	80 MPa	80 MPa	15 MPa
m_i	6	6	6	6
D	0,7	0,7	0,7	0,7
E_i	70000 MPa	70000 MPa	70000 MPa	3750 MPa
Gewicht des Gesteins	2700 kg/m ³	2700 kg/m ³	2700 kg/m ³	2700 kg/m ³
Böschungshöhe	350m	350m	350m	350m
Errechnete Hoek & Brown Materialkonstanten				
m_b	0,877	0,506	0,128	0,128
s	0,0063	0,0015	$3,93e^{-5}$	$3,93e^{-5}$
a	0,502	0,504	0,522	0,522
Gebirgskennwerte (Hoek, Carranza-Torres, & Corkum, 2002)				
σ'_{3max}	6,9 MPa	6,7 MPa	6,2 MPa	5,3 MPa
σ_c	6,3 MPa	3,0 MPa	0,4 MPa	0,1 MPa
σ_{cm}	10,9 MPa	7,7 MPa	3,3 MPa	0,6 MPa
σ_t	-0,6 MPa	-0,2 MPa	-0,03 MPa	-0,01 MPa
Erm	18578 MPa	10335 MPa	2517 MPa	135 MPa
Äquivalente Mohr-Coulomb Kennwerte				
Φ'	33,4°	29,3°	18,7°	10,7°
c'	2,0 MPa	1,4 MPa	0,7 MPa	0,3 MPa

Tabelle 14: Ergebnisse der quantitativen Gebirgsklassifizierung am Standort Gummern

4. FESTLEGUNG DER KRITISCHEN SCHNITTE FÜR DIE ZWEIDIMENSIONALE NUMERISCHE SIMULATION

Nachdem die geotechnischen Homogenitätsbereiche identifiziert und deren Materialeigenschaften festgelegt sind muss eine Festlegung von kritischen Schnitten für die zweidimensionale numerische Simulation erfolgen. Als kritische Bereiche werden jene bezeichnet die für die numerische Simulation von besonderem Interesse sind. Durch diese Bereiche werden Schnitte, die sogenannten kritischen Schnitte, gelegt. Anhand dieser Schnitte erfolgt die zweidimensionale numerische Simulation.

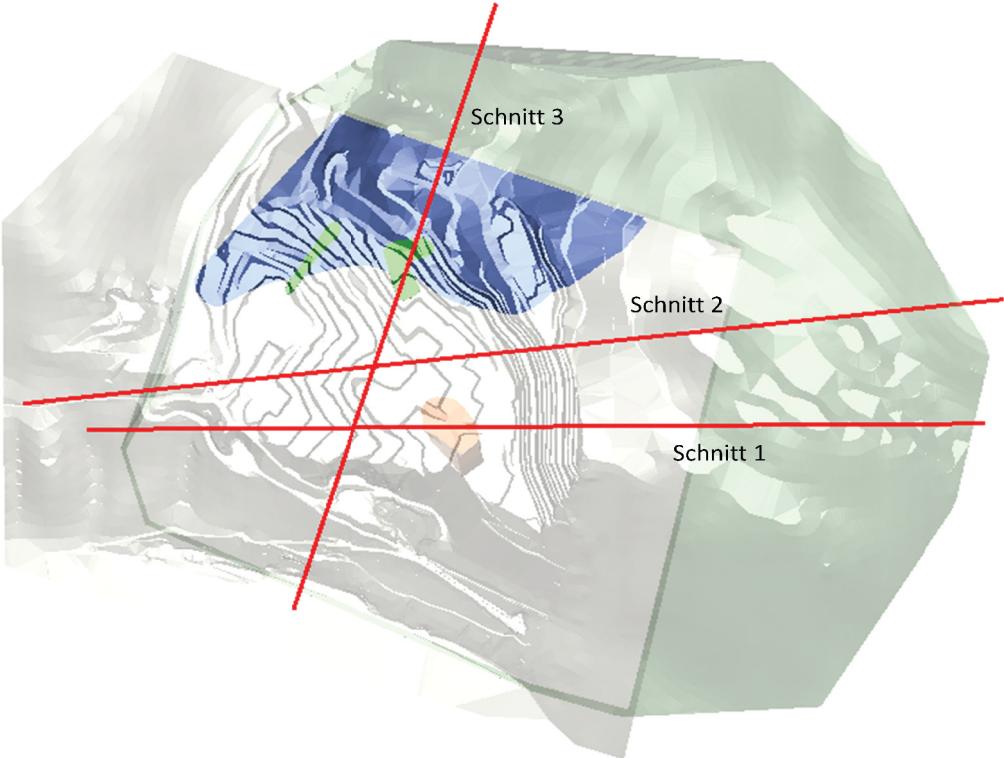


Abbildung 8: Festlegung der kritischen Schnitte - aktueller Abbaustand

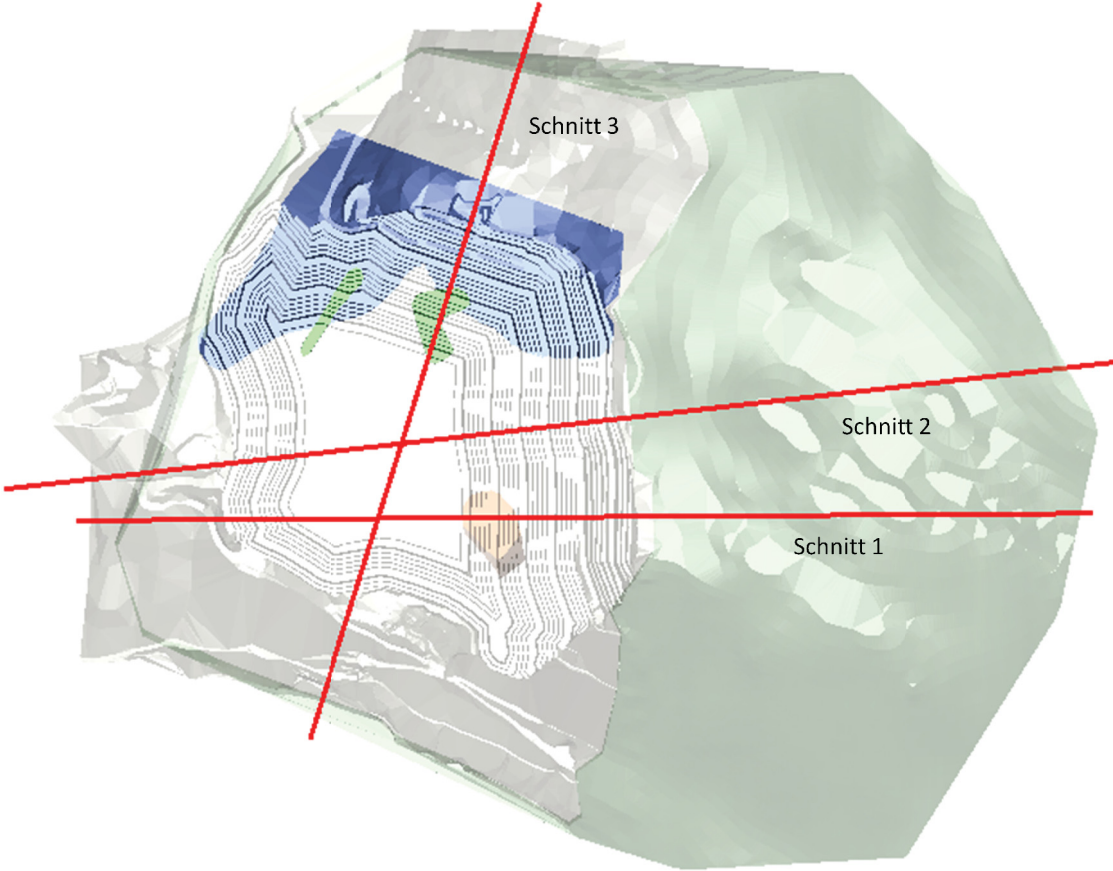


Abbildung 9: Festlegung der kritischen Schnitte - genehmigter Tagbauendstand

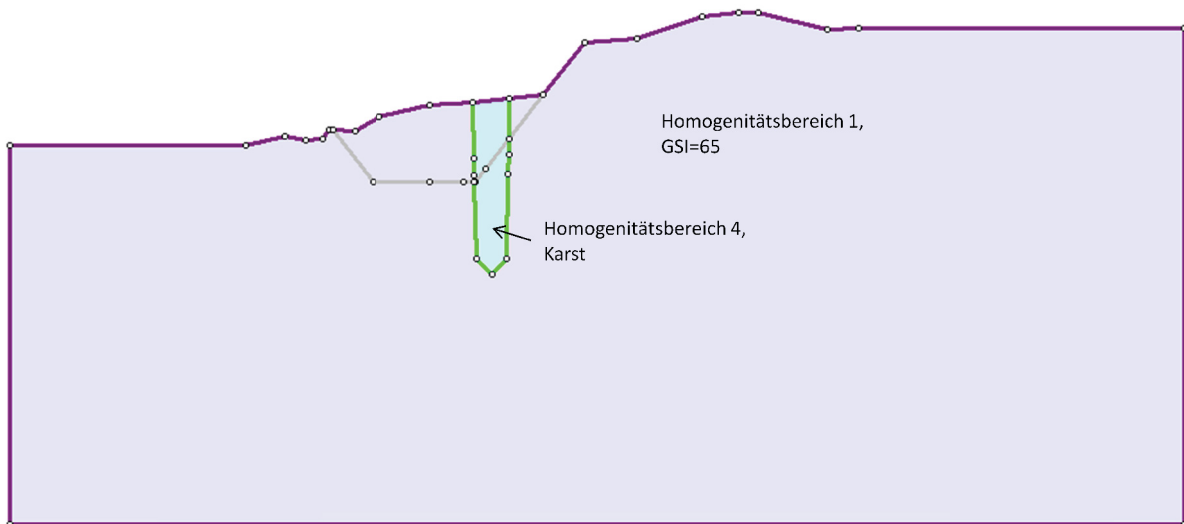


Abbildung 10: Kritischer Schnitt 1, Profildarstellung, derzeitiger Abbaustand

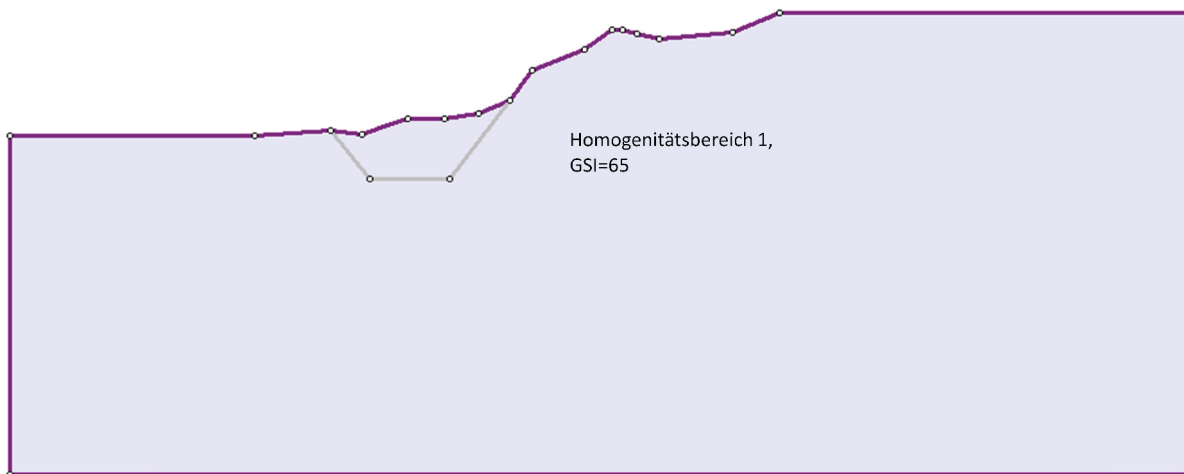


Abbildung 11: Kritischer Schnitt 2, Profildarstellung, derzeitiger Abbaustand

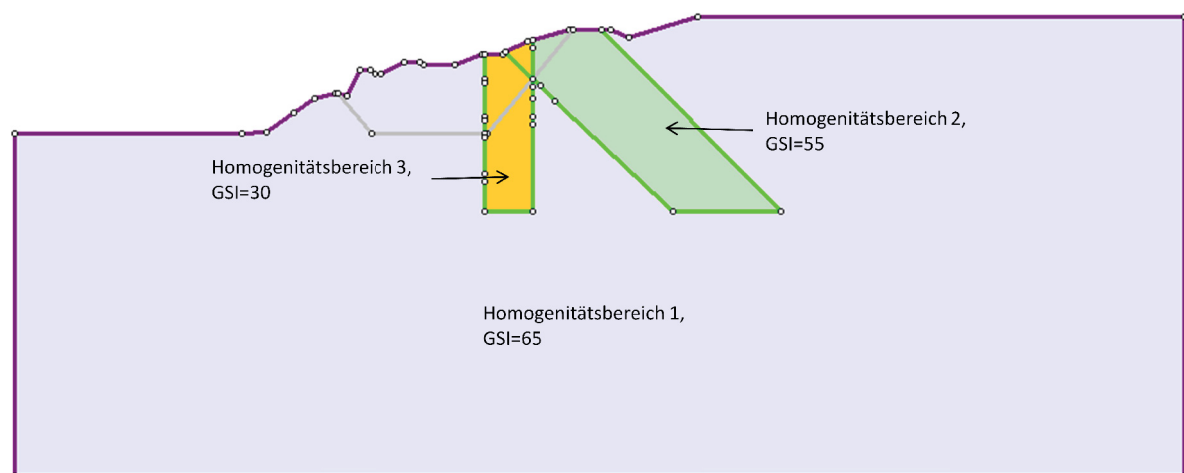


Abbildung 12: Kritischer Schnitt 3, Profildarstellung, derzeitiger Abbaustand

Abbildung 8 und Abbildung 9 zeigen die Festlegung der kritischen Schnitte für die zweidimensionale numerische Simulation. Abbildung 10, Abbildung 11 und Abbildung 12 zeigen die Profile durch die kritischen Schnitte 1 bis 3 im derzeitigen Abbaustand.

Erläuterungen zur Festlegung der kritischen Schnitte:

Schnitt 1 wurde gewählt um die Auswirkungen des Karstbereichs auf die Tagbauendböschung simulieren zu können. Er wird durch den Karst und senkrecht auf die Tagbauendböschung gelegt.

Schnitt 2 wurde gewählt um die größten Einflüsse der Topographie im Nordosten der Lagerstätte auf die Tagbauendböschung zu simulieren. Wie in Abbildung 8 und Abbildung 9 ersichtlich ist, verläuft Schnitt 2 durch die höchste Erhebung im Nahbereich des Tagbaus welche sich auf die Endböschung auswirkt.

Schnitt 3 wurde gewählt um die Einflüsse der Homogenitätsbereiche 2 (GSI=55) und 3 (GSI=30) zu berücksichtigen.

Die genauen Materialeigenschaften der einzelnen Homogenitätsbereiche sind in Tabelle 14 ersichtlich.

5. ZWEIDIMENSIONALE NUMERISCHE SIMULATION

5.1. Allgemeines zur numerischen Simulation

Ingenieuren die sich mit Gebirgs- und Felsmechanik beschäftigen steht heutzutage eine Vielzahl verschiedener Methoden zur Stabilitätsberechnung von Felsböschungen zur Verfügung. Diese reichen von einfachen Tabellen über sogenannte Limit Equilibrium Methoden und Steinfällanalysen bis hin zu komplexen numerischen Methoden.

In diesem Kapitel soll eine kurze Zusammenfassung der gängigen numerischen Methoden gegeben werden, da die Stabilitätsanalyse der Tagbauendböschung im Zuge dieser Arbeit mit numerischen Methoden durchgeführt wurde. Aufgrund der rasanten Entwicklung am Computersektor (vor allem Rechner- und Speicherleistung) ist es heute möglich, numerische Verfahren in der Geotechnik recht schnell und kostengünstig durchzuführen.

Die numerischen Methoden in der Geotechnik werden grundsätzlich in drei Kategorien unterteilt: Methoden mit kontinuierlichen Modellen (Continuum Modelling), Methoden mit diskontinuierlichen Modellen (Discontinuum Modelling) und Methoden in denen die beiden bisher genannten Methoden vereint sind (Hybrid Modelling).

Methode	Kritische Parameter	Vorteile	Nachteile
Continuum Modelling (z.B. Finite Elemente und Finite Differenzen Methode)	Böschungsgeometrie, Materialmerkmale (elastisches Material, elasto-plastisch, kriechend, etc.), Grundwasser, Scherfestigkeiten, Spannungszustände	Lässt Materialdeformationen und Bruch bis zu einem gewissen Grad zu. Kann Grundwassereinflüsse und Porenwasserdruck berücksichtigen. Parameterstudien können durchgeführt werden. Mittlerweile recht schnell durchführbar (Rechenzeiten).	Die Anwender müssen in der Regel äußerst gut geschult sein um schnell arbeiten zu können, bzw. um Modellfehler und Grenzen bei der Modellierung zu erkennen. Die Eingangsparameter sind zumeist unsicher. Sehr stark geklüftetes Gebirge kann oft nicht repräsentativ modelliert werden. Sensibilitätsanalysen einzelner Parameter oft zeitaufwendig.
Discontinuum Modelling (z.B. Distinkte Elemente und Diskrete Elemente Methode)	Böschungsgeometrie, Materialmerkmale, Scherfestigkeiten und Steifigkeiten der Trennflächen, Grundwasser, Spannungszustände	Die Deformation einzelner Blöcke bzw. die Bewegungen einzelner Blöcke zueinander können simuliert werden. Parameterstudien können durchgeführt werden.	Die Nutzer müssen, wie beim Continuum Modelling, gut geschult sein. Daten über Klufteigenschaften sind meist limitiert. Daten über Kluftgeometrien und Ausdehnungen sind limitiert
Hybrid Modelling	Kombination der oben genannten Parameter	Vereint grundsätzlich die Vorteile beider oben genannten Verfahren	Sehr hoher Rechenaufwand von Nöten.

Tabelle 15: Gruppen numerischer Verfahren, verändert nach (Coggan, Stead, & Eyre, 1998)

Für diese Arbeit wurden zwei verschiedene numerische Simulationsprogramme verwendet. Es sind dies FLAC_{2D} (Finite Differenzen Methode) von Itasca und PHASE_{2D} (Finite Elemente Methode) von RocScience. Beide Simulationsprogramme gehören der ersten genannten Gruppe an (Continuum Modelling).

Wichtige Einflussfaktoren auf die Ergebnisse der Modelle sind neben den Materialeigenschaften, die vom Anwender im Vorfeld der Simulation festgelegt werden müssen, die Modellgröße, die Netzfeinheit, die Randbedingungen, das verwendete Materialgesetz (Mohr-Coulomb, Hoek & Brown, etc.) sowie das gewählte Materialverhalten (elastisch, elasto-plastisch, etc.), die Simulation von Grund- oder Porenwasser sowie die Genauigkeit mit der der verwendete Algorithmus eine Näherungslösung ermitteln soll.

Bei der Simulation von mehreren verschiedenen Materialien in einem Modell können Schwierigkeiten auftreten. Diese Schwierigkeiten betreffen vor allem die Simulation selbst (es kann vorkommen, dass die Simulation vor dem Erreichen eines eindeutigen Ergebnisses abgebrochen wird) sowie die Interpretation von Ergebnissen. Bei verschiedenen Materialien, die in ihren Eigenschaften sehr weit auseinanderliegen (z.B. verwittertes Karstmaterial und kompetenter, wenig zerklüfteter Fels), kann es zu erheblichen Problemen bei der Interpretation kommen.

5.2. Vergleich der verwendeten zweidimensionalen numerischen Simulationsprogramme

5.2.1. FLAC_{2D}

FLAC_{2D} (Fast Lagrangian Analysis of Continua) ist ein zweidimensionales Finite Differenzen Programm. Die Materialeigenschaften werden anhand von Zonen, bzw. Elementen simuliert die ein Netz aufbauen, dessen Grenzen vom Anwender definiert werden muss. In FLAC_{2D} können jedem einzelnen Element eigene Materialeigenschaften zugewiesen werden. Die Elementgröße, bzw. die Netzfeinheit ist hierbei frei wählbar und hängt von der notwendigen Genauigkeit ab. In FLAC_{2D} können die verschiedensten Materialgesetze verwendet werden. Ab der Version FLAC_{2D} 5.0 ist standardmäßig auch eine Berechnung von Sicherheitsfaktoren mittels der Shear Strength Reduction Methode möglich. Dabei wird die Scherfestigkeit des simulierten Materials so lange reduziert bis der Bruch eintritt. Daraus lässt sich in weiterer Folge der Sicherheitsfaktor errechnen.

5.2.2. PHASE_{2D}

PHASE_{2D} ist ein zweidimensionales Finite Elemente Programm. Im Gegensatz zu FLAC_{2D} können in PHASE_{2D} die Materialeigenschaften nur vorher bestimmten Zonen zugewiesen werden. Diese Zonen können dann bei der Netzgenerierung je nach benötigter Genauigkeit mit einem groben oder feinen Netz versehen werden. Die Berechnung von Sicherheitsfaktoren erfolgt wie bei FLAC_{2D} über die Shear Strength Reduction Methode. Bei der Shear Strength Reduction wird die Scherfestigkeit des simulierten Materials (bzw. des simulierten Modells) so lange vermindert bis der Bruch eintritt. Der Strength Reduction Faktor ist in PHASE_{2D} mit dem Sicherheitsfaktor gleichzusetzen. Des Weiteren bietet Phase_{2D} ab der Version 6.0 die Möglichkeit, die Materialeigenschaften des Gebirges nach dem Bruch festzulegen (Festlegung des sogenannten post-peak behaviour eines Materials).

5.2.3. Durchführung und Ergebnis der Vergleichsrechnung

Um einen Vergleich der Ergebnisse der numerischen Simulation mittels FLAC_{2D} und PHASE_{2D} zu erhalten und um eine Entscheidung zu treffen, mit welchem Programm letztendlich die Modelle für den Standort Gummern simuliert werden, muss eine Vergleichsrechnung durchgeführt werden. Dazu wird ein Böschungsmodell mit einfacher Geometrie sowie einheitlichem Gebirge betrachtet.

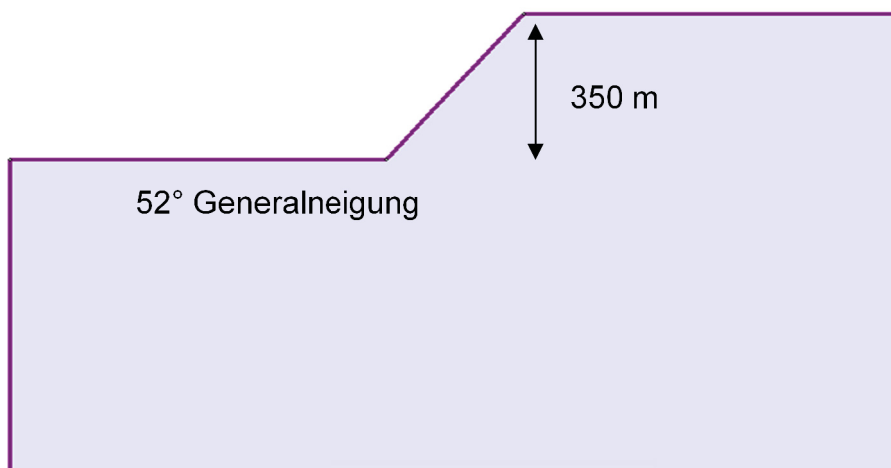


Abbildung 13: Böschungsgeometrie für die Vergleichsrechnung

Der in Abbildung 13 dargestellten Böschung werden die Gebirgseigenschaften des durch die Gebirgsklassifizierung erhaltenen Homogenitätsbereiches 1 (GSI=65, genaue

Materialeigenschaften siehe Tabelle 14: Ergebnisse der quantitativen Gebirgsklassifizierung am Standort Gummern) zugewiesen. Dadurch wird ein für Gummern relevantes Material simuliert und ein zulässiger Vergleich erhalten. Es wird bei der Vergleichsrechnung kein „post-peak behaviour“ d.h. keine Abminderung der Materialkennwerte nach dem Bruch, simuliert. Des Weiteren wird das Mohr-Coulomb'sche Materialgesetz verwendet, sowie elasto-plastisches Materialverhalten des Modells gewählt.

Zusätzlich zum Vergleich der numerischen Simulation erfolgt die Berechnung des Sicherheitsfaktors für die oben erläuterte Böschung mittels Hoek & Bray Charts. Diese Berechnung wurde durchgeführt um die Ergebnisse der numerischen Simulation besser interpretieren und beurteilen zu können.

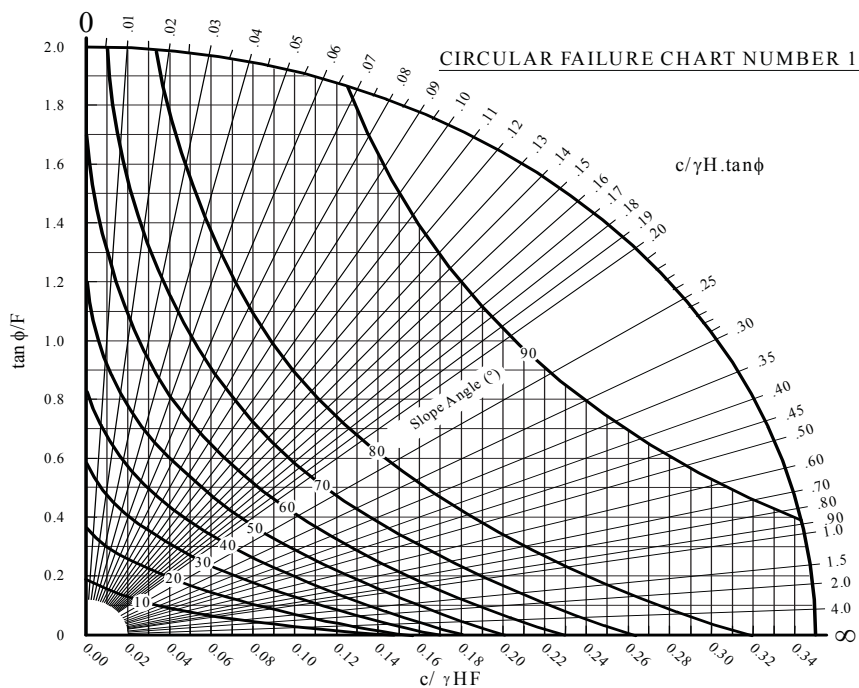


Abbildung 14: Hoek & Bray Chart zur Ermittlung des Sicherheitsfaktors für Felsböschungen

Für die graphische Berechnung mittels Hoek & Bray Chart wurden die gleichen Materialeigenschaften wie für die numerische Simulation verwendet. Die Ergebnisse der Vergleichsrechnung sind in Tabelle 16 ersichtlich:

Ergebnis der Vergleichsrechnung

Programm	Sicherheitsfaktor
FLAC _{2D}	2,4
PHASE _{2D}	2,3
Hoek & Bray Chart	2,2

Tabelle 16: Sicherheitsfaktoren für die Vergleichsrechnung

Aufgrund der guten Korrelation der Sicherheitsfaktoren der Vergleichsrechnung fällt die Entscheidung für die weitere numerische Simulation auf PHASE_{2D}, da dieses Programm neben dem schnelleren Algorithmus auch die, aus der Sicht des Verfassers dieser Arbeit, weit höhere Benutzerfreundlichkeit als FLAC_{2D} bietet.

5.3. Durchführung der numerischen Simulation für den Standort Gummern

5.3.1. Allgemeine Betrachtungen für den Standort Gummern sowie Festlegung der Randbedingungen für die numerische Simulation

Um ein geotechnisches Modell überhaupt zweidimensional simulieren zu können ist es notwendig dem Modell Randbedingungen zuzuweisen. Diese Randbedingung umfassen die Auflager am Modellrand, welche die Grenzen des Modells darstellen. Des Weiteren muss die Netzfeinheit sowie die Art des Netzes definiert werden. Als weitere Randbedingung gilt die Festlegung der Genauigkeit des Näherungsalgorithmus bzw. die Abschätzung wie sich die Genauigkeit der Näherung auf den ermittelten Sicherheitsfaktor und auf die benötigten Rechenzeiten auswirkt. Weiters muss in PHASE_{2D} festgelegt werden, wie die einzelnen Netzknoten auf den primären Spannungszustand reagieren. Die Randbedingungen sind für alle simulierten Modelle des Tagbaus Gummern gleich. Bei allen Randbedingungen wurden die Empfehlungen von RocScience (PHASE_{2D}-Manual sowie www.rocscience.com) berücksichtigt. Abbildung 15 bis Abbildung 17 zeigen beispielhaft die 3 kritischen Schnitte in PHASE_{2D}. Es handelt sich hierbei um den genehmigten Tagbauendstand mit 52° Generalneigung. In Abbildung 15 ist der Karstschlot im Schnitt dargestellt. Diesem Karstschlot im Schnitt (innerhalb des grün umrandeten Bereichs) werden die Materialeigenschaften des Karstes zugewiesen.

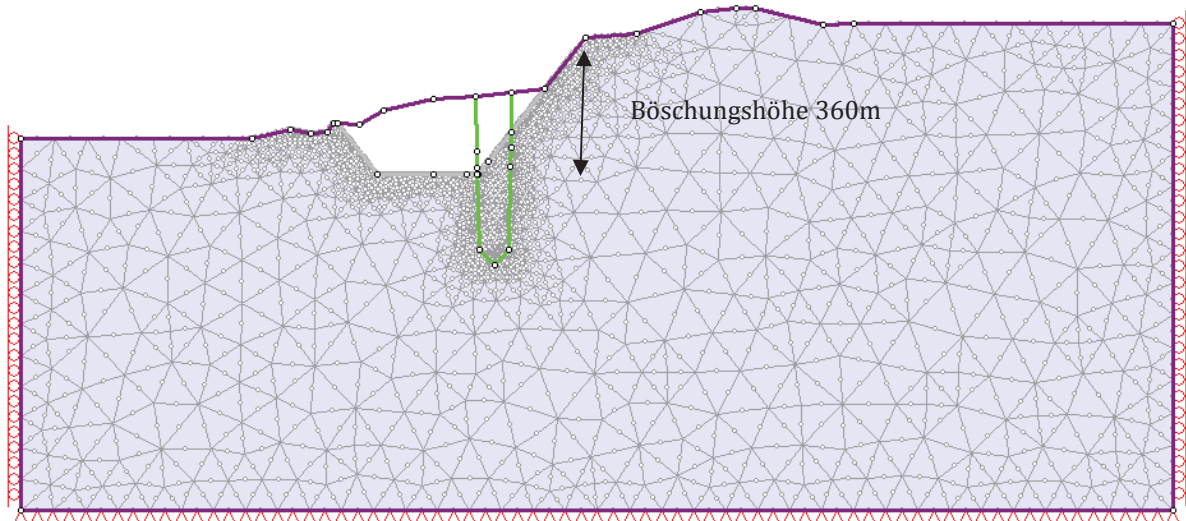


Abbildung 15: Darstellung des 1. kritischen Schnitts in PHASE_{2D}, genehmigter Endstand

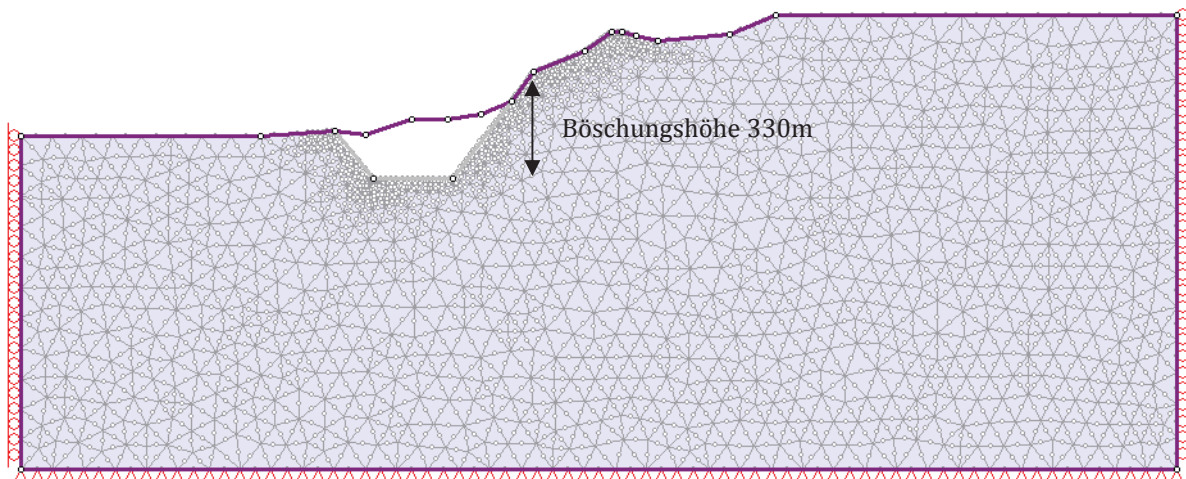


Abbildung 16: Darstellung des 2. kritischen Schnitts in PHASE_{2D}, genehmigter Endstand

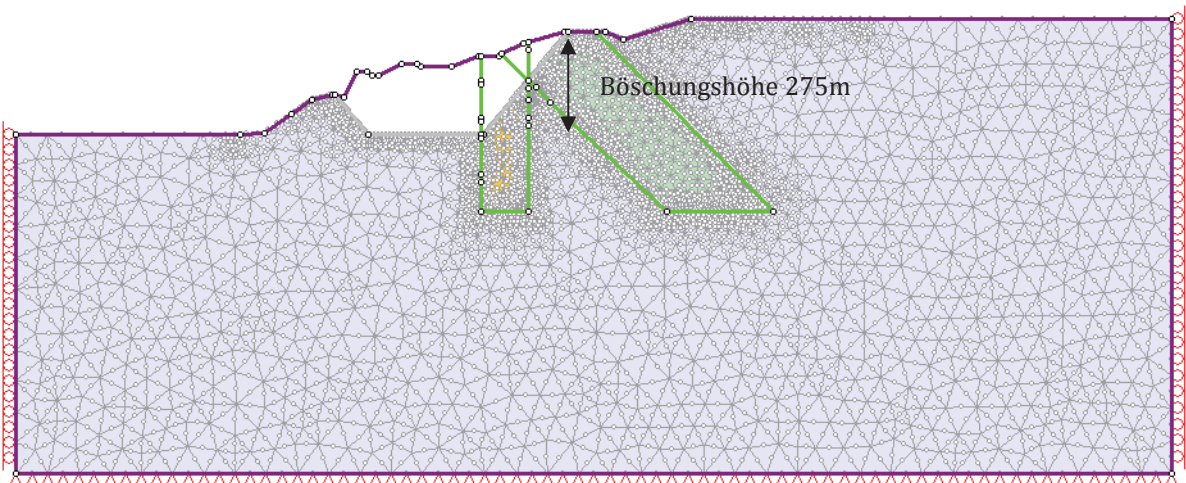


Abbildung 17: Darstellung des 3. kritischen Schnitts in PHASE_{2D}, genehmigter Endstand

Wie an den obigen Abbildungen ersichtlich ist, sind topographische Daten nur bis zu einer gewissen Ausdehnung um den Tagbaubereich bekannt. Die linken, rechten und unteren Modellränder müssen aber soweit vom simulierten Tagbaubereich entfernt sein damit sich Spannungsänderungen auf den Modellrand nicht mehr auswirken. Als Auflager an den linken und rechten Modellrändern dienen Loslager, am unteren Modellrand wurden Festlager gewählt. Als Netztyp wurden 6-knotige Dreiecke gewählt. Des Weiteren nimmt die Netzfeinheit zum Modellrand hin ab. Dies dient der Beschleunigung der Rechenzeit und ist zulässig, da sich die Netzfeinheit in diesen Bereichen nicht mehr auf die ermittelten Sicherheitsfaktoren auswirken. Die Poissonzahl, die Auswirkungen auf den primären Spannungszustand sowie auf die Spannungsänderungen hat, beträgt für die simulierten Modelle und Materialien immer 0,3 (siehe Gutachten der Firma Intergeo zur Standsicherheitsberechnung der Vorbrecherkaverne am Standort Gummern). Des Weiteren wurde für keines der simulierten Modelle etwaige Grundwasser-, Kluftwasser-, sowie Porenwasserdruckverhältnisse berücksichtigt da der Bergwasserspiegel bei einer Seehöhe von 500m ü.A. liegt (auf Niveau des Drautaales bzw. der genehmigten Tagbauendsohle) und der Wasserspiegel bei einer Vertiefung des Tagbaus auf unter 500m ü.A. oh im Bereich des Tagbaus ohnehin abgesenkt werden müsste.

5.3.2. Vergleich des Mohr – Coulomb'schen mit dem Hoek & Brown Bruchkriterium

Ein Vergleich des Mohr – Coulomb Bruchkriterium mit dem Hoek & Brown Bruchkriterium wurde durchgeführt um die Auswirkungen auf den Sicherheitsfaktor der Tagbauendböschung abzuschätzen. Es kann davon ausgegangen werden, dass bei einem Material, das dem Hoek & Brown Kriterium entspricht, bei gleichen geotechnischen Eigenschaften (GSI, gleicher E-Modul, Poissonzahl, etc.) der Grundbruch im Böschungsbereich früher eintritt als bei einem Mohr – Coulomb Material. Dies liegt an der Ausbildung der Bruchkurve des Hoek & Brown Bruchkriteriums für niedrige Spannungszustände wie sie im tagesnahen Bereich bzw. im Bereich von Felsböschungen auftreten. In Abbildung 18 ist der Vergleich der beiden Bruchkriterien anhand der Gebirgseigenschaften von Homogenitätsbereich 1 der Lagerstätte Gummern (GSI=65) ersichtlich.

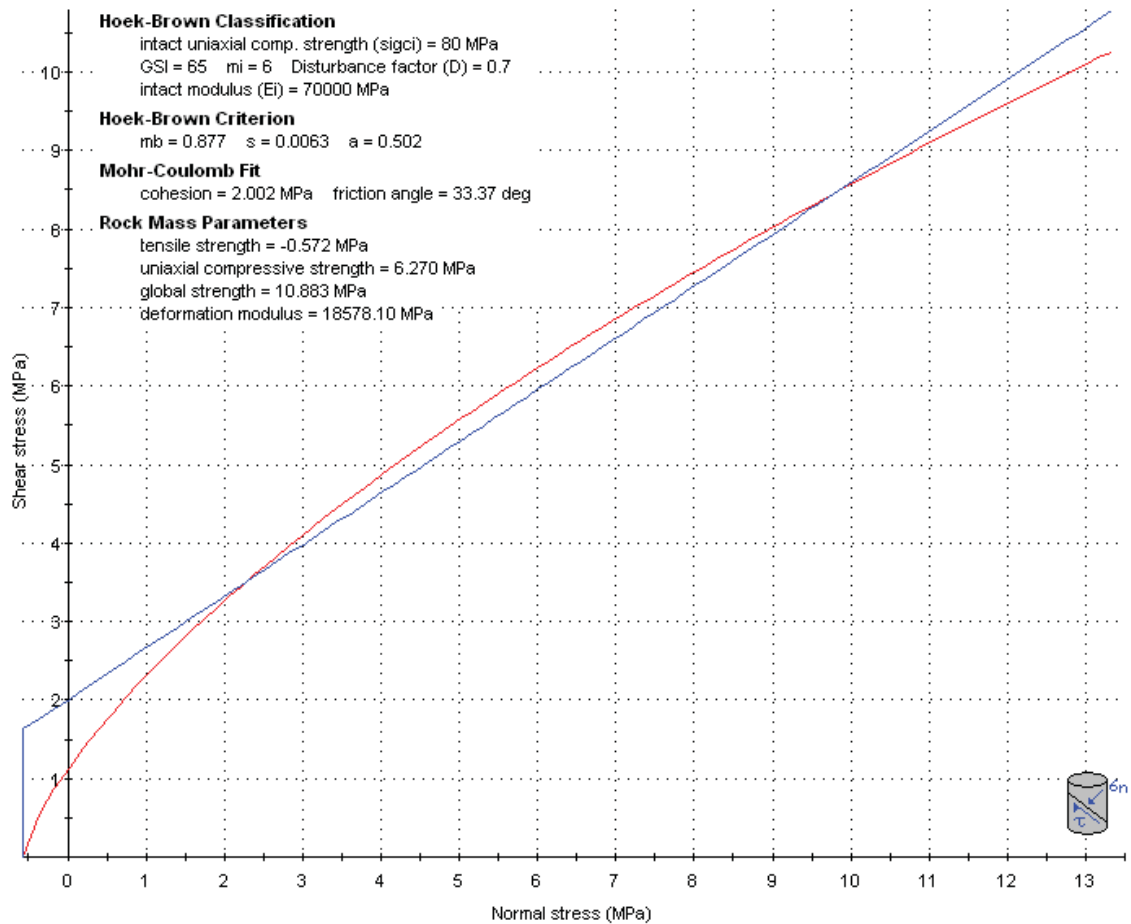


Abbildung 18: Vergleich der Bruchkriterien nach Mohr-Coulomb und Hoek & Brown. Blau: Mohr-Coulomb. Rot: Hoek & Brown.

Aufgrund der Tatsache, dass Materialien die dem Hoek & Brown Kriterium gehorchen, bei geringen Spannungszuständen etwas schneller zum Grundbruch neigen und somit ein konservativeres Ergebnis liefern müssten, wurde im Zuge der Arbeit beschlossen eine Vergleichsrechnung der beiden Bruchkriterien durchzuführen.

Um einen Vergleich der beiden Bruchkriterien zu erhalten wurde der kritische Schnitt 2 im genehmigten Tagbauendstand (52° Generalneigung, rund 350m Böschungshöhe) simuliert. Im Zuge der Berechnung mittels PHASE_{2D} wurde der GSI sukzessive von 75 auf 55 vermindert um die Auswirkungen auf die Sicherheitsfaktoren beider Bruchkriterien zu beobachten. Abbildung 19 stellt die Ergebnisse der Simulation dar:

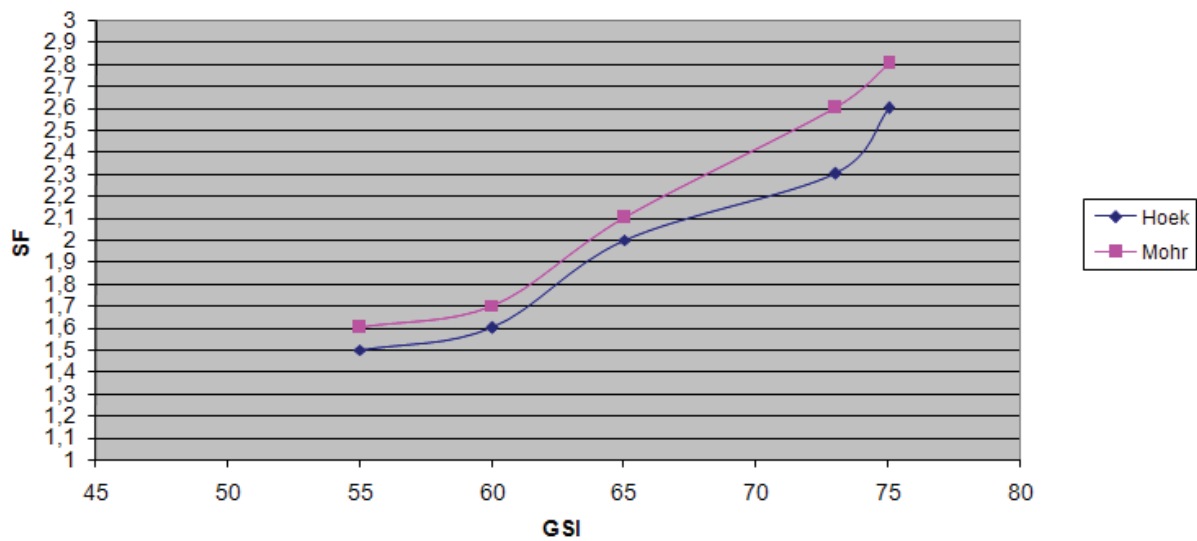


Abbildung 19: Vergleich zwischen Hoek & Brown und Mohr-Coulomb

Aus den Ergebnissen der Vergleichsrechnung zwischen Hoek & Brown und Mohr-Coulomb ist ersichtlich, dass die Sicherheitsfaktoren für Hoek & Brown tendenziell um 0,1 bis 0,2 niedriger liegen.

Aufgrund der Tatsache, dass die Sicherheitsfaktoren beider Bruchkriterium nicht sehr weit auseinander liegen, wurde für die weiterführende numerische Simulation für den Standort Gummern das Mohr-Coulomb'sche Bruchkriterium gewählt.

Zusätzlich zur Tatsache, dass die Sicherheitsfaktoren und somit die Standsicherheiten als Ergebnis der Vergleichsrechnung für Mohr-Coulomb tendenziell nur geringfügig höher liegen als bei Hoek & Brown, sprechen die einfachere Handhabbarkeit und die schnelleren Rechenzeiten für eine Verwendung von Mohr-Coulomb. Bei der Interpretation und Schlussfolgerung ist aber zu beachten, dass die Sicherheitsfaktoren für Mohr-Coulomb um die Werte 0,1 bis 0,2 höher sind als sie für Hoek & Brown wären.

5.3.3. Zweidimensionale numerische Simulation des genehmigten Tagbauendstandes

Den Beginn der eigentlichen zweidimensionalen numerischen Simulation des Tagbaus Gummern bildet die Simulation des genehmigten Endstandes. Die Simulation erfolgt anhand der in Kapitel 4 festgelegten kritischen Schnitte. Für die Simulation wurden die in Kapitel 5.3.1. erläuterten Randbedingungen verwendet. Die Ergebnisse der Simulation sind in

Tabelle 17 ersichtlich. Die dazugehörigen Schnittdarstellungen in PHASE_{2D} befinden sich im Anhang. Die entsprechenden PHASE_{2D}-Dateien befinden sich auf der DVD im Anhang.

Schnitt	Generalneigung	Tagbauendteufe	Sicherheitsfaktor	Anmerkung
1	52°	505m	1,5	Karst bricht, umliegendes Gebirge bleibt stabil
2	52°	505m	2,1	
3	52°	505m	1,7	

Tabelle 17: Ergebnisse der Simulation des genehmigten Endstandes

Wie aus der obigen Tabelle ersichtlich ist, nimmt der Sicherheitsfaktor mit zunehmender Verschlechterung der Gebirgseigenschaften (z.B. Karstbereich) stark ab. Bei dem Ergebnis für den ersten kritischen Schnitt durch den Karstbereich ist zu beachten, dass der unmittelbare Karstbereich bei einem Sicherheitsfaktor von 1,5 nicht standsicher ist. Der Sicherheitsfaktor wird dadurch erreicht, da das umliegende Gebirge des Karstes (GSI=65) bei einem Sicherheitsfaktor von 1,5 stabil bleibt und daher noch kein Grundbruch der gesamten Böschung eintritt. Die Ergebnisse der Sicherheitsfaktoren wurden immer auf die erste Nachkommastelle abgerundet.

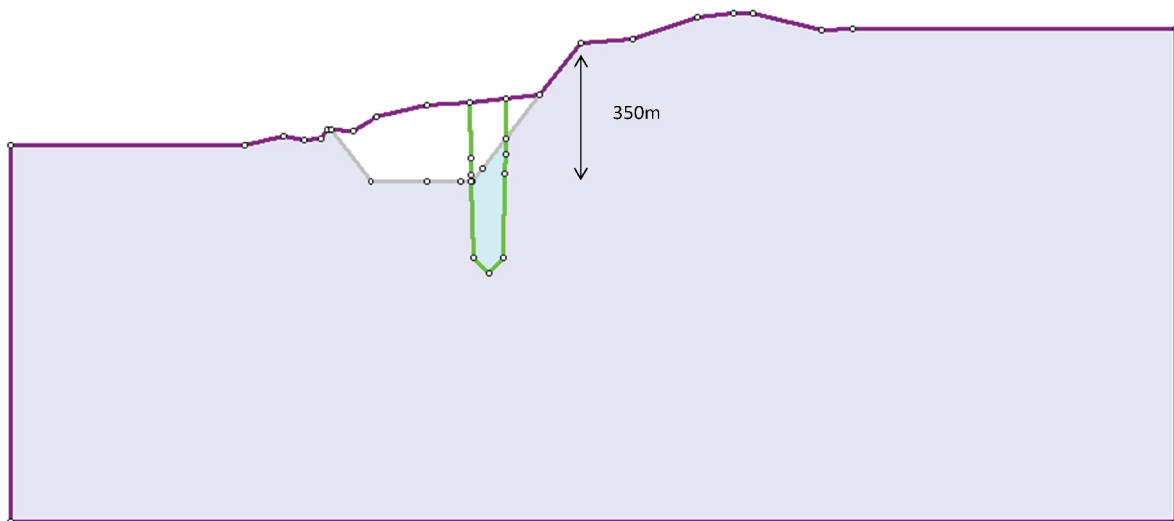


Abbildung 20: genehmigter Tagbauendstand am Beispiel des kritischen Schnitts 1

5.3.4. Zweidimensionale numerische Simulation des Tagbauendstandes mit genehmigter Endteufe und 60° Generalneigung

Der Tagbauendstand in der Variante mit 60° Generalneigung wurde überprüft um festzustellen ob eine steilere Böschung, die mit einer Zunahme der Gesamtfördermenge des Tagbaus einhergeht, langfristig stabil bleibt. Die Schnittdarstellungen in PHASE_{2D} befinden sich im Anhang, die PHASE_{2D}-Dateien befinden sich auf der DVD die dem Anhang hinzugefügt ist. Die Ergebnisse der Simulationen der 3 kritischen Schnitte befinden sich in Tabelle 18.

Schnitt	Generalneigung	Tagbauendteufe	Sicherheitsfaktor	Anmerkung
1	60°	505m	1,6	Karst bricht, umliegendes Gebirge bleibt stabil
2	60°	505m	1,9	
3	60°	505m	1,6	

Tabelle 18: Ergebnisse der Simulation für den Endstand mit genehmigter Endteufe und 60° Generalneigung

Der Sicherheitsfaktor für eine steilere Generalneigung ist, wie zu erwarten war, im Allgemeinen niedriger. Lediglich für den Karstbereich ist der Sicherheitsfaktor höher. Das liegt an der Tatsache, dass durch die steilere Tagbauböschung mehr Karstmaterial aus der Böschung entfernt wird und sich diese dadurch stabilisiert. Es ist anzumerken, dass diese Ergebnisse auf den Annahmen der Ausdehnung des Karstes bzw. der anderen geotechnischen Homogenitätsbereiche beruhen. Die Ausdehnung und Form des Karstbereiches beruht auf Erfahrungen des Betriebes, sind aber keineswegs gesichert. Die Ergebnisse sind immer auf die erste Nachkommastelle abgerundet.



Abbildung 21: Tagbau mit 60° Generalneigung am Beispiel des kritischen Schnitts 1

5.3.5. Simulation des Teufeneinflusses auf die Langfriststabilität der Tagbauendböschung bei 60° Generalneigung

Die Erweiterung des Tagbaus in die Teufe und die damit verbundene Auswirkung auf die Tagbauendböschung wurde simuliert, da eine Erweiterung in die Tiefe mit einer Zunahme der Gesamtfördermenge des Tagbaus einhergeht. Es wurden dabei nur Modelle des Kritischen Schnitts 2 in der Ergebnisliste berücksichtigt. Das liegt daran, dass die Modelle durch die Schnitte 1 und 3 mit den angenommenen geotechnischen Eigenschaften und den simulierten Endteufen keine Lösungen bieten (die Simulation läuft bis zur maximalen Anzahl der Iterationsschritte ohne sich einem Gleichgewichtszustand zu nähern. Beim Erreichen des letzten Iterationsschrittes, der vom Verfasser anhand der Empfehlungen von RocScience festgelegt wurde, wird die Simulation abgebrochen). Es kann somit keine sichere Aussage über das Ergebnis getroffen werden. Es ist aber laut den guidance notes von RocScience und aufgrund der sehr viel schlechteren GSI-Werten davon auszugehen, dass die Bereiche in denen Schnitt 1 und 3 liegen mit höheren Endböschungen nicht stabil sind. Somit sind nur Bereiche mit, für den Standort Gummern, besten Materialeigenschaften bei weit größeren Böschungshöhen als den genehmigten stabil (in den simulierten Fällen +100m bzw. +200m). Der kritische Schnitt 2 wurde bis zu einer Endteufe von maximal 300m ü.A. simuliert da das geologische Modell für die Lagerstätte Gummern in der aktuellen Version nicht weiter in die Teufe extrapoliert wurde. Die dazugehörigen Darstellungen und Dateien befinden sich im Anhang. Die Ergebnisse der Simulation sind in Tabelle 19 ersichtlich.

Schnitt	Generalneigung	Tagbauendteufe	Sicherheitsfaktor	Anmerkung
2	52°	400m	1,8	
2	60°	400m	1,6	
2	60°	300m	1,4	

Tabelle 19: Ergebnisse der Simulation für den Teufeneinfluss

Wie aus der obigen Tabelle ersichtlich ist fällt der Sicherheitsfaktor stark mit der Zunahme der Teufe. Bei einer Generalneigung von 52° konnte lediglich bis auf 400m ü.A. simuliert werden da sich größere Endteufen bei dieser Generalneigung geometrisch nicht mehr realisieren lassen. Die Ergebnisse sind auf die erste Nachkommastelle abgerundet.

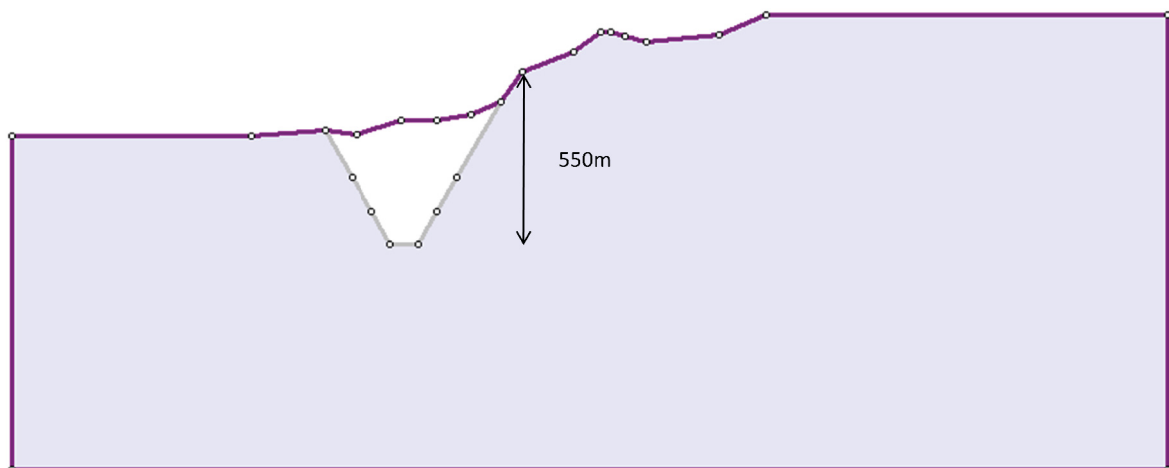


Abbildung 22: Teufeneinfluss, Tagbausohle auf 300m ü.A., 60 Grad Generalneigung, kritischer Schnitt 2, Böschung um 200m höher als derzeit geplant.

5.3.6. Simulation der Auswirkung eines etwaigen untertägigen Abbaues auf die Langfriststabilität der Tagbauendböschung

Zusätzlich zu den verschiedenen Tagbauvarianten wurde im Zuge dieser Arbeit die Auswirkung eines möglichen untertägigen Abbaus auf die Stabilität der Tagbauendböschung simuliert. Ein untertägiger Bergbau wäre, bezugnehmend auf das aktuelle geologische Modell der Lagerstätte Gummern, für die in Abbildung 23 dargestellten Schichten möglich. Diese fallen bergseitig der östlichen Tagbauendböschung in Richtung Nordosten ein. Die Simulation des untertägigen Abbaus erfolgte anhand der kritischen Schnitte 1 (Karstbereich) und 2 da diese im Bereich des untertägigen Abbaus liegen.



Abbildung 23: 3D- Darstellung der Schichten die möglicherweise untertägig abgebaut werden könnten

Um einen untertägigen Abbau zweidimensional zu simulieren wurde für diese Arbeit die Methode eines verringerten E-Moduls verwendet. Dabei wird der untertägige Abbau wegen des Ausbringens ganzheitlich als „weichere“ Schicht innerhalb des umliegenden Gebirges angesehen (die Annahme ist, dass durch die Abbaukammern das Gebirge im Bereich des untertägigen Abbaus weicher wird). Der abgeminderte E-Modul für die weiche Schicht ist über das Ausbringen des untertägigen Abbaus errechenbar. Ein kleinerer E-Modul bedeutet, dass der untertägige Abbaubereich höhere Konvergenzen zulässt als das umliegende Gebirge. Die zweidimensionale Darstellung des untertägigen Abbaus ist anhand des kritischen Schnittes 2 in Abbildung 24 dargestellt.

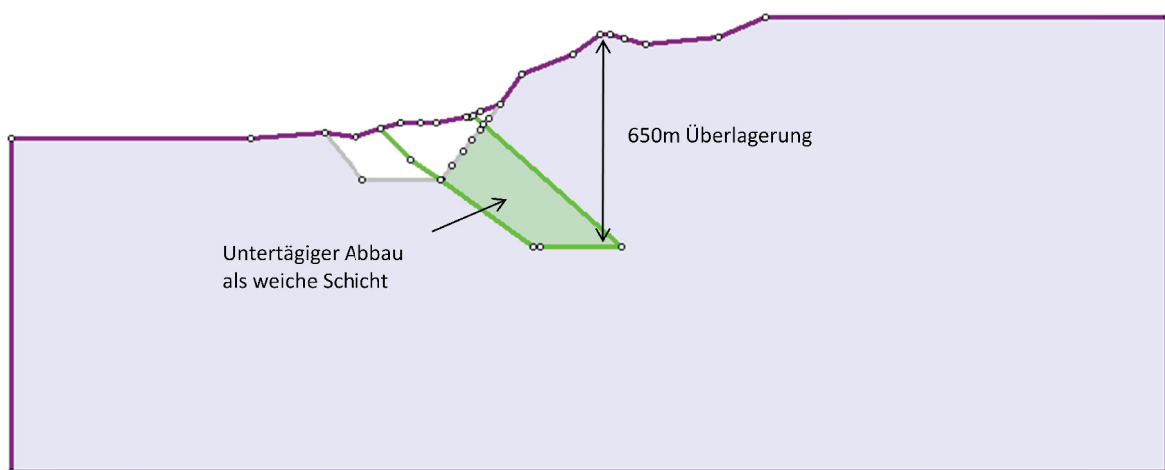


Abbildung 24: Untertägiger Abbau als weiche Schicht, Schnittdarstellung

Um den verminderten E-Modul zu errechnen müssen drei Annahmen getroffen werden:

Faktor	Wert	Anmerkung
σ_v	12,2 MPa	Vertikalspannung. Die Höhe von 650m für die Überlagerung ergibt sich aus der Topographie (siehe Abbildung 24).
e	30%	Ausbringen. Der Wert wurde anhand von Erfahrungen im untertägigen Bergbau festgelegt. Es wurden keine Barrierefesten berücksichtigt.
E_{Gebirge}	18,6 GPa	E-Modul des kompetenten Marmors. Siehe Kapitel 3.2.

Tabelle 20: Annahmen für die Berechnung des verminderten E-Moduls

Die Berechnung für die Vertikalspannung ist in Formel 14 ersichtlich.

$$\sigma_v = g \cdot \rho \cdot h$$

Formel 14: Vertikalspannung

Anhand der in Tabelle 20 festgelegten Annahmen kann nun mittels der Formeln 15 bis 17 der verminderte E-Modul für den untertägigen Abbau errechnet werden. Die Ergebnisse der Berechnung sind in Tabelle 21 ersichtlich.

$$= \frac{\sigma_v}{1 - e}$$

Formel 15: Tatsächliche Vertikalspannungen in der Feste

$$= \frac{\sigma_v}{1 - e}$$

Formel 16: Konvergenz der Festen

$$= \frac{\sigma_v}{1 - e}$$

Formel 17: Verminderter E-Modul des untertägigen Abbaus

Faktor	Wert	Anmerkung
σ_{TAT}	17,4 MPa	Tatsächliche Spannung in der Feste
ϵ_{Feste}	$0,9 \times 10^{-3}$	Konvergenz der Festen des untertägigen Abbaus
E_{2D}	13 GPa	Vermindeter E-Modul des untertägigen Abbaus.

Tabelle 21: Berechnungen für den verminderten E-Modul des untertägigen Abbaus für die 2D-Simulation

Mit Hilfe des verminderten E-Moduls (weiche Schicht) kann die zweidimensionale numerische Simulation des untertägigen Abbaus durchgeführt werden. Es wurden 3 Varianten für eine Kombination Tagbau/untertägiger Abbau betrachtet:

- Variante 1: Untertägiger Abbau, der die als momentan am aufbereitungstechnisch hochqualitativst angesehenen Schichten aus dem geologischen Modell für die Lagerstätte Gummern umfasst. Diese Variante wurde für die Schnitte 1 und 2 jeweils für 52° und 60° Generalneigung simuliert. Die Endteufe des Tagbaus beträgt 505m ü.A.

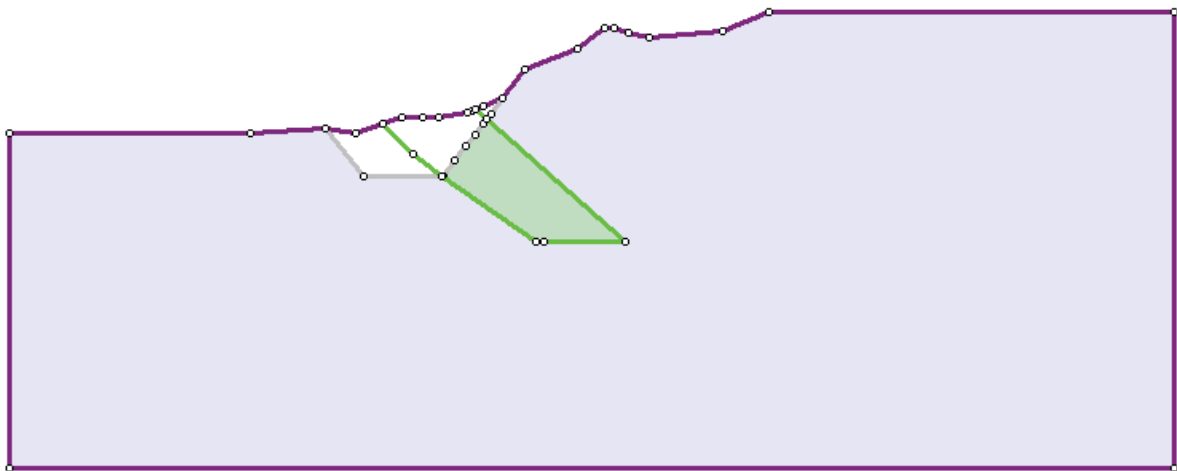


Abbildung 25: Simulationsvariante 1, untertägiger Abbau der aufbereitungsmäßig hochqualitativsten Schichten, Tagbauendteufe auf 505m ü.A.

- Variante 2: Untertägiger Abbau, der die als momentan am aufbereitungstechnisch hochqualitativst angesehenen Schichten aus dem geologischen Modell für die Lagerstätte Gummern umfasst. Zusätzlich wird der Tagbau auf 300m Seehöhe vertieft. Diese Variante wurde nur für Schnitt 2 (beste geotechnische Eigenschaften für den Standort Gummern) simuliert da mit zunehmender Teufe des Tagbaus die Standsicherheit drastisch abnimmt und die Böschung, wie in Kapitel 5.3.5 ersichtlich,

bei schlechten geotechnischen Eigenschaften laut zweidimensionaler Simulation ohnehin nicht standfest ist.

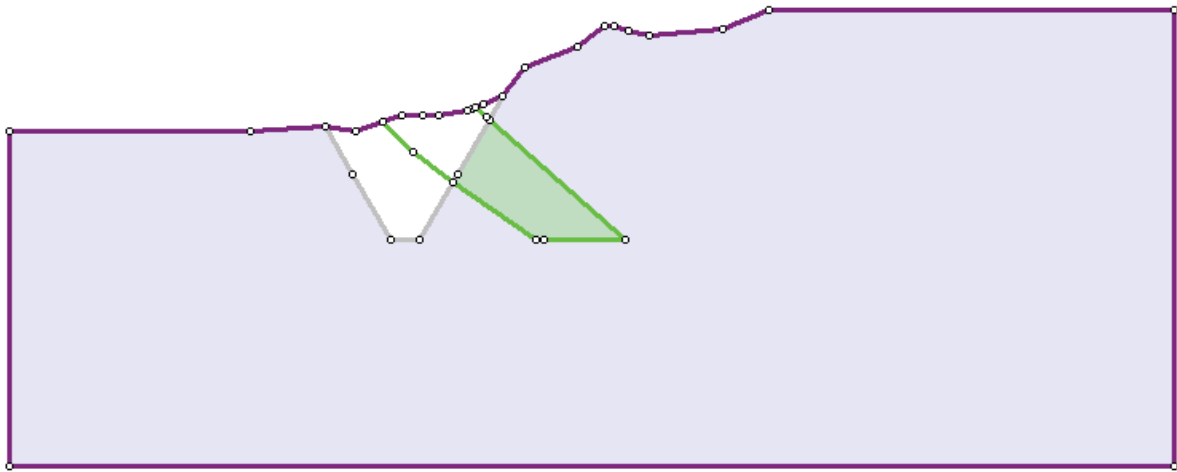


Abbildung 26: Simulationsvariante 2, untertägiger Abbau der aufbereitungsmäßig hochqualitativsten Schichten, Tagbauendteufe auf 300m ü.A.

- Variante 3: Vergrößerter Untertägiger Abbau, der auch Schichten von nicht so hoher aufbereitungstechnischer Qualität umfasst. Wurde aufgrund der geotechnischen Eigenschaften ebenfalls nur für Schnitt 2 durchgeführt.

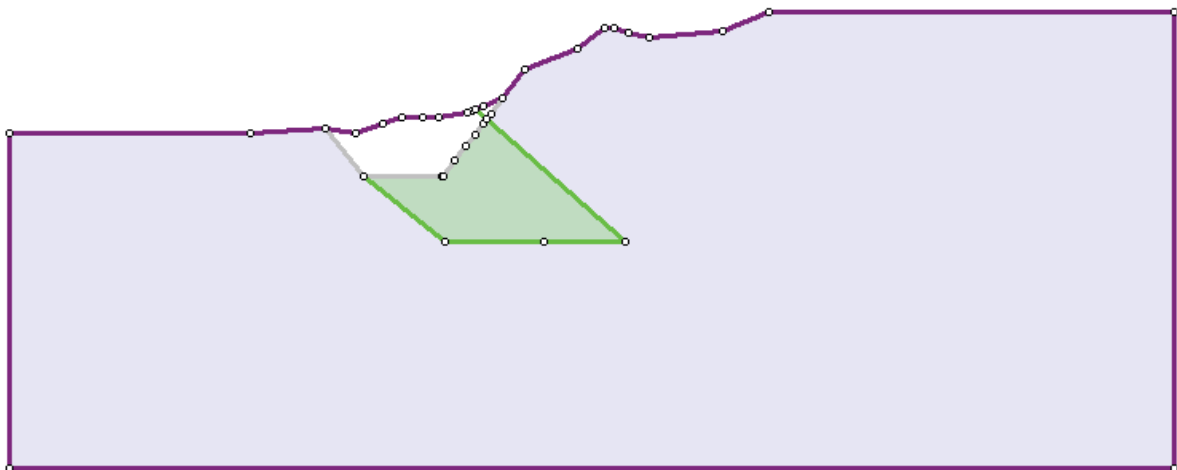


Abbildung 27: Simulationsvariante 3, vergrößerter untertägiger Abbau, Tagbauendteufe auf 505m ü.A.

Ergebnisse der zweidimensionalen numerischen Simulation für die Auswirkungen eines untertägigen Abbaus auf die langfristige Stabilität der Tagbauendböschung:

Schnitt	Generalneigung	Tagbauendteufe	Sicherheitsfaktor	Anmerkung
1	52°	505m	1,4	Variante 1, Karst bricht, umliegendes Gebirge bleibt stabil
1	60°	505m	1,6	Variante 1, Karst bricht, umliegendes Gebirge bleibt stabil
2	52°	505m	2,1	Variante 1
2	52°	505m	2,1	Variante 3, vergrößerter untertägiger Abbau
2	60°	505m	1,9	Variante 1
2	60°	505m	1,9	Variante3, vergrößerter untertägiger Abbau
2	60°	300m	1,4	Variante 2

Tabelle 22: Auswirkung des untertägigen Abbaus auf die Stabilität der Endböschungsvarianten

Wie aus der obigen Tabelle ersichtlich ist, hat ein allfälliger untertägiger Abbau laut Simulation keine großen Auswirkungen auf die Standsicherheit der Tagbauendböschung. Es werden durch den untertägigen Abbau und die damit verbundene Abminderung des E-Moduls lediglich etwas höhere Bewegungen in der Böschung zugelassen (siehe Anhang). Die Ergebnisse für die Sicherheitsfaktoren sind auf die erste Nachkommastelle abgerundet.

5.3.7. Simulation verschiedener Karstvarianten

Als letztes wurden zwei zusätzliche Varianten für die Karstbehandlung simuliert. Es handelt sich hierbei zum einen um die Variante eines abgeflachten Karstes, sowie zum anderen um die Variante eines, den Karst umgebenden „Dom“, d.h. ein Paket von kompetentem Gebirge, das dem Karst vorgelagert ist. Die Darstellungen dieser Modelle befinden sich im Anhang.

Schnitt	Generalneigung	Tagbauendteufe	Sicherheitsfaktor	Anmerkung
1	52°	505m	1,7	Karst mit umlagernden Dom
1	60°	505m	1,6	Karst auf 30° abgeflacht - kein Bruch des Karstes

Tabelle 23: Ergebnis der Simulation verschiedener Karstvarianten

Wie an den Ergebnissen in Tabelle 23 ersichtlich ist, gibt es bei den verschiedenen Karstvarianten keine signifikanten Änderungen des ermittelten Sicherheitsfaktors für den Karstbereich. Der gravierende Unterschied zu der konventionellen Böschung ist die Tatsache, dass der Karst laut Simulation bei den beiden oben genannten Varianten stabil bleibt. Bei der Variante mit dem umlagernden Dom hat man aber zwangsläufig hohe Lagerstättenverluste

in Kauf zu nehmen. Die Variante mit dem abgeflachten Karst hat, bei den momentan angenommenen Ausdehnungen des Karstes, eine Versteilung der Böschung auf mindestens 60° zur Folge. Die Auswirkungen einer steilen Böschung werden in Kapitel 7 ausführlicher behandelt.

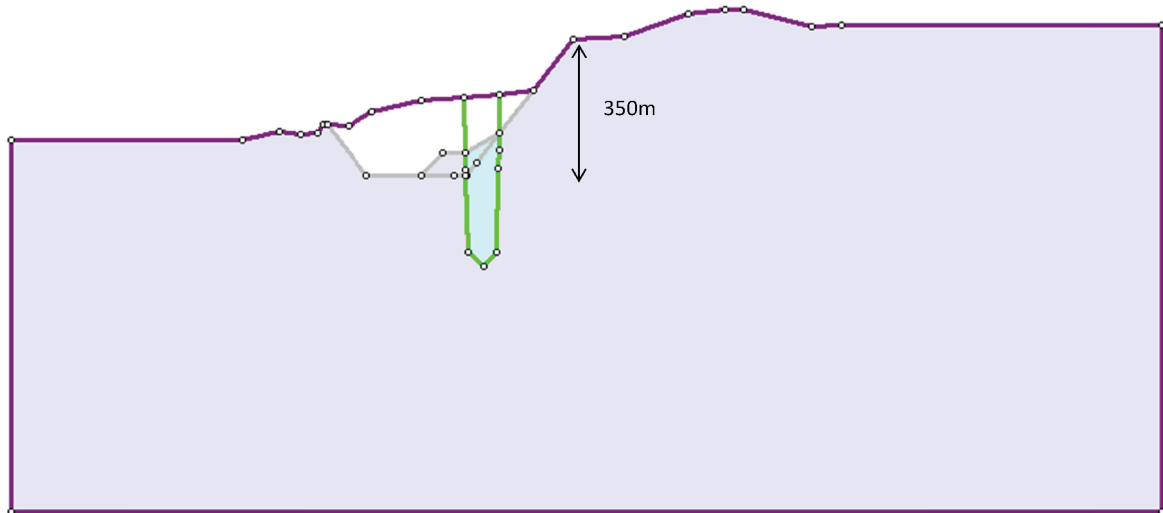


Abbildung 28: vorgelagertes kompetentes Gesteinspaket als Möglichkeit der Karstbehandlung

6. BETRACHTUNG GLEITGEFÄHRDETER BEREICHE

6.1. Allgemeines

Die Bewegungsmöglichkeiten und Standsicherheiten von Böschungen im Hinblick auf das Gleiten von Blöcken können mit Hilfe von Gefügedarstellungen in der Lagekugel (Schmidt'sches Netz) relativ einfach betrachtet werden. Grundsätzlich ist das Gleiten einer vorgegebenen Trennfläche nur möglich, wenn diese durch die Böschung unterschritten wird, d.h. wenn die Böschung steiler als die betrachtete Trennfläche ist.

Im Zuge dieser Arbeit wurde das Gleiten entlang einer Trennfläche (Schichtflächen) betrachtet. Um die potentielle kinematische Gleitmöglichkeit einer Trennfläche zu ermitteln wurde das Verfahren von Markland (Markland, 1972) verwendet. Beim Markland-Verfahren wird davon ausgegangen, dass nur lotrechte Kräfte (z.B. Eigengewicht) auf die Gebirgsblöcke wirken.

Konstruktion und Auswertung der Markland-Fläche:

1. Auf mehreren Geraden werden durch beliebige Punkte des Böschungsgroßkreises 90° durch den Mittelpunkt des Schmidt'schen Netzes abgetragen.
2. Die Endpunkte dieser Geraden werden durch eine Kurve verbunden. Diese Kurve schließt die Marklandfläche ein.
3. Alle Trennflächen, deren Polpunkte innerhalb der Marklandfläche liegen weisen, eine potentielle kinematische Gleitgefährdung auf.

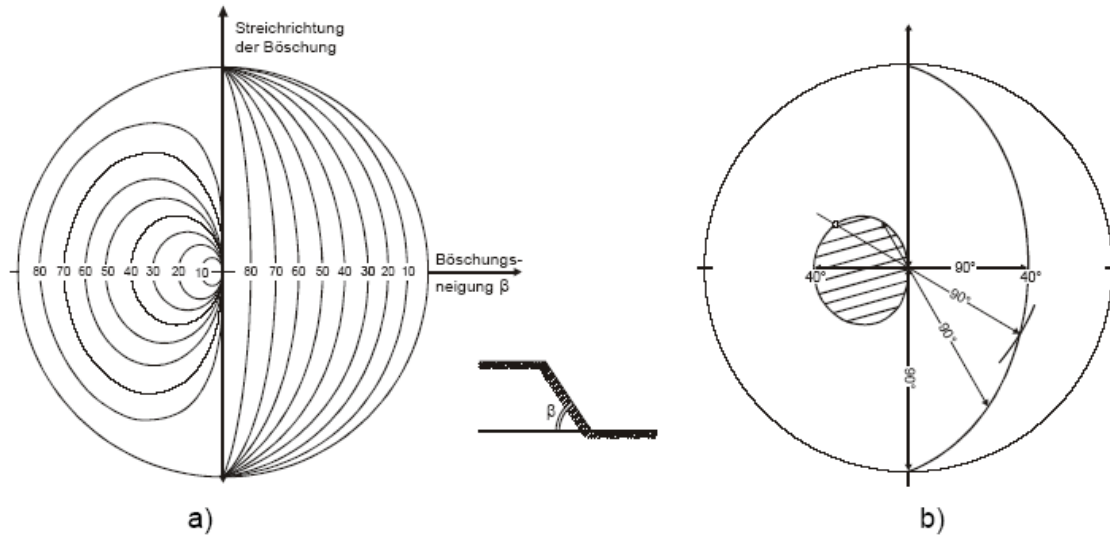


Abbildung 29: a): Hilfsnetz zur Ermittlung der Unterschneidung des Trennflächengefüges durch eine Böschungsfläche (Markland, 1972), b): Konstruktion der Marklandfläche für eine Böschungsneigung von 40°

Zusätzlich zum Markland-Test wird auch das Verfahren nach Talobre (Talobre, 1957) durchgeführt. Damit wird überprüft ob kinematisch gleitgefährdete Trennflächen noch genügend Scherwiderstand aufweisen. Es wird davon ausgegangen, dass nur lotrechte Kräfte einwirken und die Kohäsion den Wert null hat. Daher kann davon ausgegangen werden, dass die Kräfte im Mittelpunkt einwirken.

Konstruktion und Auswertung des Talobre'schen Reibungskreises

1. Die Einwirkung (Eigengewicht) greift im Mittelpunkt der Lagenkugel an. Daher ist auch der Mittelpunkt des Reibungskreises im Mittelpunkt.
2. Ein Kreis mit einem Radius, der dem Inneren Reibungswinkel entspricht, wird gezeichnet.
3. Alle Flächen, deren Polpunkte innerhalb des Reibungskreises liegen weisen eine festigkeitsmechanische Standsicherheit gegen gleiten auf. Flächen die außerhalb des Talobre'schen Reibungskreises und innerhalb der Marklandfläche liegen sind gleitgefährdet und weisen keine Standsicherheit mehr auf.

6.2. Durchführung und Ergebnis für den Standort Gummern

Es wird bei der Betrachtung gleitgefährdeter Bereiche nur auf das Schichteinfallen Bezug genommen, da eine Aufnahme des gesamten Trennflächengefüges von Seiten der Firma OMYA noch nicht erfolgt ist. Für den Standort Gummern wird die südliche talparallele Böschung des genehmigten Tagbauendstandes betrachtet (siehe Abbildung 30), da in diesem Bereich die CLAR – Werte der Schichten in Bezug auf die Böschungsausrichtung bei den momentan vorhandenen Daten als ungünstig zu betrachten sind. Die Daten für das Schichteinfallen und die Schichteinfallsrichtung stammen aus geologischen Aufnahmen die sich auf den ganzen Tagbau in der momentanen Ausdehnung erstrecken, es sind daher aus den südlichen Bereichen sehr wenige Aufnahmepunkte vorhanden da der Tagbau in diesem Bereich noch nicht weit fortgeschritten ist (die Überdeckung ist teilweise noch nicht entfernt und die Teufe des Tagbaus reicht noch nicht aus um direkt an Böschungen in diesen Bereichen ausgedehnte strukturgeologische Aufnahmen durchzuführen). Es wird bei den Auswertungen davon ausgegangen, dass sich die CLAR – Werte der Schichten im südlichen talparallelen Tagbaubereich im Vergleich zum übrigen Tagbau nicht wesentlich ändern. Dies kann aber nicht mit Gewissheit gesagt werden. Es ist daher in Zukunft eine detaillierte strukturgeologische Aufnahme im südlichen Bereich des Tagbaus anzustreben um signifikantere Ergebnisse für eine mögliche Gleitgefährdung zu erhalten.

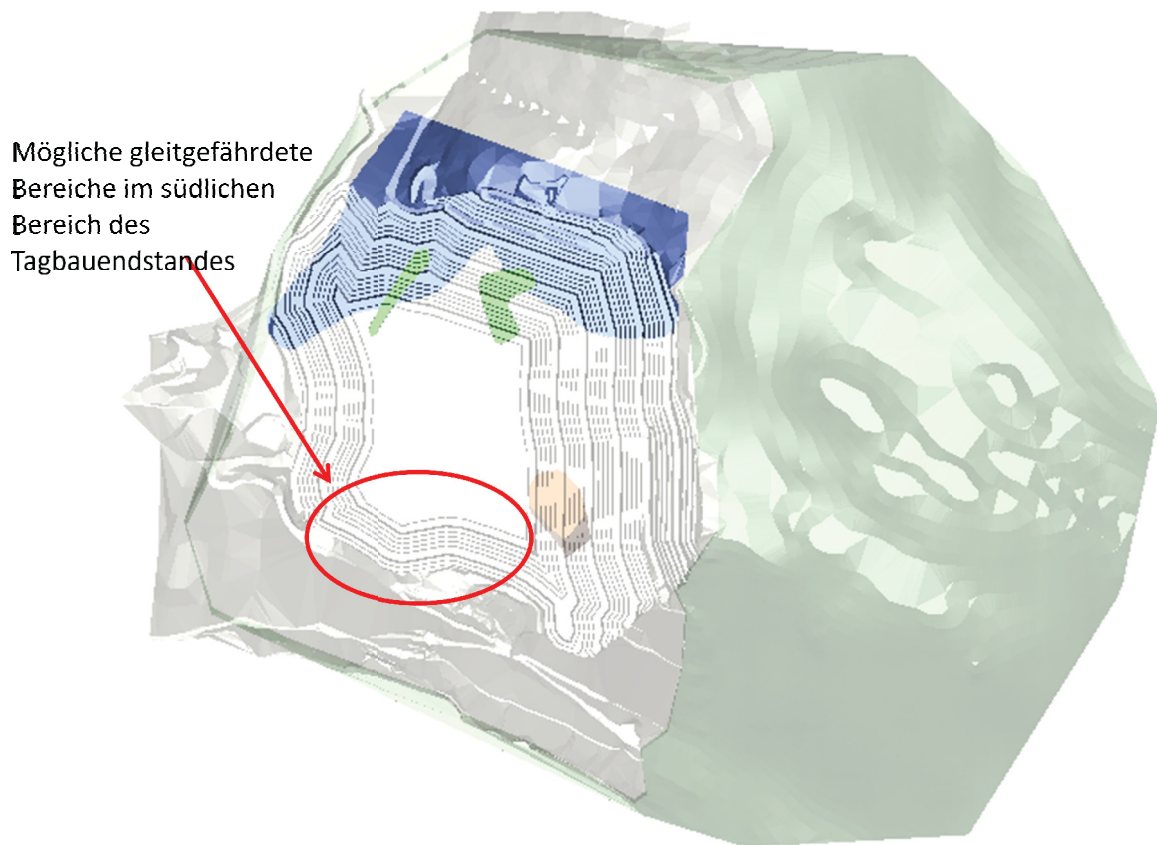


Abbildung 30: Bereich möglicher gleitgefährdeter Bereiche

Die Endböschung wurde mit 52° sowie 60° Generalneigung auf Blockgleiten überprüft. Des Weiteren wurde die Gleitgefährdung in Bezug auf die Bruchwände mit 80° Neigung überprüft.

Überprüfung der talparallelen Endböschung mit 52° Generalneigung:

In Abbildung 31 ist das Ergebnis der graphischen Überprüfung gleitgefährdeter Schichtflächen für den südlichen Tagbaubereich ersichtlich. Flächen, deren Polpunkte sich innerhalb der Marklandfläche und außerhalb des Talobre'schen Reibungskreises befinden weisen keine rechnerische Standsicherheit mehr auf. Wie aus der Abbildung ersichtlich ist betrifft diese Gleitgefährdung zahlreiche Schichtflächen bei der Annahme, dass sich die CLAR – Werte der Schichten im südlichen Teil des Tagbaus im Vergleich zum übrigen Abbau nicht wesentlich ändern. Aus der Konstruktion der Marklandfläche lässt sich ableiten, dass bei einer Erhöhung der Böschungsneigung, die Gleitgefährdung zunimmt. Die weiteren graphischen Auswertungen (60° Generalneigung, 80° Bruchwandneigung) befinden sich im Anhang dieser Arbeit. Es ist in weiterer Folge eine Aufnahme des gesamten

Trennflächengefüges im südlichen Bereich des Tagbaus empfehlenswert, um eine bessere Beurteilung der Gleitgefährdung durch einzelne Blöcke zu erhalten.

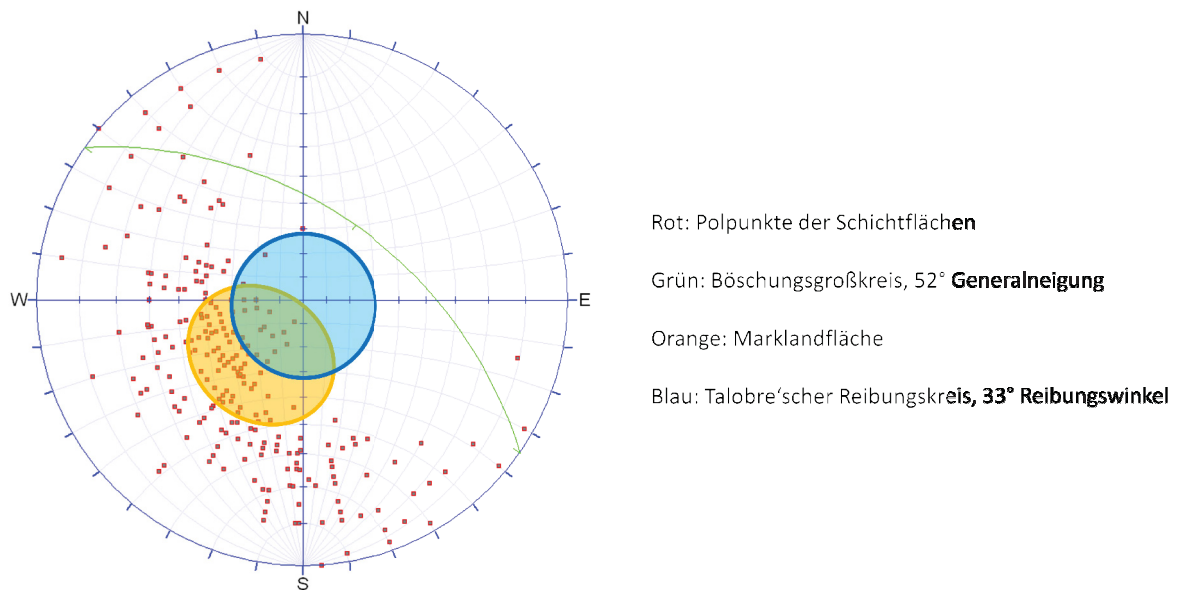


Abbildung 31: Überprüfung gleitgefährdeter Bereiche, 52° Generalneigung

7. SCHLUSSFOLGERUNG

Die langfristige Stabilität des genehmigten Tagbauendstandes ist laut der zweidimensionalen numerischen Simulation gewährleistet. Probleme bringt aber der Karstbereich mit einer derzeitigen Oberflächenausbreitung von rund 100x100m mit sich.

Eine weiterführende dreidimensionale numerische Simulation des Tagbauendstandes, insbesondere der Situation im Karstbereich, ist anzustreben. Es kann davon ausgegangen werden, dass die dreidimensionale numerische Simulation für den Karstbereich vermutlich bessere Ergebnisse liefert, da hier die Einspannung des Karstes im Gebirgsverband (die umliegende Böschung hat eine konkave Form) und die damit verbundenen Spannungsumlagerungen vermutlich besser berücksichtigt werden. Dadurch könnten möglicherweise auch höhere Sicherheitsfaktoren als mit der zweidimensionalen Simulation erzielt werden (Roth, 1999).

Eine Versteilung des Tagbauendstandes auf 60° Generalneigung würde laut zweidimensionaler numerischer Simulation ebenfalls langfristig stabil bleiben (wenn auch mit geringeren Sicherheitsfaktoren). Dies müsste aber mit einer Änderung der Bermengeometrie einhergehen (siehe Abbildung 32).

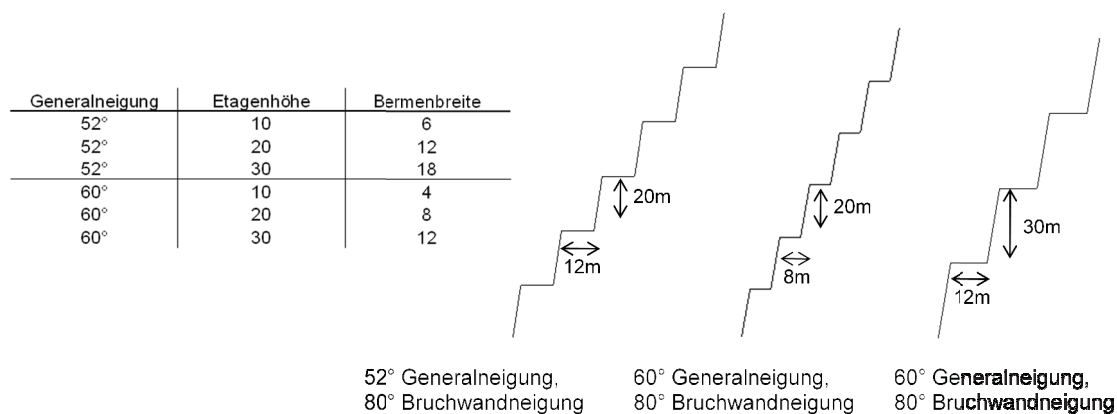


Abbildung 32: Bermenbreiten und Etagenhöhen in Abhängigkeit von der Generalneigung

Eine Erhöhung der Generalneigung würde bei gleicher Bermenbreite unweigerlich zu einer starken Erhöhung der Etagenhöhe führen. Dies würde mit einer Erhöhung der Steinfallgefahr einhergehen. Des Weiteren könnte es sein, dass durch die höheren Etagen Schichtpakete leichter unterschritten werden und somit leichter ausgleiten könnten. Eine Versteilung der

Tagbauböschung wäre aufgrund der Arbeitssicherheit überhaupt nur im Endstand angebracht und ist nach Möglichkeit bei der laufenden Arbeitsböschung zu vermeiden.

Im Vergleich zur derzeitigen Etagen- bzw. Böschungsgeometrie (grundsätzlich 10m hohe Etagen bei einer Bermenbreite von 6m, jede 5. Etage ist 20m hoch und 12m breit um eine Befahrbarkeit der Endböschung zu gewährleisten) bestünde die Möglichkeit, eine dazwischenliegende Versteilung der Bruchwände auf 90° durchzuführen. Dadurch könnten bei gleicher Etagenhöhe besser befahrbare Bermen erhalten werden da sich auch die Schutzwälle, die an der Bruchwandkante gegen Steinfall errichtet werden müssen, nicht so stark auf die effektiv befahrbare Bermenbreite auswirken würden. Es ist aber zu beachten, dass die Gefahr eines Unterschneidens von Schichtpaketen weiterhin bestehen bleibt und eine solche Versteilung der Bruchwände nur in Bereichen mit einer günstigen Lage des Trennflächengefüges durchzuführen wäre. Tabelle 24 stellt die Auswirkungen einer 90° Bruchwand auf die Bermenbreiten bei gegebener Etagenhöhe und Generalneigung dar:

Generalneigung	Bruchwandneigung	Bermenbreite	Etagenhöhe
52°	80°	6	10
52°	80°	12	20
52°	90°	7,5	10
52°	90°	15	20
60°	80°	4	10
60°	80°	8	10
60°	90°	5,5	10
60°	90°	11	20

Tabelle 24: Auswirkung senkrechter Bruchwände auf die Bermenbreite

Durch die dazwischenliegenden steileren Bruchwände würde sich die Geometrie der Gesamtböschung nicht wesentlich verändern. Abbildung 33 stellt die Auswirkungen dar:

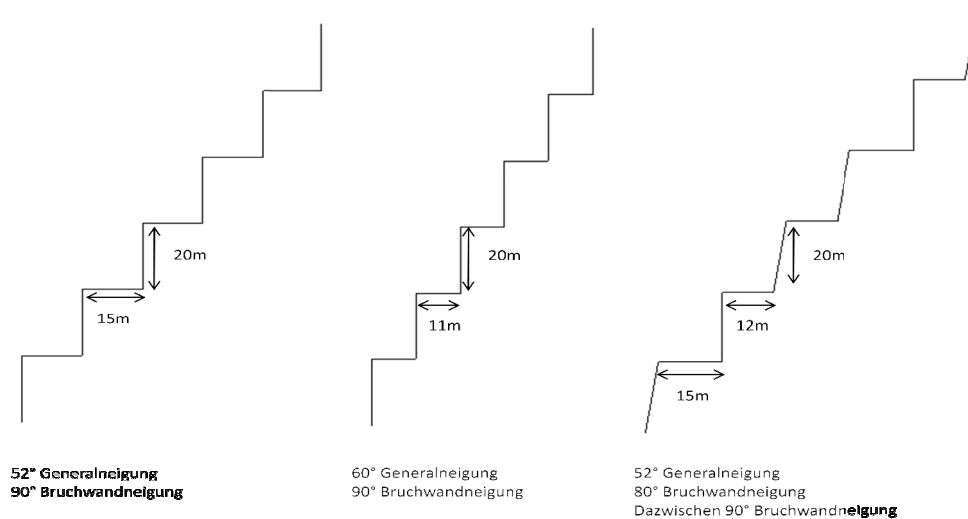


Abbildung 33: Auswirkungen von senkrechten Bruchwänden auf die Böschungsgeometrie

Eine Vertiefung des Tagbaus auf Endteufen von 400 bzw. 300m ü.A. und somit eine Erhöhung der Tagbauendböschung auf bis zu rund 550m bringt eine starke Abnahme des Sicherheitsfaktors mit sich. Des Weiteren können solche Böschungshöhen nur in Bereichen mit, für die Lagerstätte Gummern geotechnisch sehr gutem Gebirge (GSI=65), realisiert werden. Diese sind aber lokal sehr begrenzt. Im Karstbereich und in Bereichen mit schlechterem GSI (im Nordbereich des Tagbaus) wäre eine so hohe Böschung laut zweidimensionaler numerischer Simulation nicht stabil. Aufgrund der nur in begrenzten Bereichen des Tagbaus vorhandenen Stabilität einer höheren Tagbauendböschung ist von einer Vertiefung des Tagbaus abzusehen.

Ein allfälliger untertägiger Bergbau in den für diese Arbeit simulierten Varianten würde sich anhand der für diese Arbeit angenommenen Modelle nicht sonderlich auf die langfristige Stabilität der Tagbauendböschung auswirken. Es werden aufgrund der Annahmen für den untertägigen Bergbau (Abminderung des E-Moduls) lediglich höhere Bewegungen im Nahbereich der Böschung zugelassen.

Ein mögliches Blockgleiten könnte lokal begrenzt in den südlichen talparallelen Böschungsbereichen eintreten. In diesen Bereichen liegt das Schichteinfallen bzw. die Schichteinfallsrichtung nach momentanen Erkenntnissen (aufgrund des fehlenden Abbaufortschritts gibt es keine detaillierten Aufnahmen des südlichen Bereichs. Es wird im Zuge dieser Arbeit davon ausgegangen, dass sich die CLAR – Werte im südlichen Teil im Vergleich zum übrigen Tagbau nicht wesentlich ändern) ungünstig zur Tagbauendböschung. Anhand der in Kapitel 6.2. durchgeführten Analysen ist in diesen Bereichen möglicherweise

mit einem vermehrten Auftreten von Blockgleiten zu rechnen. Da momentan nur Schichtflächen aufgenommen werden, ist es nach Sicht des Verfassers empfehlenswert in Zukunft mit zunehmendem Abbaufortschritt zumindest in den südlichen Bereichen des Tagbaus das komplette Trennflächengefüge strukturgeologisch aufzunehmen. Dadurch ließe sich eine bessere Vorhersage eines möglichen Ausgleitens von Blöcken und Keilen treffen. Zusätzlich ist aber zu sagen, dass die Endböschung in den südlichen talparallelen Bereichen nur bis zu etwa 150m hoch ist und somit die Steinfallgefahr etwas vermindert wird.

Abschließend soll noch eine Möglichkeit der Karstbehandlung im Endböschungsbereich genannt werden:

Der Marmor könnte im umliegenden Bereich des Karstes nur scheibenweise, Etage um Etage, abgebaut werden. Dadurch ließe sich die Ausdehnung des Karstes gut kontrollieren und man könnte, bei zu starker Ausdehnung in die Tagbauendböschung, früh genug Maßnahmen gegen ein Böschungsversagen treffen, wie zum Beispiel eine allfällige Verflachung der Böschung oder aber auch eine Barriere mit kompetentem Gebirge vor dem Karst. Dehnt sich der Karst nicht weiter als in der bisherigen Simulation angenommen in die Tagbauendböschung aus, könnte im Endzustand die Böschung lokal im Karstbereich versteilt werden. Dadurch wird mehr Karstmaterial aus der Böschung entfernt und somit könnte der Sicherheitsfaktor, basierend auf der numerischen Simulation, gesteigert werden. Nachteil der Versteilung ist aber, wie schon vorher erwähnt, die starke Steigerung der Etagenhöhe.

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

ABBILDUNG 1: LAGE DER GEOTECHNISCHEN AUFNAHMEPUNKTE IM TAGBAU	4
ABBILDUNG 2: RATING NACH BIENIAWSKI 1989	5
ABBILDUNG 3: PARAMETER FÜR DAS Q-SYSTEM	9
ABBILDUNG 4: ABSCHÄTZUNG DES GSI NACH HOEK 2002	15
ABBILDUNG 5: ABSCHÄTZUNG DES GSI NACH HOEK 2002 FÜR "SCHLECHTES" GEBIRGE	15
ABBILDUNG 6: GEOTECHNISCHE HOMOGENITÄTSBEREICHE - AKTUELLER ABBAUSTAND	19
ABBILDUNG 7: GEOTECHNISCHE HOMOGENITÄTSBEREICHE - GENEHMIGTER TAGBAUENDSTAND	19
ABBILDUNG 8: FESTLEGUNG DER KRITISCHEN SCHNITTE - AKTUELLER ABBAUSTAND	27
ABBILDUNG 9: FESTLEGUNG DER KRITISCHEN SCHNITTE - GENEHMIGTER TAGBAUENDSTAND	27
ABBILDUNG 10: KRITISCHER SCHNITT 1, PROFILDARSTELLUNG, DERZEITIGER ABBAUSTAND	28
ABBILDUNG 11: KRITISCHER SCHNITT 2, PROFILDARSTELLUNG, DERZEITIGER ABBAUSTAND	28
ABBILDUNG 12: KRITISCHER SCHNITT 3, PROFILDARSTELLUNG, DERZEITIGER ABBAUSTAND	28
ABBILDUNG 13: BÖSCHUNGSGEOMETRIE FÜR DIE VERGLEICHSRECHNUNG.....	33
ABBILDUNG 14: HOEK & BRAY CHART ZUR ERMITTLUNG DES SICHERHEITSAKTORS FÜR FELSBÖSCHUNGEN ..	34
ABBILDUNG 15: DARSTELLUNG DES 1. KRITISCHEN SCHNITTS IN PHASE _{2D} , GENEHMIGTER ENDSTAND	36
ABBILDUNG 16: DARSTELLUNG DES 2. KRITISCHEN SCHNITTS IN PHASE _{2D} , GENEHMIGTER ENDSTAND	36
ABBILDUNG 17: DARSTELLUNG DES 3. KRITISCHEN SCHNITTS IN PHASE _{2D} , GENEHMIGTER ENDSTAND	36
ABBILDUNG 18: VERGLEICH DER BRUCHKRITERIEN NACH MOHR-COULOMB UND HOEK & BROWN. BLAU: MOHR-COULOMB. ROT: HOEK & BROWN.	38
ABBILDUNG 19: VERGLEICH ZWISCHEN HOEK & BROWN UND MOHR-COULOMB	39
ABBILDUNG 20: GENEHMIGTER TAGBAUENDSTAND AM BEISPIEL DES KRITISCHEN SCHNITTS 1.....	40
ABBILDUNG 21: TAGBAU MIT 60° GENERALNEIGUNG AM BEISPIEL DES KRITISCHEN SCHNITTS 1.....	41
ABBILDUNG 22: TEUFENEINFLUSS, TAGBAUSOHLE AUF 300M Ü.A., 60 GRAD GENERALNEIGUNG, KRITISCHER SCHNITT 2, BÖSCHUNG UM 200M HÖHER ALS DERZEIT GEPLANT.....	43
ABBILDUNG 23: 3D- DARSTELLUNG DER SCHICHTEN DIE MÖGLICHERWEISE UNTERTÄGIG ABGEBAUT WERDEN KÖNNTEN	44
ABBILDUNG 24: UNTERTÄGIGER ABBAU ALS WEICHE SCHICHT, SCHNITTDARSTELLUNG.....	44
ABBILDUNG 25: SIMULATIONSVARIANTE 1, UNTERTÄGIGER ABBAU DER AUFBEREITUNGSMÄßIG HOCHQUALITATIVSTEN SCHICHTEN, TAGBAUENDTEUFE AUF 505M Ü.A.	46
ABBILDUNG 26: SIMULATIONSVARIANTE 2, UNTERTÄGIGER ABBAU DER AUFBEREITUNGSMÄßIG HOCHQUALITATIVSTEN SCHICHTEN, TAGBAUENDTEUFE AUF 300M Ü.A.	47
ABBILDUNG 27: SIMULATIONSVARIANTE 3, VERGRÖßERTER UNTERTÄGIGER ABBAU, TAGBAUENDTEUFE AUF 505M Ü.A.	47
ABBILDUNG 28: VORGELAGERTES KOMPETENTES GESTEINSPAKET ALS MÖGLICHKEIT DER KARSTBEHANDLUNG	49
ABBILDUNG 29: A): HILFSNETZ ZUR ERMITTLUNG DER UNTERSCHNEIDUNG DES TRENNFLÄCHENGEFÜGES DURCH EINE BÖSCHUNGSFLÄCHE (MARKLAND, 1972), B): KONSTRUKTION DER MARKLANDFLÄCHE FÜR EINE BÖSCHUNGSNEIGUNG VON 40°	51
ABBILDUNG 30: BEREICH MÖGLICHER Gleitgefährdeter Bereiche	53
ABBILDUNG 31: ÜBERPRÜFUNG Gleitgefährdeter Bereiche, 52° GENERALNEIGUNG	54
ABBILDUNG 32: BERMENBREITEN UND ETAGENHÖHEN IN ABHÄNGIGKEIT VON DER GENERALNEIGUNG	55
ABBILDUNG 33: AUSWIRKUNGEN VON SENKRECHTEN BRUCHWÄNDEN AUF DIE BÖSCHUNGSGEOMETRIE	57
ABBILDUNG 34: GEOTECHNISCHER HOMOGENITÄTSBEREICH 1, GSI=65.....	66
ABBILDUNG 35: GEOTECHNISCHER HOMOGENITÄTSBEREICH 2, GSI=55.....	66
ABBILDUNG 36: GEOTECHNISCHER HOMOGENITÄTSBEREICH 3, GSI=30.....	66
ABBILDUNG 37: BEWEGUNGEN IM GENEHMIGTEN TAGBAUENDSTAND IN M, KRITISCHER SCHNITT 1, STRENGTH REDUCTION VON 1,5.....	67

ABBILDUNG 38: SICHERHEITSAKTOR IN ABHÄNGIGKEIT DER BEWEGUNG, GENEHMIGTER ENDSTAND	68
ABBILDUNG 39: BEWEGUNGEN IM TAGBAUENDSTAND IN M, 60° GENERALNEIGUNG, TAGBAUENDTEUFE: 505M Ü.A., STRENGTH REDUCTION VON 1,6.....	69
ABBILDUNG 40: ENTWICKLUNG DES SICHERHEITSAKTORS, 60° GENERALNEIGUNG, TAGBAUENDTEUFE AUF 505M Ü.A.	69
ABBILDUNG 41: BEWEGUNGEN IM TAGBAUENDSTAND IN M, 52° GENERALNEIGUNG, 505M Ü.A. ENDTEUFE, KARSTBEREICH MIT VORGELAGERTEM DOM, STRENGTH REDUCTION VON 1,7	70
ABBILDUNG 42: ENTWICKLUNG DES SICHERHEITSAKTORS IN BEZUG AUF DIE BEWEGUNG, KARSTBEREICH MIT DOM	70
ABBILDUNG 43: BEWEGUNGEN TAGBAUENDSTAND IN M, 505M Ü.A. ENDTEUFE, 60° GENERALNEIGUNG, ABGEFLACHTER KARST	71
ABBILDUNG 44: ENTWICKLUNG DES SICHERHEITSAKTORS FÜR DEN ABGEFLACHTEN KARSTBEREICH.....	71
ABBILDUNG 45: BEWEGUNGEN IM TAGBAUENDSTAND IN M, 52° GENERALNEIGUNG, 505M Ü.A. ENDTEUFE, KARSTBEREICH MIT UNTERTÄGIGEM ABBAU	72
ABBILDUNG 46: ENTWICKLUNG DES SICHERHEITSAKTORS DES KARSTBEREICHS MIT UNTERTÄGIGEM ABBAU IN BEZUG AUF DIE BEWEGUNG	73
ABBILDUNG 47: BEWEGUNGEN IM TAGBAUENDSTAND IN M, 60° GENERALNEIGUNG, 505M Ü.A. ENDTEUFE, KARSTBEREICH MIT UNTERTÄGIGEM ABBAU	74
ABBILDUNG 48: ENTWICKLUNG DES SICHERHEITSAKTORS IN BEZUG AUF DIE BEWEGUNG, 60° GENERALNEIGUNG, KARSTBEREICH MIT UNTERTÄGIGEM ABBAU	74
ABBILDUNG 49: BEWEGUNGEN IM GENEHMIGTEN TAGBAUENDSTAND IN M, STRENGTH REDUCTION VON 2,1	75
ABBILDUNG 50: ENTWICKLUNG DES SICHERHEITSAKTORS IN BEZUG AUF DIE BEWEGUNG, GENEHMIGTER TAGBAUENDSTAND	75
ABBILDUNG 51: BEWEGUNGEN IM TAGBAUENDSTAND IN M, 505M Ü.A. ENDTEUFE, 60° GENERALNEIGUNG, STRENGTH REDUCTION VON 1,9.....	76
ABBILDUNG 52: ENTWICKLUNG DES SICHERHEITSAKTORS IN BEZUG AUF DIE BEWEGUNG, TAGBAUENDSTAND, 60° GENERALNEIGUNG, 505M Ü.A. ENDTEUFE.....	76
ABBILDUNG 53: BEWEGUNGEN IM TAGBAUENDSTAND IN M, 52° GENERALNEIGUNG, 400M Ü.A. ENDTEUFE, STRENGTH REDUCTION VON 1,8.....	77
ABBILDUNG 54: ENTWICKLUNG DES SICHERHEITSAKTORS IN BEZUG AUF DIE BEWEGUNG, 52° GENERALNEIGUNG, 400M Ü.A. ENDTEUFE	77
ABBILDUNG 55: BEWEGUNGEN IM TAGBAUENDSTAND IN M, 60° GENERALNEIGUNG, 400M Ü.A. ENDTEUFE, STRENGTH REDUCTION VON 1,6.....	78
ABBILDUNG 56: ENTWICKLUNG DES SICHERHEITSAKTORS IN BEZUG AUF DIE BEWEGUNG, 60° GENERALNEIGUNG, 400M Ü.A. ENDTEUFE	78
ABBILDUNG 57: BEWEGUNGEN IM TAGBAUENDSTAND, 60° GENERALNEIGUNG, 300M Ü.A. ENDTEUFE, STRENGTH REDUCTION VON 1,4.....	79
ABBILDUNG 58: ENTWICKLUNG DES SICHERHEITSAKTORS IN BEZUG AUF DIE BEWEGUNG, 60° GENERALNEIGUNG, 300M Ü.A. ENDTEUFE	79
ABBILDUNG 59: BEWEGUNGEN IM GENEHMIGTEN TAGBAUENDSTAND IN M, MIT UNTERTÄGIGEM ABBAU, STRENGTH REDUCTION VON 2	80
ABBILDUNG 60: ENTWICKLUNG DES SICHERHEITSAKTORS IN BEZUG AUF DIE BEWEGUNG, GENEHMIGTER TAGBAUENDSTAND, UNTERTÄGIGER ABBAU	80
ABBILDUNG 61: BEWEGUNGEN IM TAGBAUENDSTAND, 60° GENERALNEIGUNG, 505M Ü.A. ENDTEUFE, UNTERTÄGIGER ABBAU, STRENGTH REDUCTION VON 1,9	81
ABBILDUNG 62: ENTWICKLUNG DES SICHERHEITSAKTORS IN BEZUG AUF DIE BEWEGUNG, 60° GENERALNEIGUNG, 505M Ü.A. ENDTEUFE, UNTERTÄGIGER ABBAU	81
ABBILDUNG 63: BEWEGUNGEN IM GENEHMIGTEN TAGBAUENDSTAND IN M, VERGRÖßERTER UNTERTÄGIGER ABBAU, STRENGTH REDUCTION VON 2.....	82

ABBILDUNG 64: ENTWICKLUNG DES SICHERHEITSAKTORS IN BEZUG AUF DIE BEWEGUNG, GENEHMIGTER TAGBAUENDSTAND, VERGRÖßERTER UNTERTÄGIGER BERGBAU	82
ABBILDUNG 65: BEWEGUNGEN IM TAGBAUENDSTAND, 60° GENERALNEIGUNG, 300M Ü.A. ENDTEUFE, UNTERTÄGIGER ABBAU, STRENGTH REDUCTION VON 1,4	83
ABBILDUNG 66: ENTWICKLUNG DES SICHERHEITSAKTORS IN BEZUG AUF DIE BEWEGUNG, 60° GENERALNEIGUNG, 300M Ü.A. ENDTEUFE, UNTERTÄGIGER ABBAU	83
ABBILDUNG 67: BEWEGUNGEN IM GENEHMIGTEN TAGBAUENDSTAND IN M, KRITISCHER SCHNITT 3, STRENGTH REDUCTION VON 1,7.....	84
ABBILDUNG 68: ENTWICKLUNG DES SICHERHEITSAKTORS IN BEZUG AUF DIE BEWEGUNG, GENEHMIGTER TAGBAUENDSTAND, KRITISCHER SCHNITT 3.....	84
ABBILDUNG 69: BEWEGUNGEN IM TAGBAUENDSTAND IN M, 60° GENERALNEIGUNG, 505M Ü.A. ENDTEUFE, KRITISCHER SCHNITT 3, STRENGTH REDUCTION VON 1,6.....	85
ABBILDUNG 70: ENTWICKLUNG DES SICHERHEITSAKTORS IN BEZUG AUF DIE BEWEGUNG, 60° GENERALNEIGUNG, 505M Ü.A. ENDTEUFE, KRITISCHER SCHNITT 3.....	85
ABBILDUNG 71: ÜBERPRÜFUNG DER SÜDLICHEN TAGBAUENDBÖSCHUNG, 60° GENERALNEIGUNG	87
ABBILDUNG 72: ÜBERPRÜFUNG DER BRUCHWÄNDE DER SÜDLICHE TAGBAUENDBÖSCHUNG, 80° BRUCHWANDNEIGUNG.....	87

TABELLENVERZEICHNIS

TABELLE 1: EMPFEHLUNG FÜR DAS RATING NACH BIENIAWSKI 1989	7
TABELLE 2: GEBIRGSGÜTEKLASSEN NACH BIENIAWSKI 1989	8
TABELLE 3: ERGEBNISSE DER BEWERTUNG NACH BIENIAWSKI 1989	8
TABELLE 4: GEMITTELTE BASISRMR ₈₉ UND RMR ₈₉ WERTE	8
TABELLE 5: EMPFEHLUNG FÜR DAS RATING NACH BARTON 2002	11
TABELLE 6: GEBIRGSGÜTEKLASSEN NACH BARTON 2002	12
TABELLE 7: ERGEBNISSE DER BEWERTUNG NACH BARTON 2002	13
TABELLE 8: GEMITTELTE Q- UND Q'-WERTE	13
TABELLE 9: ERGEBNISSE DER BEWERTUNG NACH HOEK 2002	16
TABELLE 10: GEMITTELTE GSI-WERTE	16
TABELLE 11: ERGEBNISSE DER VERGLEICHSRECHNUNG	17
TABELLE 12: FÜR DAS HOEK & BROWN KRITERIUM BENÖTIGTE EINGANGSPARAMETER	22
TABELLE 13: GEBIRGSKENNWERTE NACH HOEK ET AL.	22
TABELLE 14: ERGEBNISSE DER QUANTITATIVEN GEBIRGSKLASSIFIZIERUNG AM STANDORT GUMMERN	26
TABELLE 15: GRUPPEN NUMERISCHER VERFAHREN, VERÄNDERT NACH (COGGAN, STEAD, & EYRE, 1998)	31
TABELLE 16: SICHERHEITSAKTOREN FÜR DIE VERGLEICHRECHNUNG	35
TABELLE 17: ERGEBNISSE DER SIMULATION DES GENEHMIGTEN ENDSTANDES	40
TABELLE 18: ERGEBNISSE DER SIMULATION FÜR DEN ENDSTAND MIT GENEHMIGTER ENDTEUFE UND 60° GENERALNEIGUNG	41
TABELLE 19: ERGEBNISSE DER SIMULATION FÜR DEN TEUFENEINFLUSS	42
TABELLE 20: ANNAHMEN FÜR DIE BERECHNUNG DES VERMINDERTEN E-MODULS	45
TABELLE 21: BERECHNUNGEN FÜR DEN VERMINDERTEN E-MODUL DES UNTERTÄGIGEN ABBAUS FÜR DIE 2D- SIMULATION	46
TABELLE 22: AUSWIRKUNG DES UNTERTÄGIGEN ABBAUS AUF DIE STABILITÄT DER ENDBÖSCHUNGSVARIANTEN	48
TABELLE 23: ERGEBNIS DER SIMULATION VERSCHIEDENER KARSTVARIANTEN	48
TABELLE 24: AUSWIRKUNG SENKRECHTER BRUCHWÄNDE AUF DIE BERMENBREITE	56

FORMELVERZEICHNIS

FORMEL 1: BERECHNUNG DES RMR ₈₉	5
FORMEL 2: BERECHNUNG DES Q-WERTES NACH BARTON.....	11
FORMEL 3: ZUSAMMENHANG ZWISCHEN GSI UND RMR89 (HOEK & BROWN, 1997).....	17
FORMEL 4: ZUSAMMENHANG ZWISCHEN GSI UND DEM Q-SYSTEM (BARTON, 1999).....	17
FORMEL 5: BERECHNUNG VON M _B	22
FORMEL 6: BERECHNUNG VON S.....	22
FORMEL 7: BERECHNUNG VON A.....	23
FORMEL 8: GENERALIZED HOEK & BROWN KRITERIUM (HOEK, CARRANZA-TORRES, & CORKUM, 2002).....	23
FORMEL 9: "GLOBAL ROCK MASS STRENGTH", NACH (HOEK, CARRANZA-TORRES, & CORKUM, 2002).....	23
FORMEL 10: BERECHNUNG ZUM "MAXIMUM CONFINING STRESS" FÜR BÖSCHUNGEN (HOEK, CARRANZA-TORRES, & CORKUM, 2002).....	23
FORMEL 11: ÄQUIVALENTER INNERER REIBUNGSWINKEL (HOEK, CARRANZA-TORRES, & CORKUM, 2002).....	23
FORMEL 12: ÄQUIVALENTE KOHÄSION (HOEK, CARRANZA-TORRES, & CORKUM, 2002).....	23
FORMEL 13: "ROCK MASS MODULUS", (HOEK & DIEDERICHS, 2006).....	24
FORMEL 14: VERTIKALSPANNUNG.....	45
FORMEL 15: TATSÄCHLICHE VERTIKALSPANNUNGEN IN DER FESTE.....	45
FORMEL 16: KONVERGENZ DER FESTEN.....	45
FORMEL 17: VERMINDERTER E-MODUL DES UNTERTÄGIGEN ABBAUS.....	45

LITERATURVERZEICHNIS

Barton, N. (1999). General report concerning some 20th century lessons and 21st century challenges in Applied Rock Mechanics. *International Congress on Rock Mechanics, Proc 9th IRSM Congress*, (S. 1659-1684). Paris.

Barton, N. (2002). Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and Tunnel design. *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci*, Vol 39, No.2 , S. 185-216.

Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). Experiences with the Q-System for tunneling support. *Proc. of the Symp. Exploration for Rock Engineering*, Vol. 6, No. 4, (S. 183-236).

Bieniawski, Z. (1973). Engineering Classification of jointed rock mass. *Trans. South African Inst. Civ. Engrs*.

Bieniawski, Z. (1989). Engineering Rock Mass Classification. A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining. In J. Wiley, *Civil and Petroleum Engineering*.

Coggan, J., Stead, D., & Eyre, J. (1998). Evaluation of techniques for quarry slope stability assessment. *Trans. Instit. Min. Metall.-Sect B*, 107 , S. 139-147.

Edelbro, C. (2003). *Rock Mass Strength*. Lulea: Department of Civil Engineering, Division of Rock Mechanics, Lulea University of Technology.

Gutachten zur Berechnung der Standsicherheit der Vorbrecherkaverne am Standort Gummern. Firma Intergeo.

Hammah, R., Yacoub, T., & Curran, J. (2006). *The Influence of Young's Modulus on Numerical Modelling Results*. Von <http://www.rocscience.com/library/pdf/Youngs-Modulus-Numerical-Modelling-Results.pdf> abgerufen

Hammah, R., Yacoub, T., Corkum, B., & Curran, J. (2005). *The Shear Strength Reduction Method for the Generalized Hoek-Brown Criterion*. Von <http://www.rocscience.com/library/pdf/SSR-Method-for-GHB.pdf> abgerufen

Hoek, E. (2007). *Practical Rock Engineering*. Von <http://www.rocscience.com/hoek/PracticalRockEngineering.pdf> abgerufen

Hoek, E. (1999). Putting numbers to geology. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 32 , S. 1-19.

Hoek, E. (1994). Strength of Rock and Rock Mass. *IRSM New Journal*, 2 , S. 4-16.

Hoek, E., & Brown, E. (1997). Practical Estimation of Rock Mass Strength. *Int. J. Rock. Mech. Min.Sci*, Vol.34, No. 8 , S. 1165-1186.

Hoek, E., & Diederichs, M. S. (2006). Empirical Estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 43 , S. 203-215.

Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). *Hoek-Brown Failure Criterion - 2002 Edition*. Von http://www.rocscience.com/library/pdf/RL_1.pdf abgerufen

- Markland, J. (1972). A Useful Technique for Estimating the Stability of Rock Slopes when the Rigid Wedge Sliding Type of Failure is Expected. *Imperial College, Rock Mech. Research Report, No. 19*.
- N.R., B. (1999). General Report concerning some 20th century Lessons and 21th century challenges in applied rock mechanics, safety and control of the environment. *International Congress on Rock Mechanics, Proc. 9th IRSM Congress Paris, Vol.3, (S. 1659-1684)*. Paris.
- Rocscience. (2004). *A New Era in Slope Stability Analysis: Shear Strength Reduction Finite Element Technique*. Von <http://www.rocscience.com/library/pdf/StrengthReduction.pdf> abgerufen
- Rocscience. (2001-2004). *Application of the Finite Element Method to Slope Stability*. Von <http://www.rocscience.com/library/pdf/SlopeStabilityUsingPhase2.pdf> abgerufen
- Roth, W. (1999). *Ermittlung von Sicherheitsfaktoren mittels des Continuums Mechanischen Finiten Differenzen Codes FLAC, Master Thesis*. Vienna: University of Technology .
- Schmid, S. M., Fügenschuh, B., Kissling, E., & Schuster, R. (2004). Tectonic map and overall architecture of the Alpine orogen. *Eclogae geol. Helv.*, 97, , S. 93-117.
- Schubert, W. (2007). Skriptum Felsmechanik und Tunnelbau. Graz: Institut für Felsmechanik und Tunnelbau, Technische Universität Graz.
- Strauss, H. (1990). *Kristallisation- und Deformationsgeschichte des Altkristallins nordwestlich von Villach*. Graz: Inaugural Dissertation, Naturwissenschaftliche Fakultät der Karl - Franzens Universität Graz.
- Talobre, J. (1957). *La Mécanique des Roches*, Dunod, Paris. S. 39-44.
- Tollmann, A. (1977). *Geologie von Österreich - Band 1: Die Zentralalpen*. Wien: Deuticke Verlag.
- Wagner, H. (2005). Skriptum Mining Rock Mechanics 1. Leoben: Institut für Bergbaukunde, Bergtechnik und Bergwirtschaft, Montanuniversität Leoben.

ANHANG

A. Geotechnische Homogenitätsbereiche



Abbildung 34: geotechnischer Homogenitätsbereich 1, GSI=65



Abbildung 35: geotechnischer Homogenitätsbereich 2, GSI=55



Abbildung 36: geotechnischer Homogenitätsbereich 3, GSI=30

B. Numerische Simulation

B.1. Genehmigter Tagbauendstand, Karstbereich (kritischer Schnitt 1)

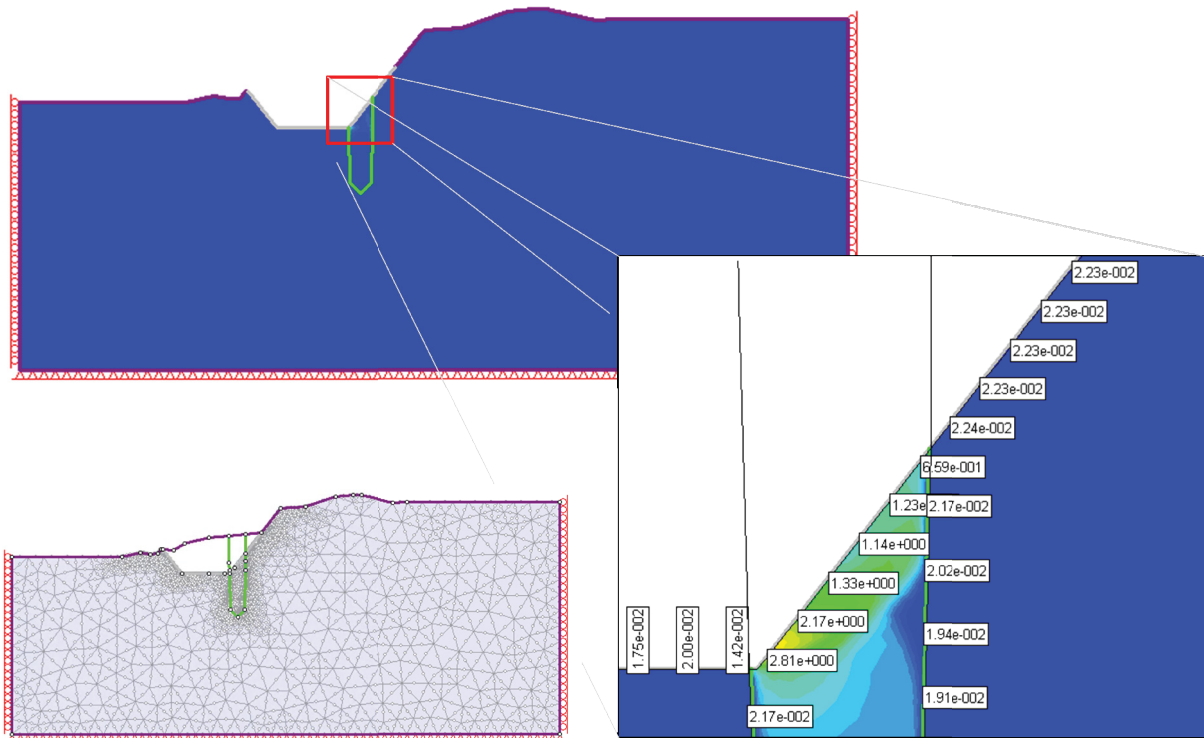


Abbildung 37: Bewegungen im genehmigten Tagbauendstand in m, kritischer Schnitt 1, Strength Reduction von 1,5

In der Vergrößerung der Abbildung 37 sind die Bewegungen der Böschung im Karstbereich für den ermittelten Sicherheitsfaktor von 1,5 ersichtlich. In Abbildung 38 erkennt man die Entwicklung des Sicherheitsfaktors in Bezug auf die Maximalbewegungen in der Böschung. Das Problem bei dieser Darstellung ist die Tatsache, dass im Programm PHASE_{2D} nur die Maximalbewegung eines Modelles abfragbar ist, d.h. es werden für den kritischen Schnitt 1 unweigerlich die Bewegungen des Karstes im Diagramm abgebildet. Es werden also für die Karstmodelle nicht jene Scherbewegungen, anhand derer der Grundbruch und damit das Versagen der gesamten Böschung eintritt, dargestellt, sondern die Bewegungen des ohnehin nicht standfesten Karstes. Im konkreten Fall bedeutet dies, dass sich die Gesamtböschung bei einer Strength Reduction von 1,5 (gleichzusetzen mit einem Sicherheitsfaktor von 1,5, siehe 5.2.2. PHASE_{2D}) um ungefähr 3m bewegt hätte. Dies würde unter normalen Umständen sehr wahrscheinlich zum Bruch führen. In diesem Fall handelt es sich aber um die Bewegung des Karstes und nicht um jene des dahinter liegenden Materials. Das dahinter liegende Material, mit einem GSI von 65, das weit mehr Anteil an der Böschung hat, bewegt

sich im Zustand einer Strength Reduction von 1,5 lediglich mit ca. 2cm (siehe Abbildung 37). Dieses Problem ist bei der Simulation aller weiteren Karstmodelle dieser Arbeit zu beachten.

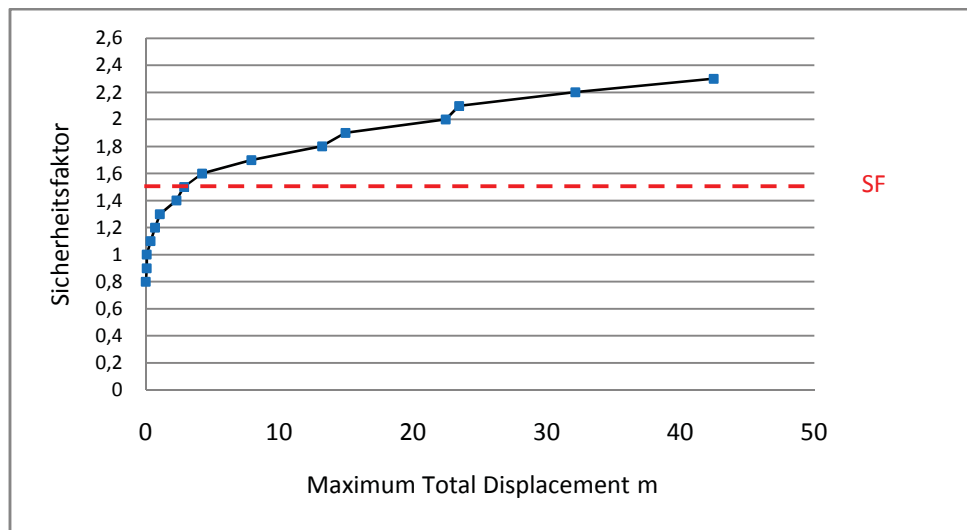


Abbildung 38: Sicherheitsfaktor in Abhängigkeit der Bewegung, genehmigter Endstand

B.2. Tagbauendstand, Tagbauendteufe: 505m ü.A., 60° Generalneigung, Karstbereich (kritischer Schnitt 1)

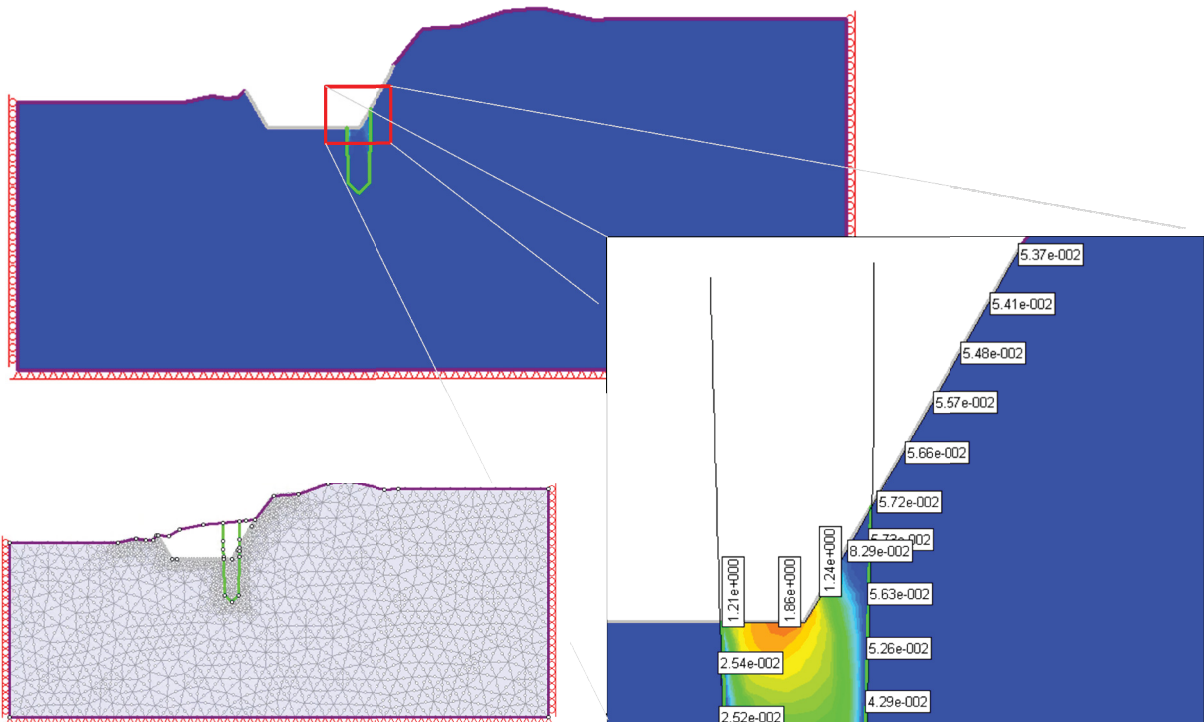


Abbildung 39: Bewegungen im Tagbauendstand in m, 60° Generalneigung, Tagbauendteufe: 505m ü.A., Strength Reduction von 1,6

Das Ergebnis für die Simulation des Tagbauendstands in der Version mit 60° Generalneigung und einer Endteufe von 505m ü.A. ist in Abbildung 39 und Abbildung 40 ersichtlich.

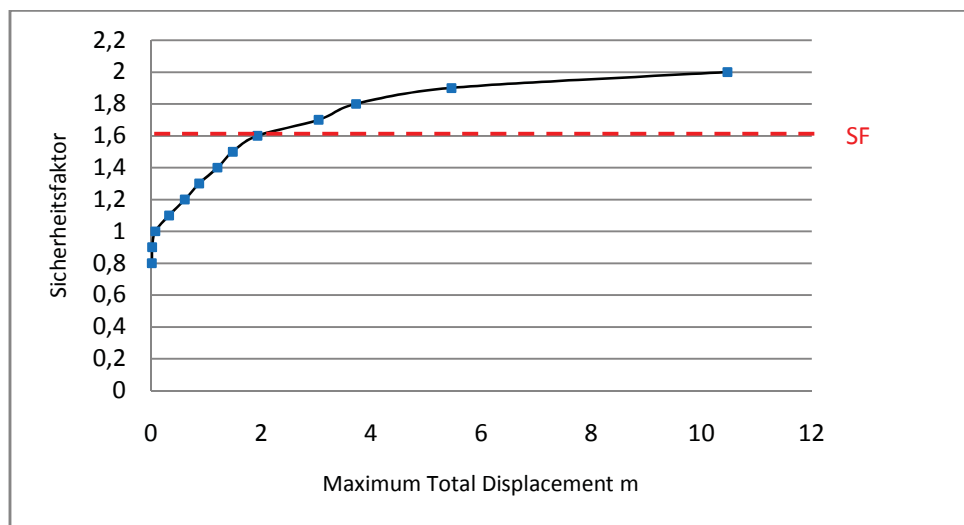


Abbildung 40: Entwicklung des Sicherheitsfaktors, 60° Generalneigung, Tagbauendteufe auf 505m ü.A.

B.3. Tagbauendstand, 505m ü.A. Endteufe, 52° Generalneigung, Karstbereich mit vorgelagertem Dom (kritischer Schnitt 1)

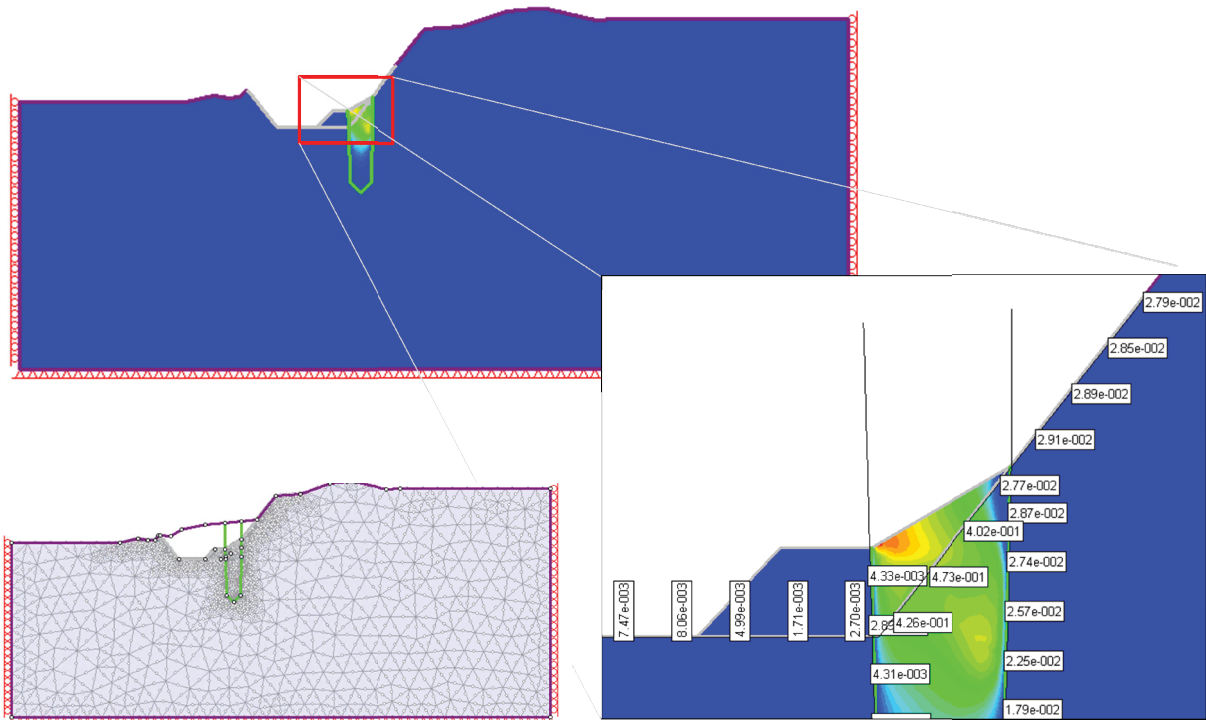


Abbildung 41: Bewegungen im Tagbauendstand in m, 52° Generalneigung, 505m ü.A. Endteufe, Karstbereich mit vorgelagertem Dom, Strength Reduction von 1,7

In Abbildung 42 ist ersichtlich, dass die Karstbewegungen bei einer Abflachung und einem vorgelagerten Gebirgspaket weit geringer sind.

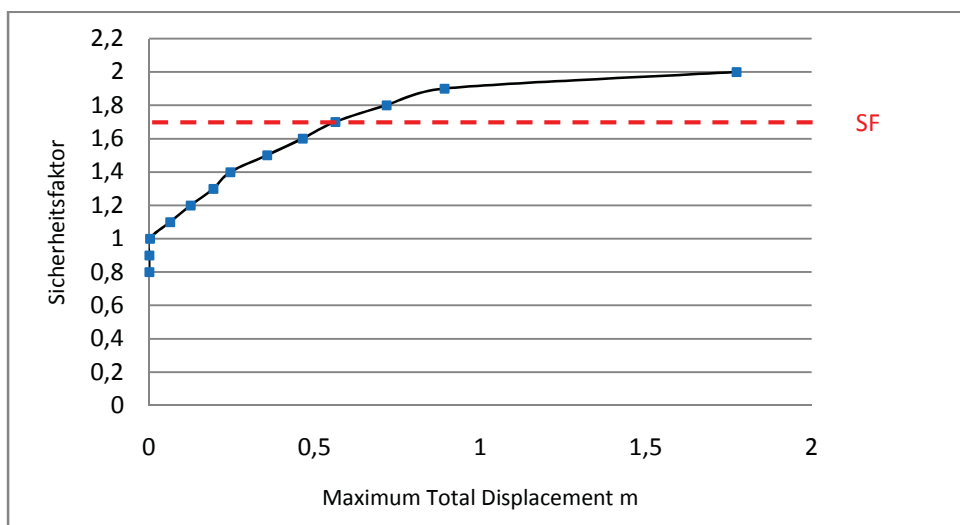


Abbildung 42: Entwicklung des Sicherheitsfaktors in Bezug auf die Bewegung, Karstbereich mit Dom

B.4. Tagbauendstand, 505m ü.A. Endteufe, 60° Generalneigung, abgeflachter Karst (kritischer Schnitt 1)

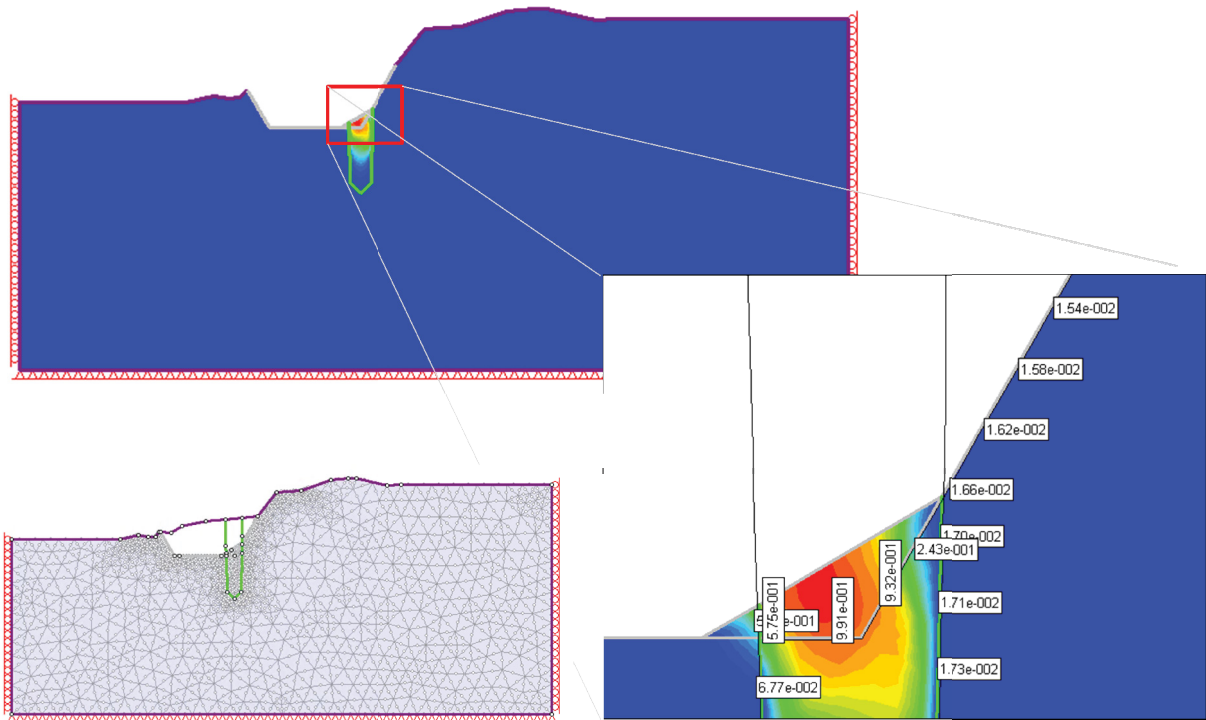


Abbildung 43: Bewegungen Tagbauendstand in m, 505m ü.A. Endteufe, 60° Generalneigung, abgeflachter Karst

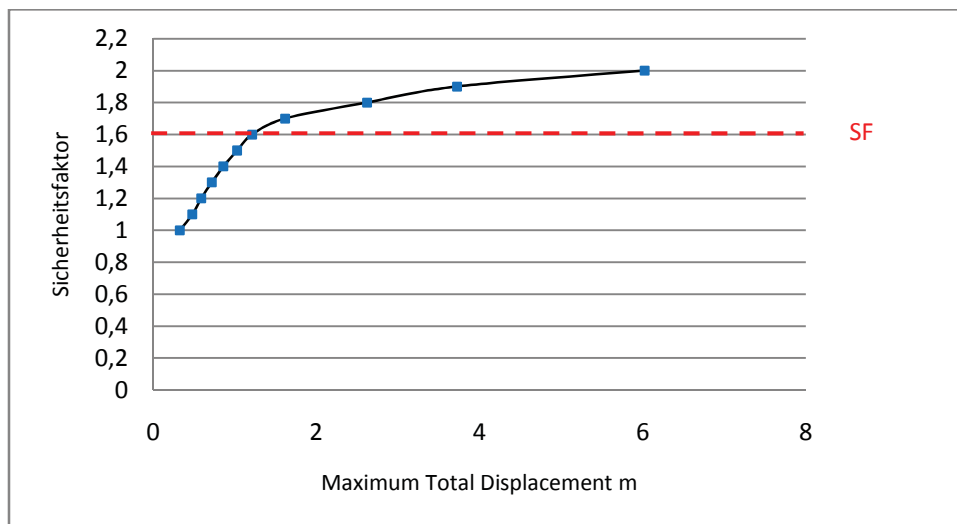


Abbildung 44: Entwicklung des Sicherheitsfaktors für den abgeflachten Karstbereich

B.5. genehmigter Tagbauendstand, Karstbereich mit untertägigem Abbau (kritischer Schnitt 1)

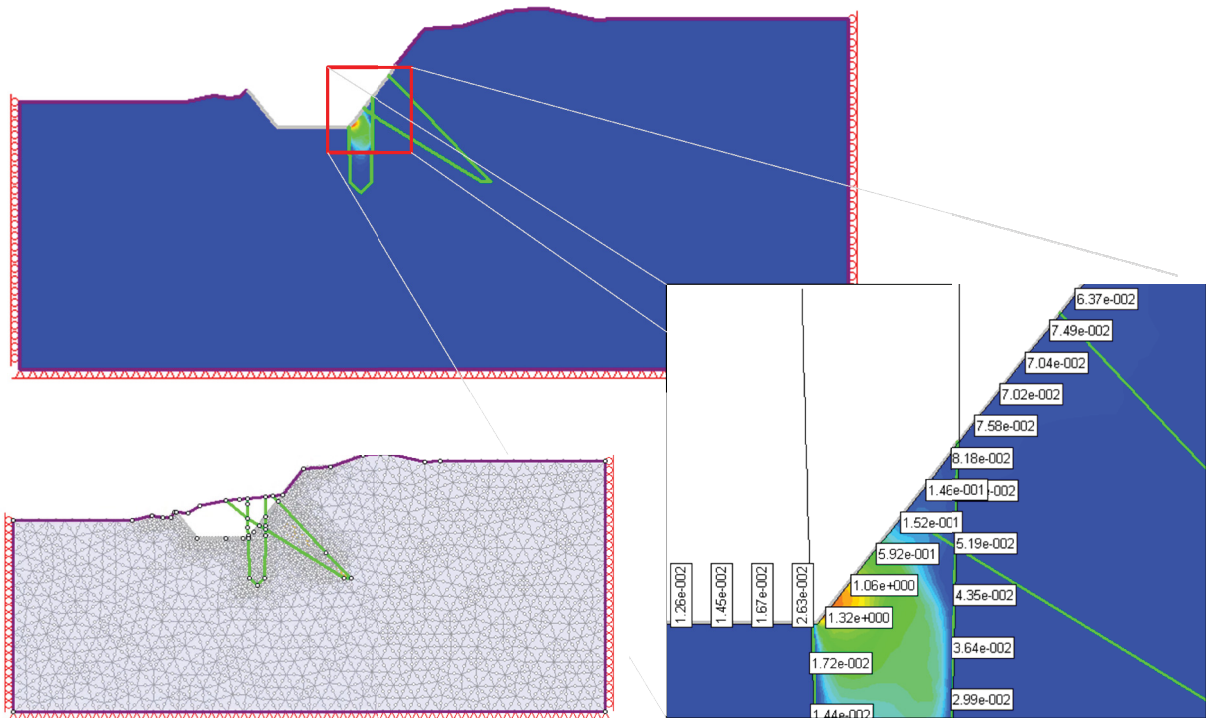


Abbildung 45: Bewegungen im Tagbauendstand in m, 52° Generalneigung, 505m ü.A. Endteufe, Karstbereich mit untertägigem Abbau

Wie in Abbildung 45 ersichtlich ist, lässt der untertägige Abbau durch die Art der Simulation (Abminderung des E-Moduls über das Ausbringen) eine etwas höhere Bewegung des Gebirges zu. Der Sicherheitsfaktor nimmt laut Simulation gegenüber der Böschungsvariante ohne untertägigen Abbau nicht stark ab.

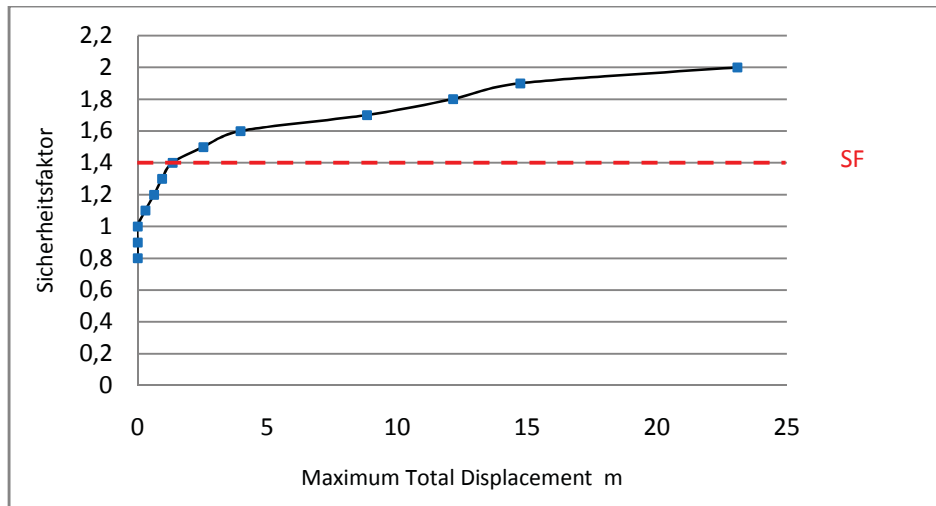


Abbildung 46: Entwicklung des Sicherheitsfaktors des Karstbereichs mit untertägigem Abbau in Bezug auf die Bewegung

B.6. Tagbauendstand, 505m ü.A. Endteufe, 60° Generalneigung, Karstbereich mit untertägigem Abbau (kritischer Schnitt 1)

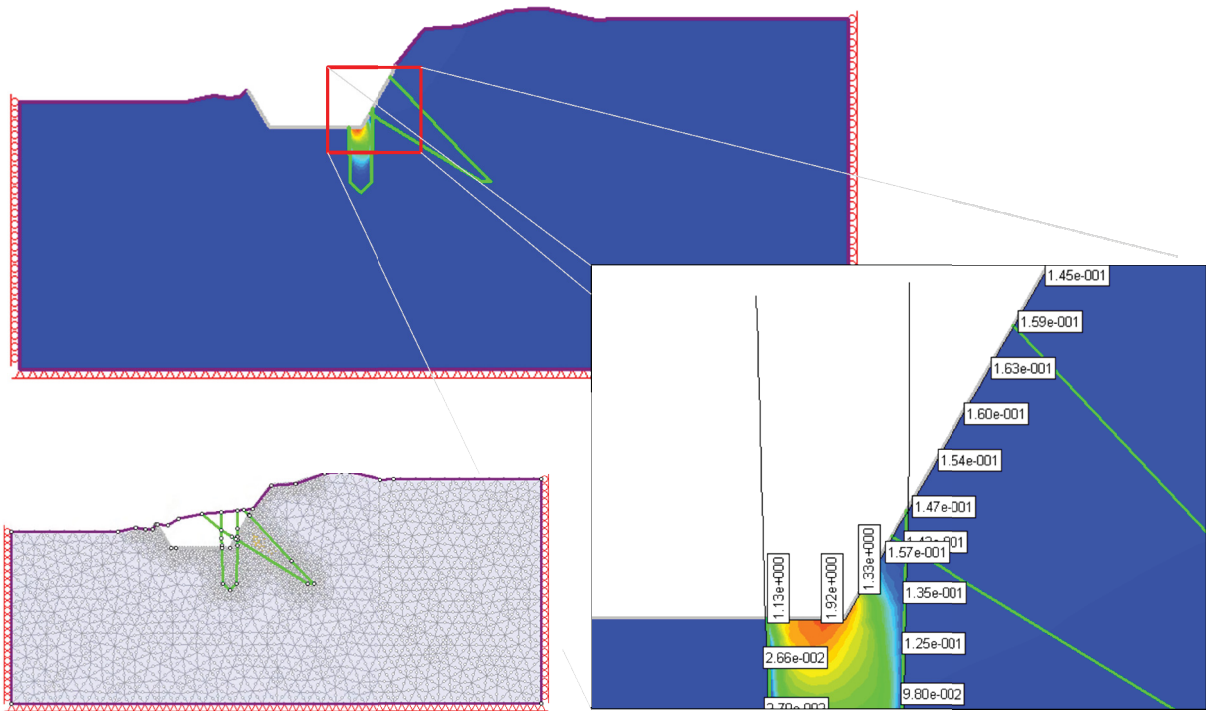


Abbildung 47: Bewegungen im Tagbauendstand in m, 60° Generalneigung, 505m ü.A. Endteufe, Karstbereich mit untertägigem Abbau

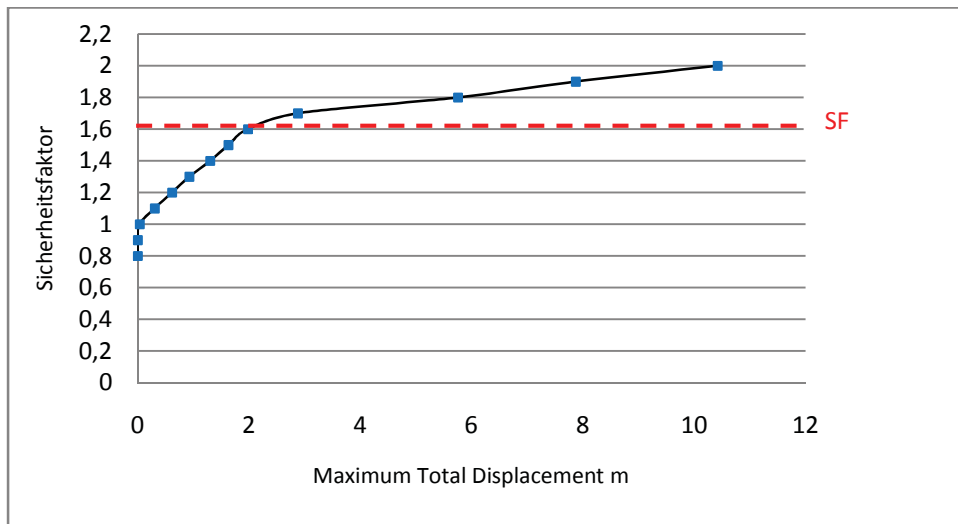


Abbildung 48: Entwicklung des Sicherheitsfaktors in Bezug auf die Bewegung, 60° Generalneigung, Karstbereich mit untertägigem Abbau

B.7. genehmigter Tagbauendstand (kritischer Schnitt 2)

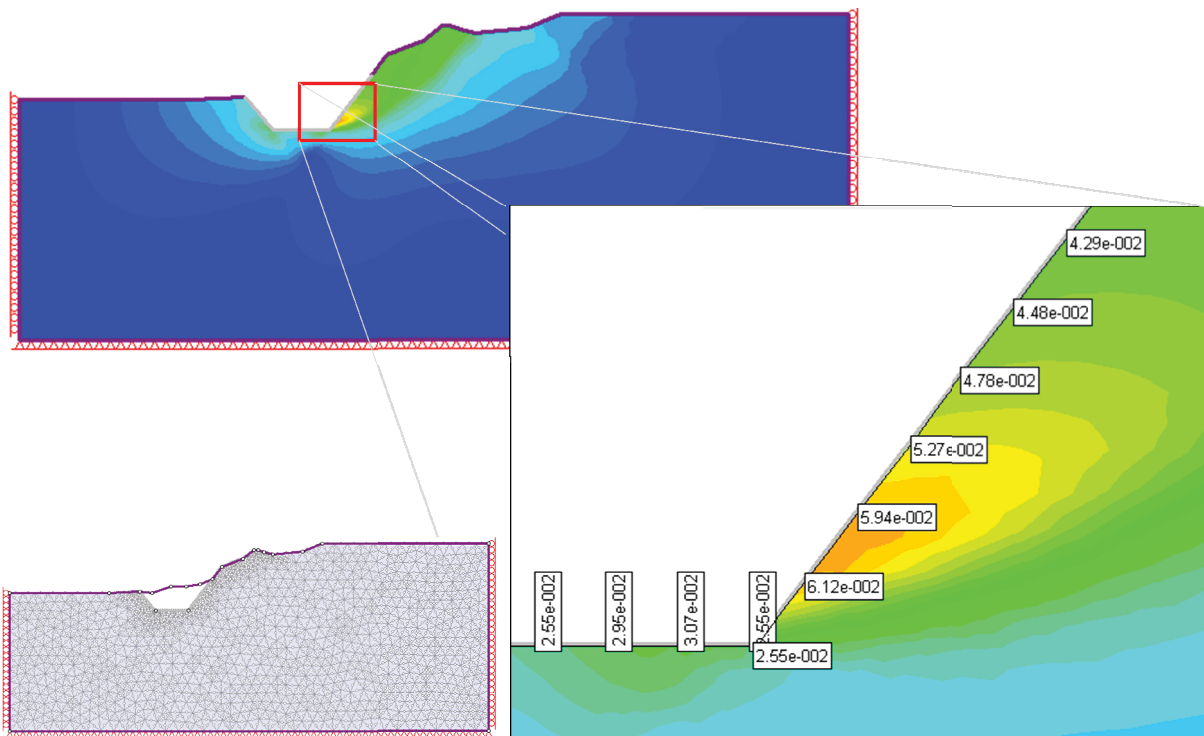


Abbildung 49: Bewegungen im genehmigten Tagbauendstand in m, Strength Reduction von 2,1

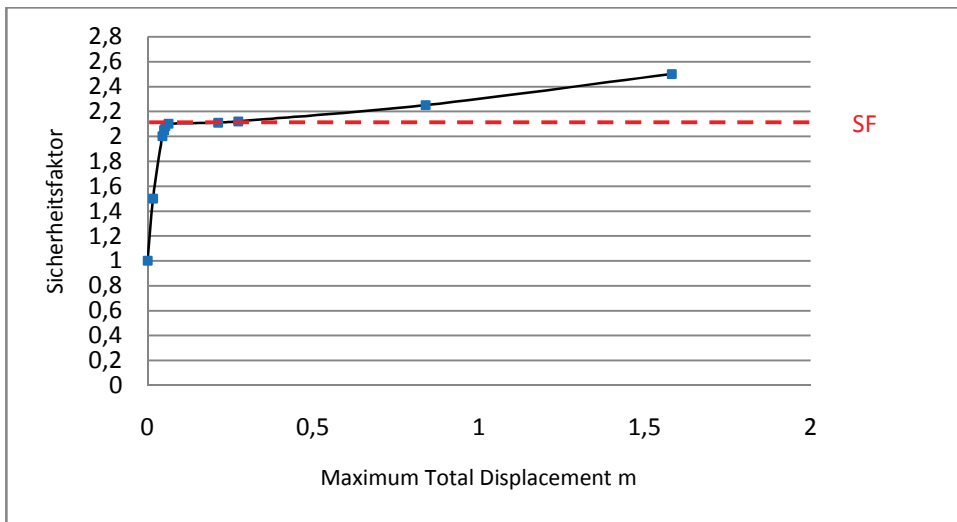


Abbildung 50: Entwicklung des Sicherheitsfaktors in Bezug auf die Bewegung, genehmigter Tagbauendstand

B.8. Tagbauendstand, 505m ü.A. Endteufe, 60° Generalneigung (kritischer Schnitt 2)

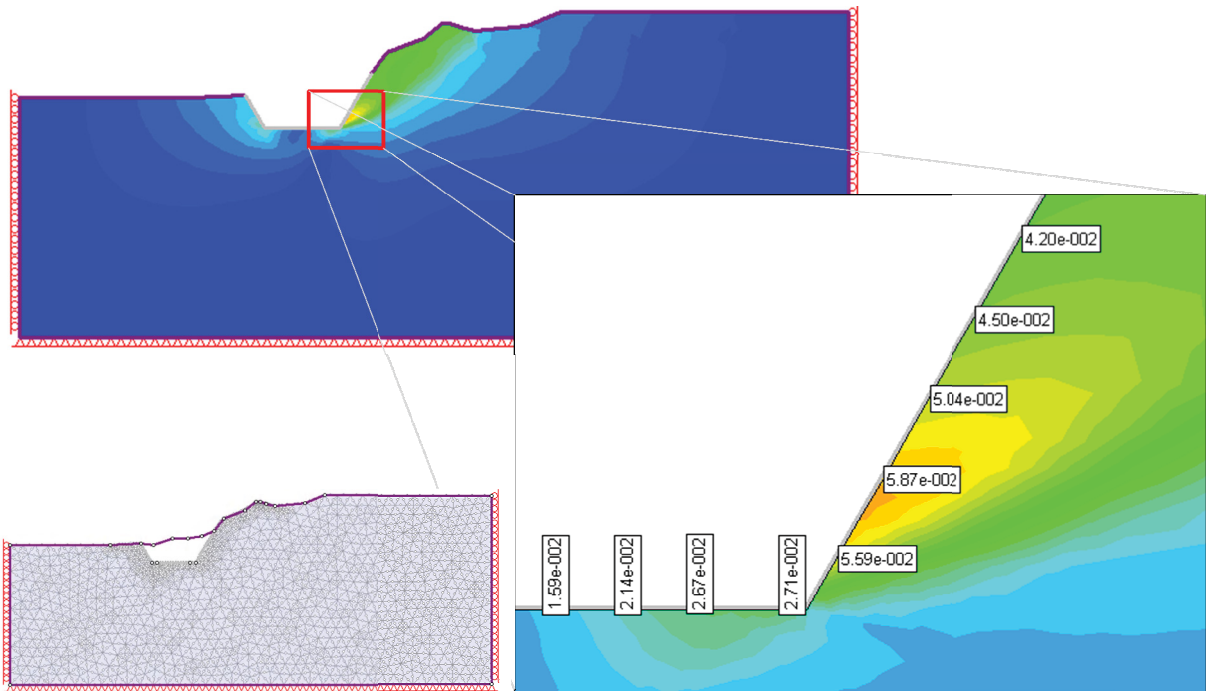


Abbildung 51: Bewegungen im Tagbauendstand in m, 505m ü.A. Endteufe, 60° Generalneigung, Strength Reduction von 1,9

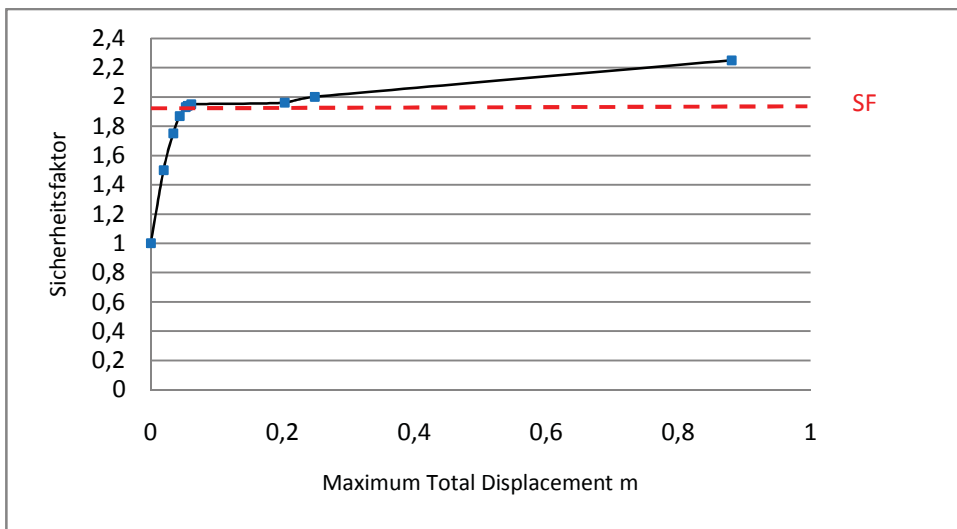


Abbildung 52: Entwicklung des Sicherheitsfaktors in Bezug auf die Bewegung, Tagbauendstand, 60° Generalneigung, 505m ü.A. Endteufe

B.9. Tagbauendstand, 400m ü.A. Endtteufe, 52° Generalneigung (kritischer Schnitt 2)

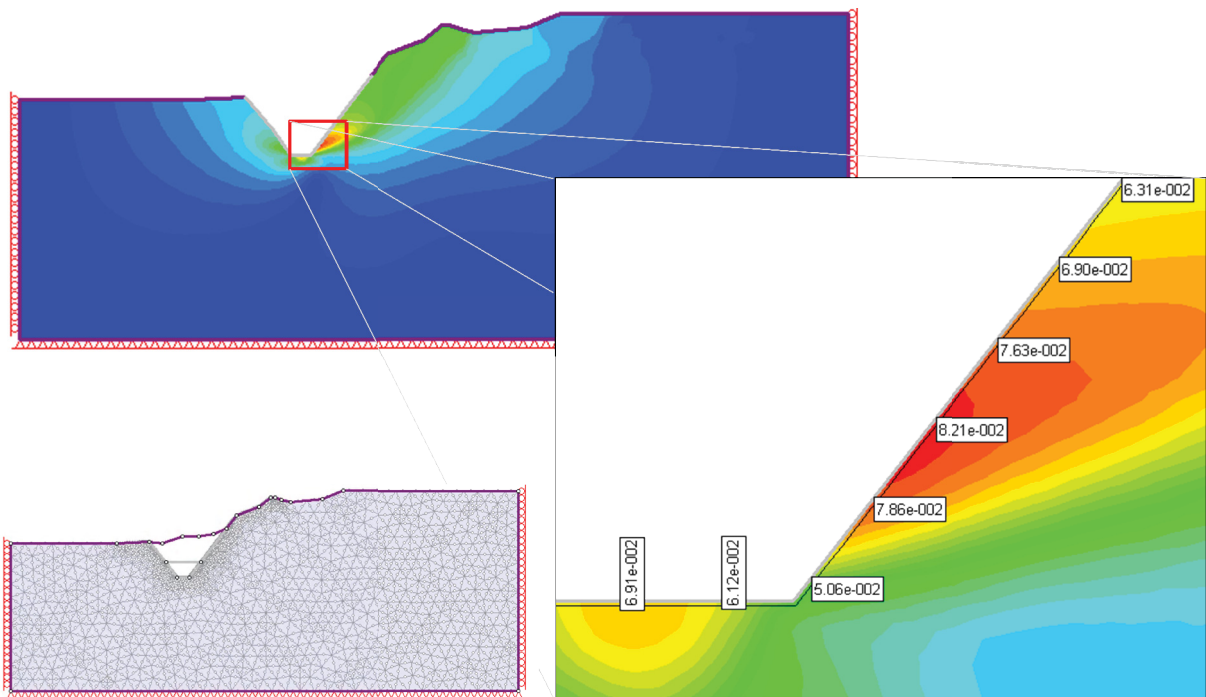


Abbildung 53: Bewegungen im Tagbauendstand in m, 52° Generalneigung, 400m ü.A. Endtteufe, Strength Reduction von 1,8

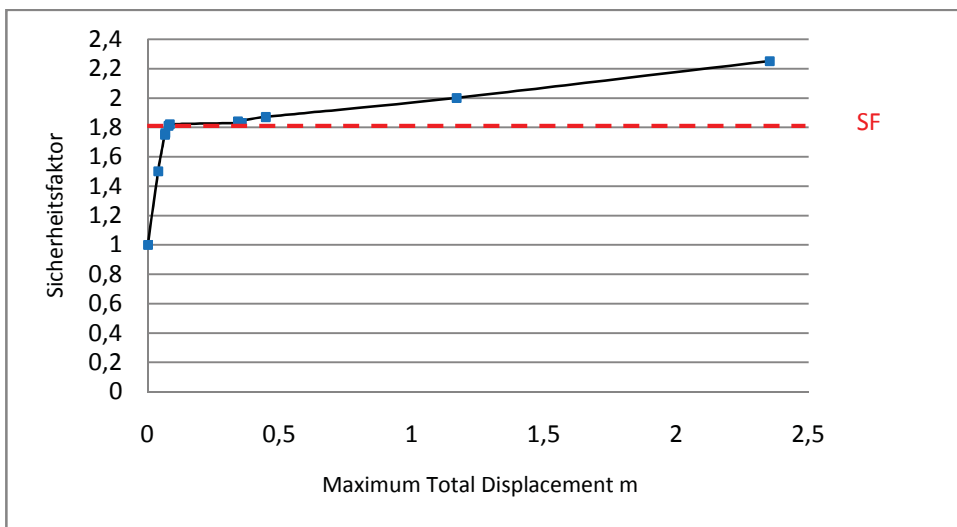


Abbildung 54: Entwicklung des Sicherheitsfaktors in Bezug auf die Bewegung, 52° Generalneigung, 400m ü.A. Endtteufe

B.10. Tagbauendstand, 400m ü.A. Endteufe, 60° Generalneigung (kritischer Schnitt 2)

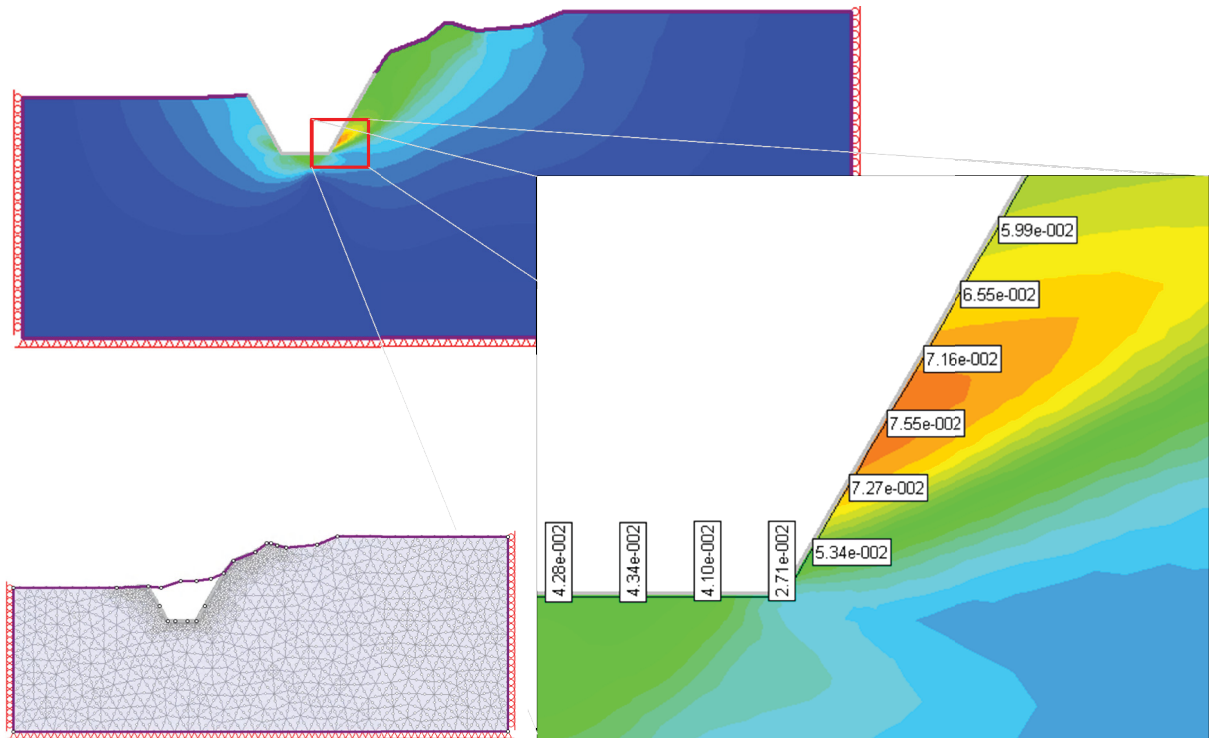


Abbildung 55: Bewegungen im Tagbauendstand in m, 60° Generalneigung, 400m ü.A. Endteufe, Strength Reduction von 1,6

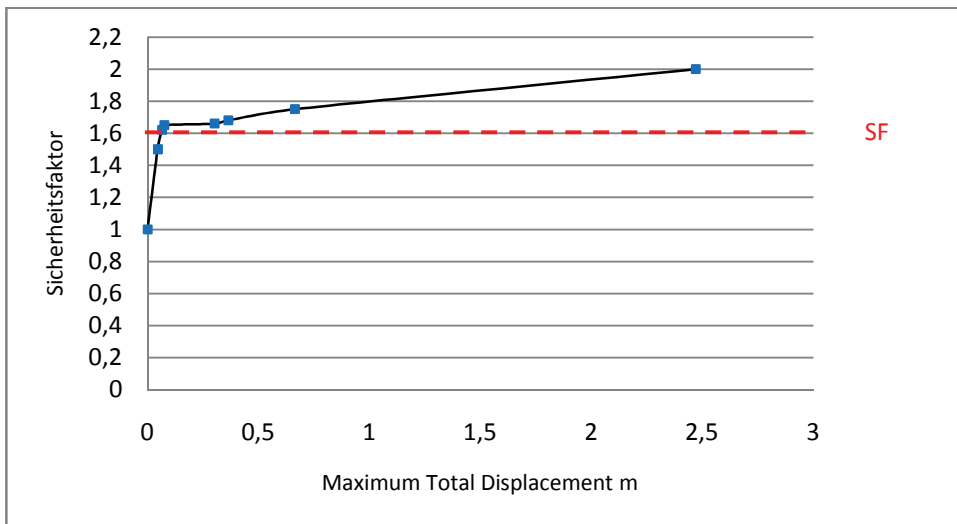


Abbildung 56: Entwicklung des Sicherheitsfaktors in Bezug auf die Bewegung, 60° Generalneigung, 400m ü.A. Endteufe

B.11. Tagbauendstand, 300m ü.A. Endteufe, 60° Generalneigung (kritischer Schnitt 2)

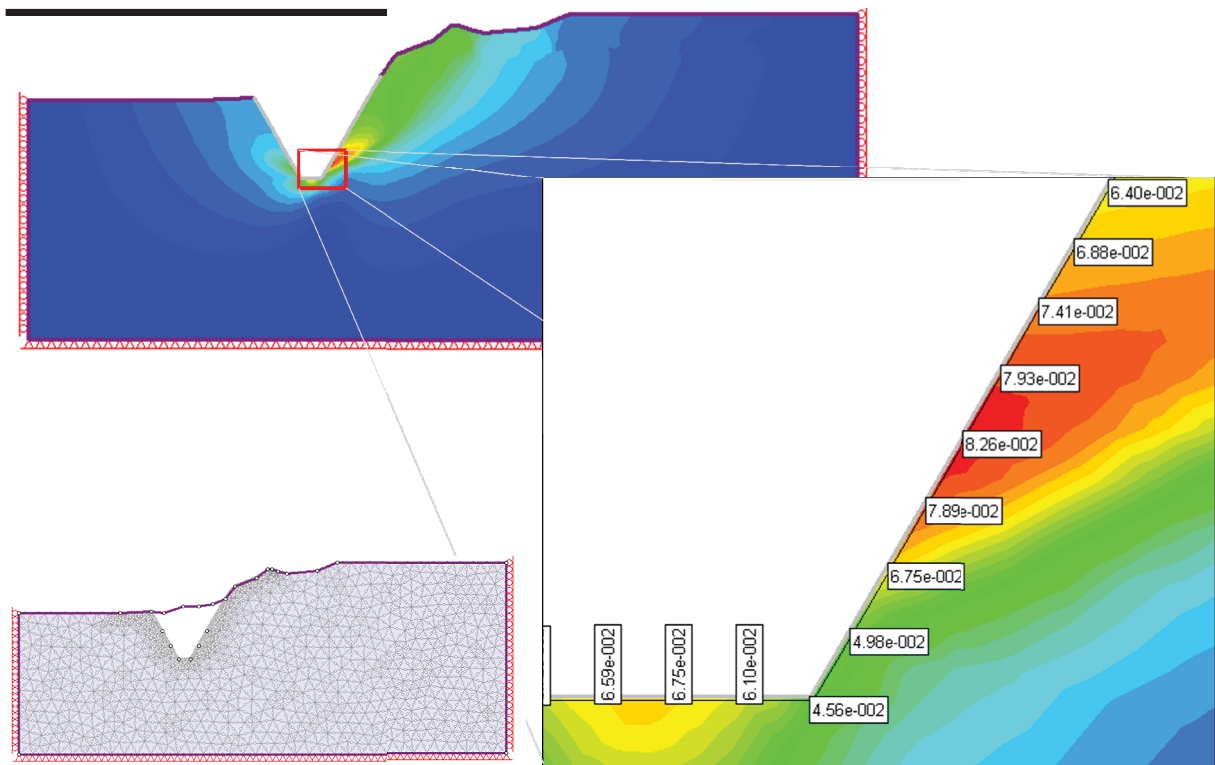


Abbildung 57: Bewegungen im Tagbauendstand, 60° Generalneigung, 300m ü.A. Endteufe, Strength Reduction von 1,4

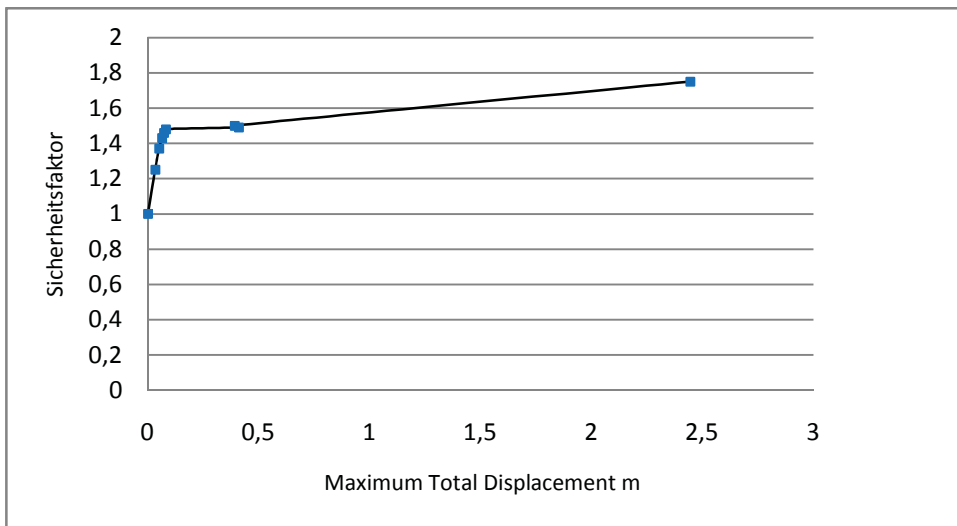


Abbildung 58: Entwicklung des Sicherheitsfaktors in Bezug auf die Bewegung, 60° Generalneigung, 300m ü.A. Endteufe

B.12. genehmigter Tagbauendstand, mit untertägigem Abbau (kritischer Schnitt 2)

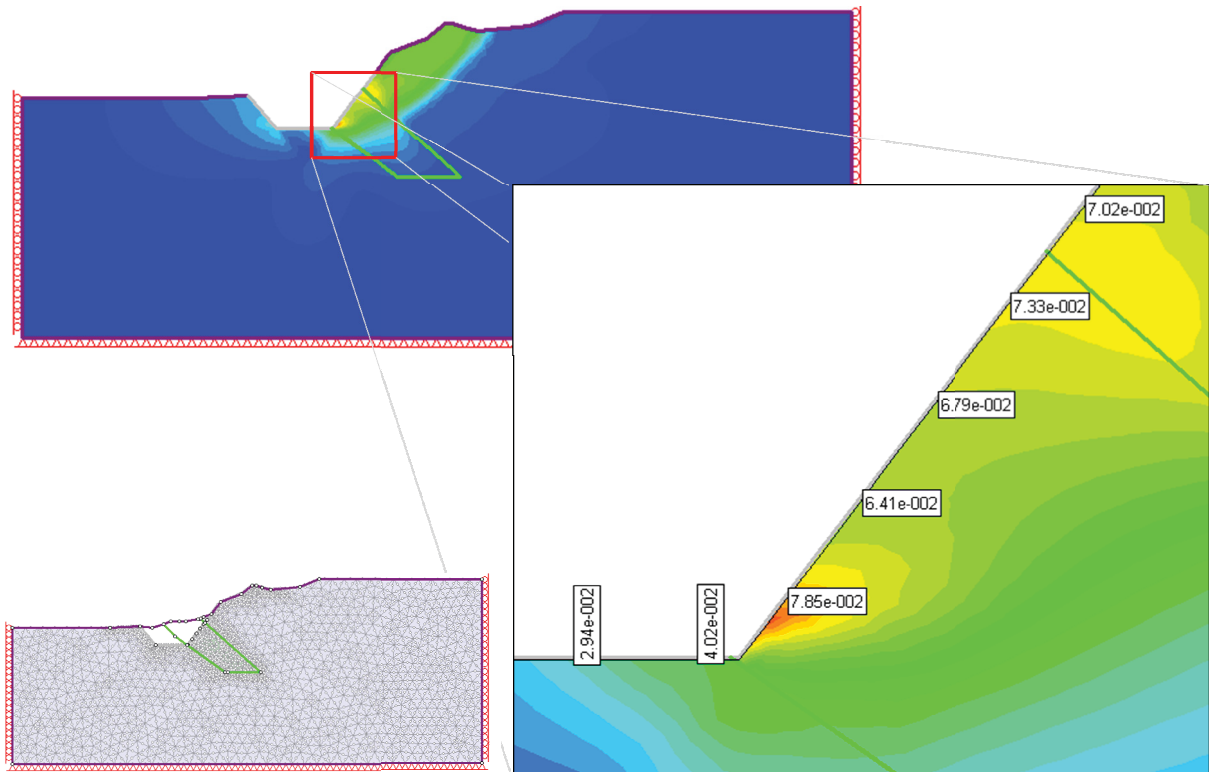


Abbildung 59: Bewegungen im genehmigten Tagbauendstand in m, mit untertägigem Abbau, Strength Reduction von 2

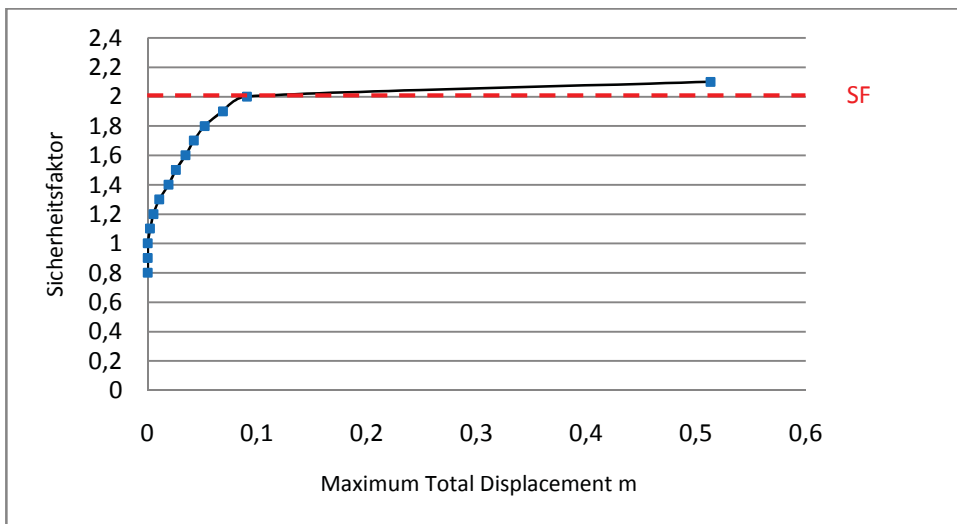


Abbildung 60: Entwicklung des Sicherheitsfaktors in Bezug auf die Bewegung, genehmigter Tagbauendstand, untertägiger Abbau

B.13. Tagbauendstand, 505m ü.A. Endteufe, 60° Generalneigung, mit untertägigem Abbau (kritischer Schnitt 2)

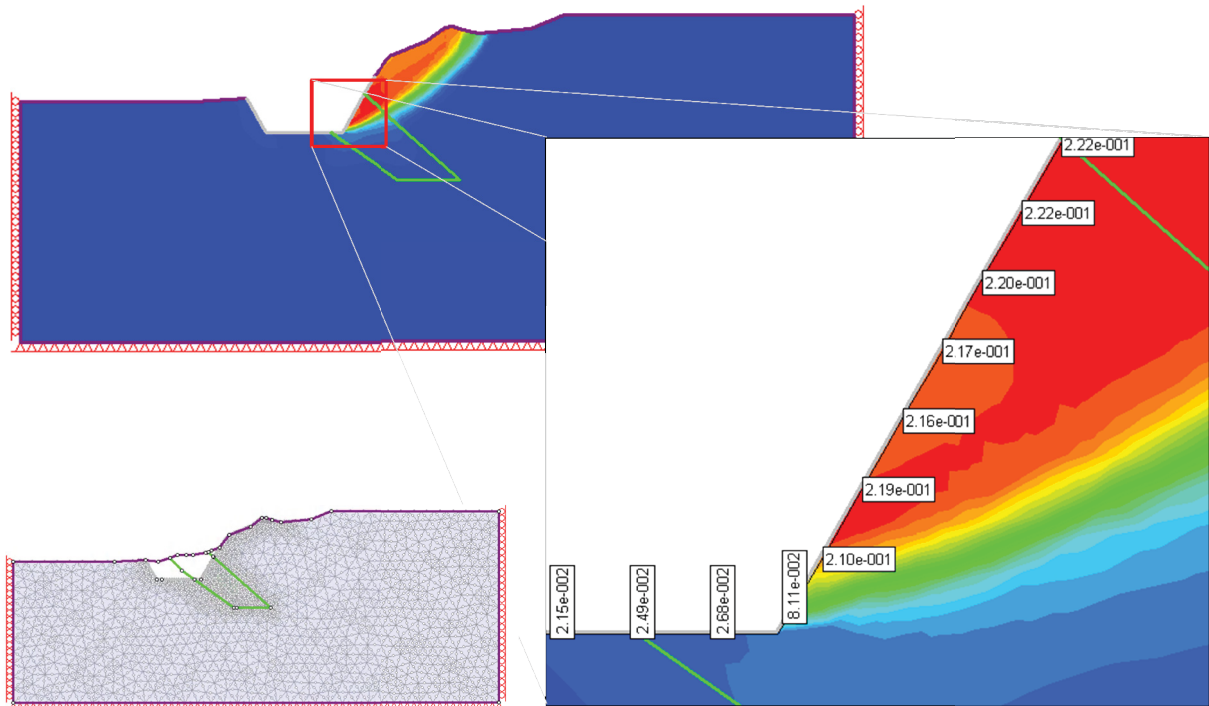


Abbildung 61: Bewegungen im Tagbauendstand, 60° Generalneigung, 505m ü.A. Endteufe, untertägiger Abbau, Strength Reduction von 1,9

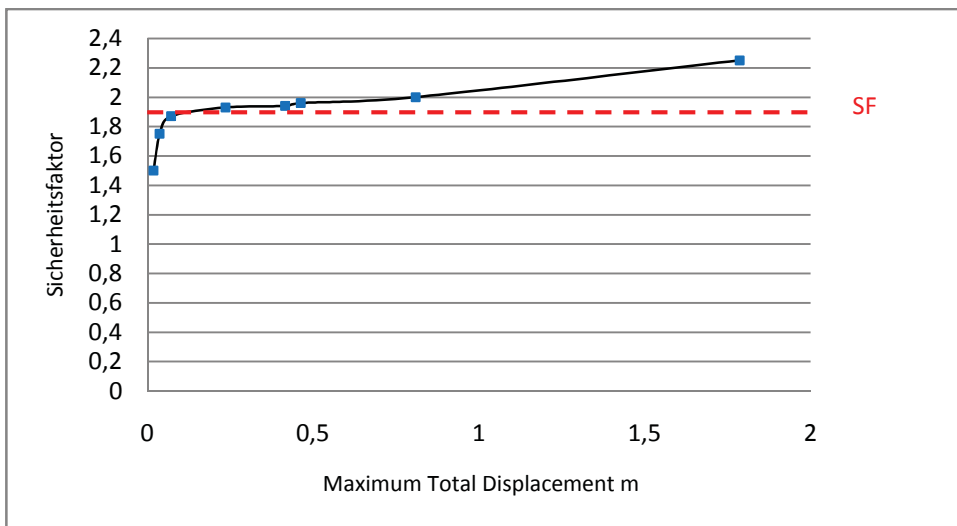


Abbildung 62: Entwicklung des Sicherheitsfaktors in Bezug auf die Bewegung, 60° Generalneigung, 505m ü.A. Endteufe, untertägiger Abbau

B.14. genehmigter Tagbauendstand, vergrößerter untertägiger Abbau (kritischer Schnitt 2)

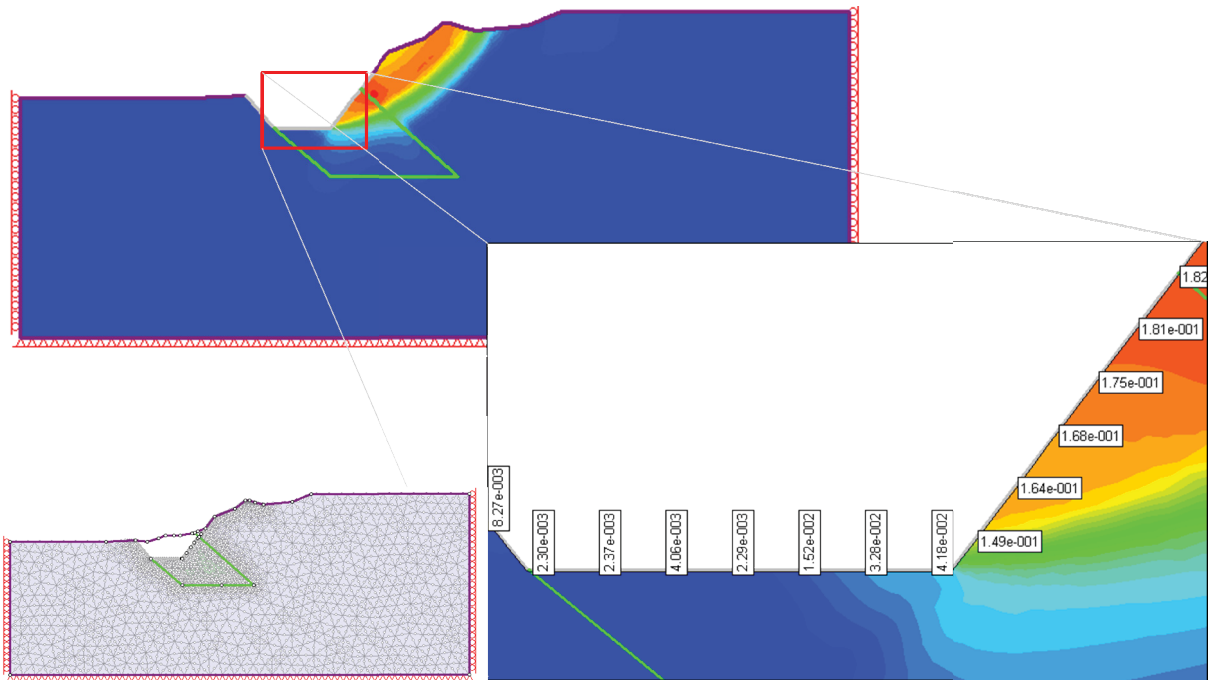


Abbildung 63: Bewegungen im genehmigten Tagbauendstand in m, vergrößerter untertägiger Abbau, Strength Reduction von 2

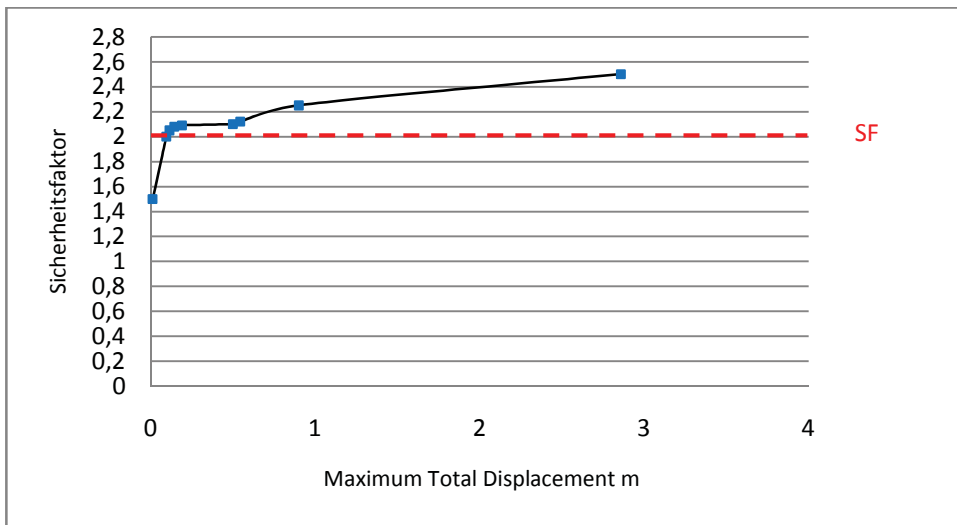


Abbildung 64: Entwicklung des Sicherheitsfaktors in Bezug auf die Bewegung, genehmigter Tagbauendstand, vergrößerter untertägiger Bergbau

B.15. Tagbauendstand, 300m ü.A. Endteufe, 60° Generalneigung, mit untertägigem Abbau (kritischer Schnitt 2)

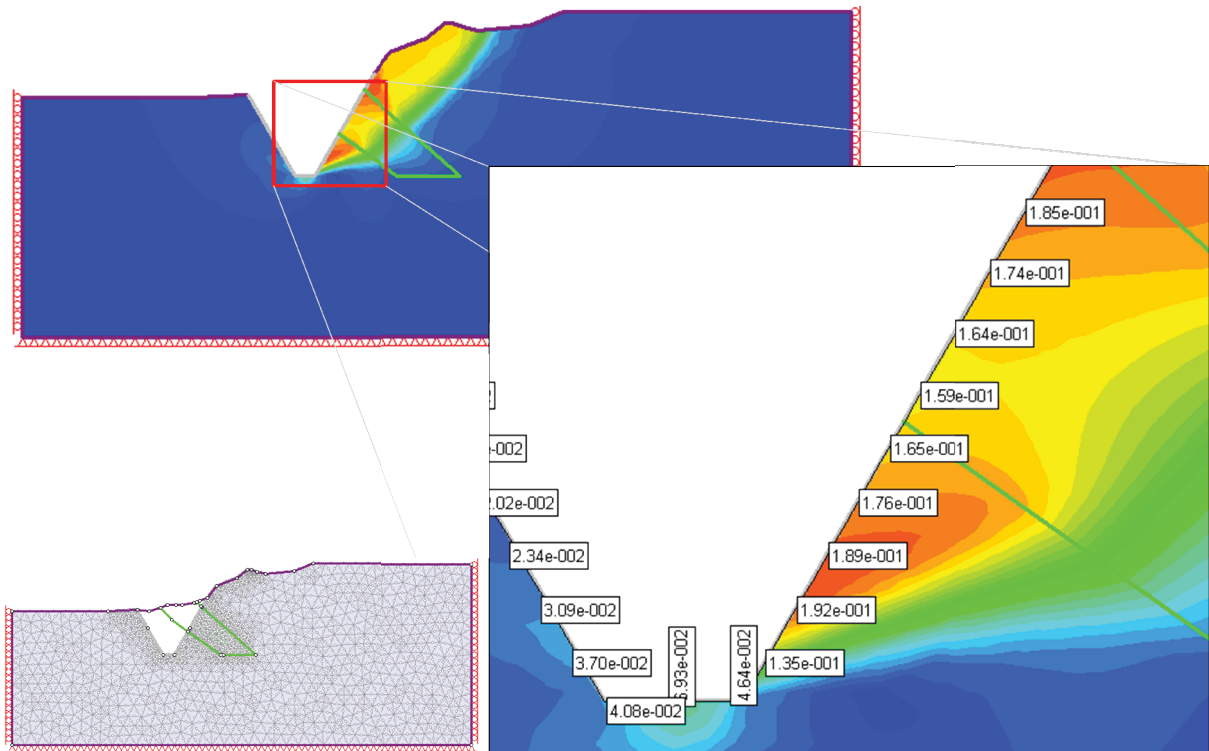


Abbildung 65: Bewegungen im Tagbauendstand, 60° Generalneigung, 300m ü.A. Endteufe, untertägiger Abbau, Strength Reduction von 1,4

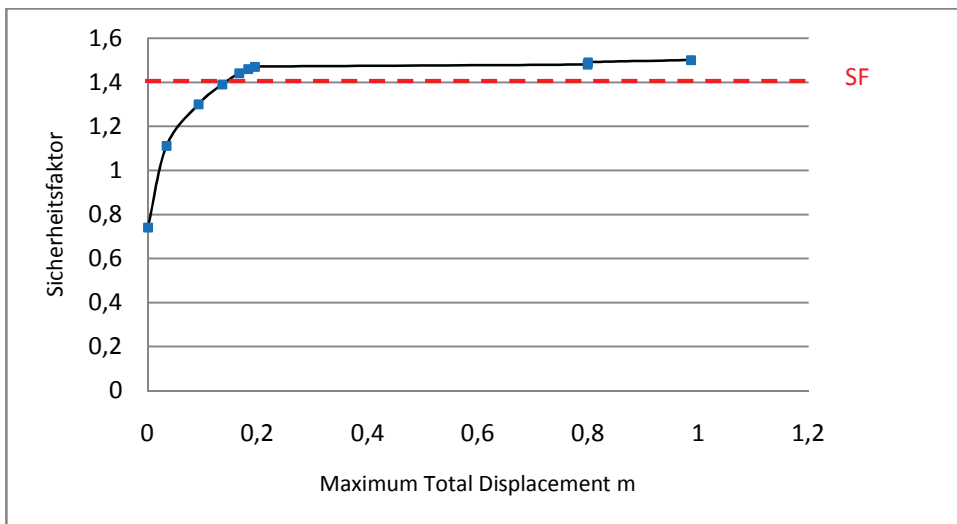


Abbildung 66: Entwicklung des Sicherheitsfaktors in Bezug auf die Bewegung, 60° Generalneigung, 300m ü.A. Endteufe, untertägiger Abbau

B.16. genehmigter Tagbauendstand (kritischer Schnitt 3)

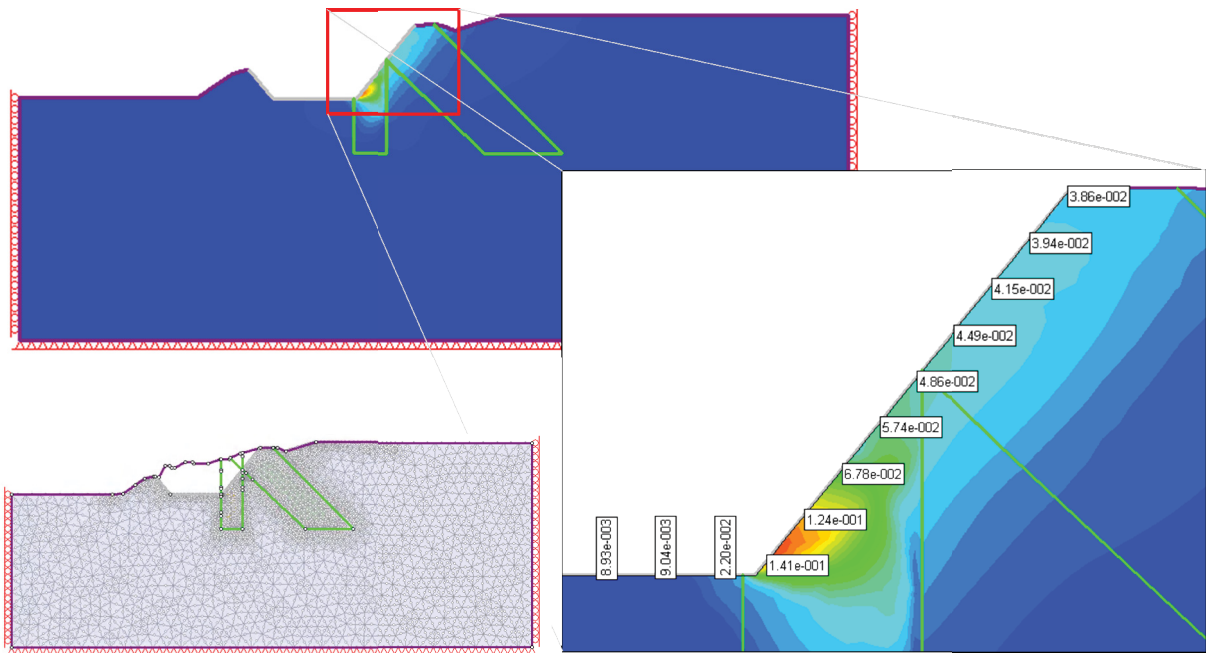


Abbildung 67: Bewegungen im genehmigten Tagbauendstand in m, kritischer Schnitt 3, Strength Reduction von 1,7

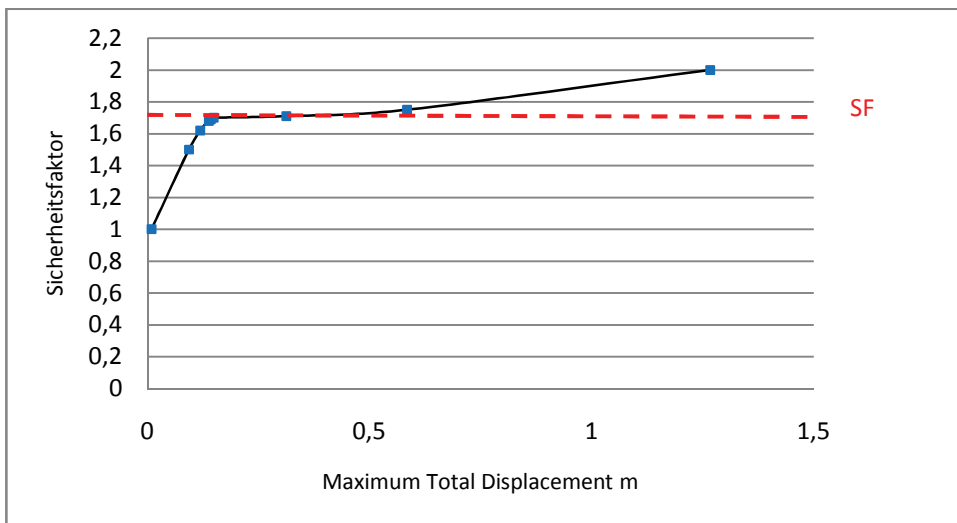


Abbildung 68: Entwicklung des Sicherheitsfaktors in Bezug auf die Bewegung, genehmigter Tagbauendstand, kritischer Schnitt 3

B.17. Tagbauendstand, 505m ü.A. Endteufe, 60° Generalneigung (kritischer Schnitt 3)

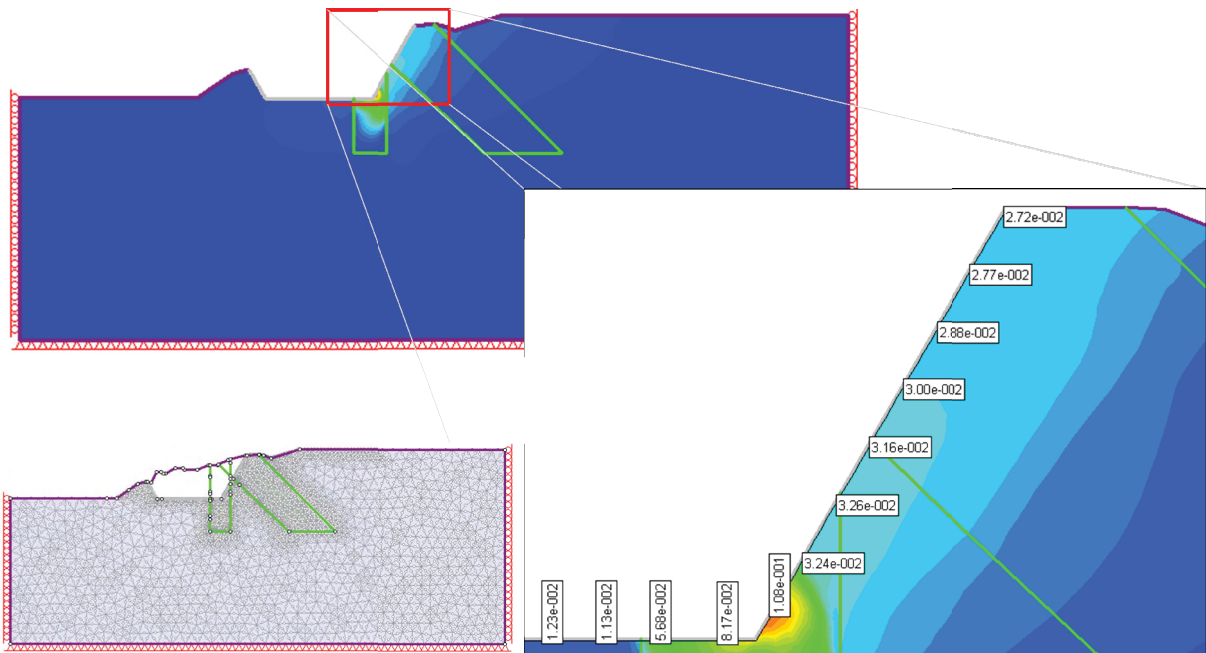


Abbildung 69: Bewegungen im Tagbauendstand in m, 60° Generalneigung, 505m ü.A. Endteufe, kritischer Schnitt 3, Strength Reduction von 1,6

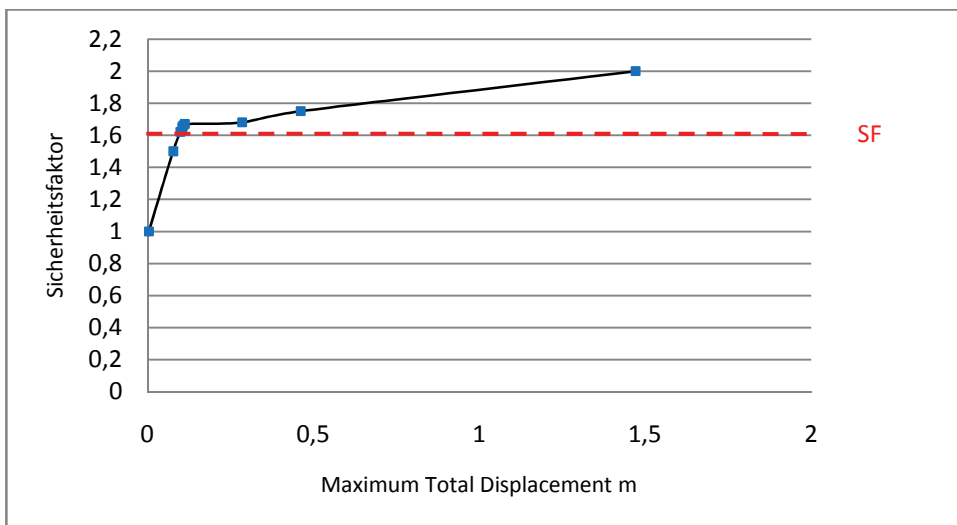


Abbildung 70: Entwicklung des Sicherheitsfaktors in Bezug auf die Bewegung, 60° Generalneigung, 505m ü.A. Endteufe, kritischer Schnitt 3

C. Daten DVD

Enthält alle, für die numerische Simulation relevanten Daten

D. Überprüfung gleitgefährdeter Bereiche

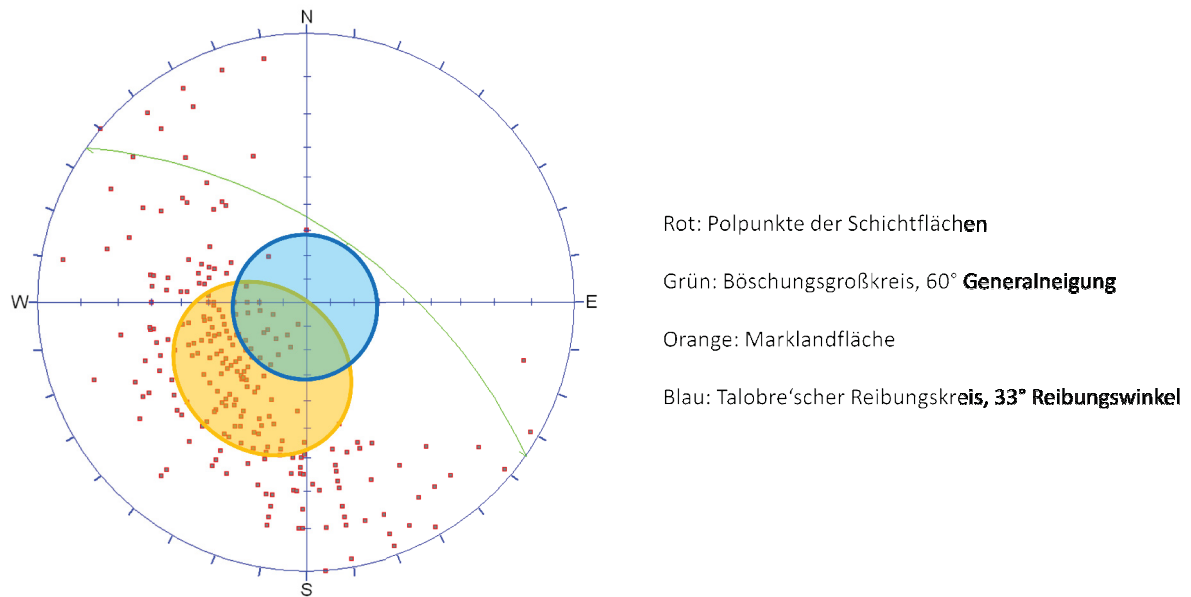


Abbildung 71: Überprüfung der südlichen Tagbauendböschung, 60° Generalneigung

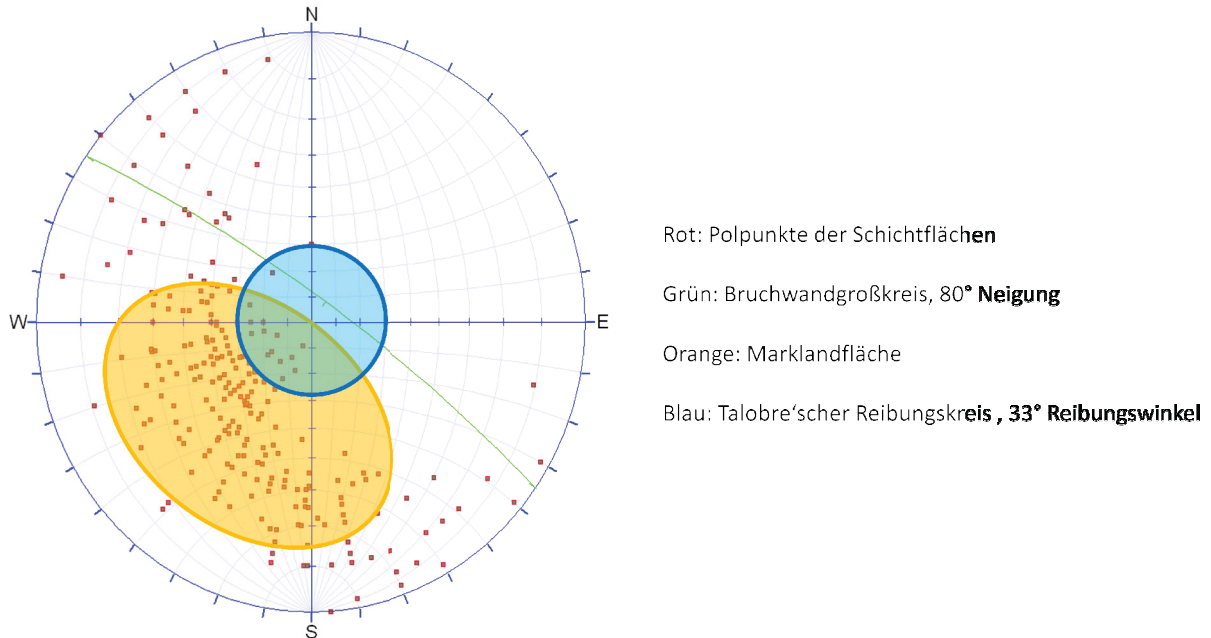


Abbildung 72: Überprüfung der Bruchwände der südliche Tagbauendböschung, 80° Bruchwandneigung