



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
WIEN



Master Thesis

**Assessment methods for the determination of the stability of rock slopes
using the example of the rockfall Vals - a comparison of methods**

Submitted in satisfaction of the requirements for the degree of

Master of Science

of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

Diplomarbeit

**Beurteilungsverfahren zur Ermittlung der Standsicherheit von Felsbö-
schungen am Beispiel des Felssturzes Vals – ein Methodenvergleich**

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines

Diplom-Ingenieurs

unter der Leitung von

Priv.-Doz. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Alexander Preh**
(Institut für Geotechnik, Forschungsbereich Ingenieurgeologie)

eingereicht an der Technischen Universität Wien

Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Ebetshuber Patrick BSc, BA

Matr. Nr.: 01425466

Wien, im April 2023

Ebetshuber Patrick BSc, BA



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
WIEN

Ich habe zur Kenntnis genommen, dass ich zur Drucklegung meiner Arbeit unter der Bezeichnung

Diplomarbeit

nur mit Bewilligung der Prüfungskommission berechtigt bin.

Ich erkläre weiters an Eides statt, dass ich meine Diplomarbeit nach den anerkannten Grundsätzen für wissenschaftliche Abhandlungen selbstständig ausgeführt habe und alle verwendeten Hilfsmittel, insbesondere die zugrunde gelegte Literatur, genannt habe.

Weiters erkläre ich, dass ich dieses Diplomarbeitsthema bisher weder im In- noch Ausland (einer Beurteilerin/einem Beurteiler zur Begutachtung) in irgendeiner Form als Prüfungsarbeit vorgelegt habe und dass diese Arbeit mit der vom Begutachter beurteilten Arbeit übereinstimmt.

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei all jenen Menschen bedanken, die mich bei der Ausarbeitung der Diplomarbeit, sowie meines Studiums unterstützt haben.

Dabei gebührt der erste Dank Herrn Priv.-Doz. Dipl.-Ing. Dr. Alexander Preh, welcher meine Diplomarbeit betreut und beurteilt hat. Dieser ist mir mit Rat, Hilfestellung sowie konstruktiver Kritik und Anregungen beim Schreiben dieser Arbeit zur Seite gestanden, dafür möchte ich mich herzlichst bedanken.

Ein weiterer Dank gilt der Österreichisch Geologischen Gesellschaft sowohl für den erhaltenen Input bei der Arbeitsgruppe „Standsicherheit von Felsböschungen“ als auch für die finanzielle Unterstützung meiner Forschung.

Ebenso möchte ich mich bei den Vertretern der ÖBB und Herrn Dipl.-Ing. Jürgen Stern, der ASFiNAG und Herrn Clemens Klass MSc. und insbesondere bei Herrn Ing. Mag. Dr. Thomas Sausgruber von der WLV, welcher mir nicht nur meine Fragen zu den rechtlichen und inhaltlichen Rahmenbedingungen bei der Standsicherheitsbeurteilung gab, sondern auch viele Informationen zu dem Felssturz Vals.

Natürlich wäre die Studienzeit anders verlaufen, hätte ich nicht so viele interessante Diskussionen, Unterstützung und auch lustige Stunden mit meinen Kommilitonen gehabt. Deswegen möchte ich mich hier auch bei Fabian Dornetshuber, Sebastian Pißermayr, Sebastian Rosenberger, Patrick Schiller, Sebastian Stöcklegger und Peter Wiesner bedanken. Es war mir eine Freude.

Abschließend möchte ich mich bei meiner Familie, insbesondere bei meiner Mutter Sabine und meinen Vater Gerhard bedanken, die mich während meines Studiums immer unterstützt haben. Die wichtigste Aufgabe übernahm dabei meine Verlobte Karolina, sie ist mir in meinen schwierigsten Momenten zur Seite gestanden, hat mich motiviert und angespornt.

Kurzfassung

Um die Gefahren von Felsböschungen angemessen einschätzen zu können, ist es wichtig die Standsicherheit korrekt zu bewerten. Die dazu erforderlichen Analysen sind ein wesentlicher Aspekt für die Gewährleistung der Sicherheit von Infrastruktur, die auf oder in der Nähe solcher Böschungen errichtet wird. Das grundsätzliche Ziel dieser Arbeit bestand darin, die empirischen Böschungsbeurteilungsverfahren mit jenen der numerischen Standsicherheitsverfahren zu vergleichen. Dazu hat sich der Felssturz Vals, aufgrund umfangreicher Daten sowie der vorhandenen Rückrechnung mittels DEM und FDM angeboten. Die empirischen Beurteilungsverfahren, darunter fallen das Slope Mass Rating (SMR), für welches der Basis Wert des Rock Mass Rating (RMR_b) ermittelt werden muss, die Q-Slope Methode und das Beobachtungsverfahren der Ingenieurgeologischen Klassifizierung, wurden in dieser Arbeit ausgewertet.

Im Rahmen dieser Arbeit werden die inhaltlichen und rechtlichen Rahmenbedingungen und deren Anforderungen an die Standsicherheitsbeurteilung, der großen Auftraggeber in Österreich, darunter fallen die Österreichischen Bundesbahnen (ÖBB), die ASFINAG und das Amt für Wildbach und Lawinenverbauung, analysiert und die gängigen Beurteilungsverfahren beschrieben. Grundlage jeder Standsicherheitsbeurteilung ist die Kenntnis des vorherrschenden Versagensmechanismus. Dazu wurden die gängigen Klassifizierungssysteme von Felsböschungen diskutiert und die für Felsböschungen relevanten Versagensmodelle beschrieben. In einem weiteren Schritt wurden die beiden wichtigsten Gruppen von Beurteilungsverfahren von Felsböschungen einander gegenübergestellt und die theoretischen Grundlagen der einzelnen Verfahren dargelegt. Dies sind auf der einen Seite die Berechnungsverfahren, zu denen die analytischen und numerischen gehören und auf der anderen Seite die empirischen Verfahren. Bei Letzteren wurden das Rock Mass Rating (RMR) als Basis für das Slope Mass Rating (SMR) und die Q-Slope Methode näher betrachtet. Ebenso wurde die ingenieurgeologische Klassifizierung, die eher zu den Beobachtungsverfahren gehört, näher beschrieben. Unter Berücksichtigung all dieser Faktoren wurde anhand des Felssturz Vals ein Methodenvergleich der Bewertungsverfahren durchgeführt. Dabei konnte auf verschiedene Arbeiten zurückgegriffen werden, die sich mit der numerischen Rückrechnung des Felssturz Vals befassen und wurden durch die empirische Bewertung mit Hilfe des Slope Mass Rating (SMR), der Q-Slope Methode und der ingenieurgeologischen Klassifizierung ergänzt. Im letzten Schritt wurden die, aus dem empirischen Bewertungsverfahren resultierenden, Ergebnisse mit der numerischen Rückrechnung verglichen. Als Ergebnis wurden die Vor- und Nachteile des empirischen Verfahrens herausgearbeitet und eine generelle Vorgehensweise, für die Bewertung und Beurteilung von natürlichen Felsböschungen, erarbeitet. Dabei ergab sich für die empirischen Verfahren, dass diese eine sehr kurze Rechenzeit benötigen, sowie für Ersteinschätzungen und etwaige baubegleitende Kontrollen bei Böschungseinschnitten oder im Tagebau gut geeignet sind, da geänderte Rahmenbedingungen schnell bewertet werden können. Weniger gut eignen sich diese Verfahren, um Versagensflächen bei großen Böschungen zu lokalisieren. Nicht unterschätzt werden darf, wie überall in der Ingenieurgeologie, die Datenerhebung und die Auswertung dieser. Mithilfe der Q-Slope Methode lässt sich, anders als bei den sonst betrachteten Verfahren, ein sicherer Fallwinkel der Böschung errechnen, keine Aussage wird dagegen über den Versagensmechanismus getroffen. Generell gilt bei den empirischen Verfahren zu berücksichtigen für welche Anwendung diese konzipiert wurden, eine Detailanalyse von Böschungen ist damit nicht zu empfehlen.

Insgesamt ist die Standsicherheitsbeurteilung natürlicher Felsböschungen ein wichtiges Forschungsgebiet, das einen multidisziplinären Ansatz der Geologie, des Ingenieurwesens und der Risikobewertung erfordert. Die aus dieser Analyse gewonnenen Erkenntnisse können dazu beitragen, die Sicherheit von Infrastrukturen und Menschen, in der Nähe natürlicher Felsböschungen, zu gewährleisten.

Abstract

In order to adequately assess the hazards of rock slopes, it is important to correctly evaluate their stability. The analyses required for this are an essential aspect of ensuring the safety of infrastructure built on or near such slopes. The basic objective of this work was to compare the empirical slope assessment methods with those of the numerical stability methods. For this purpose, the rockfall in Vals was chosen because of its extensive data and the available back calculation by means of DEM and FDM. The empirical evaluation methods, including the Slope Mass Rating (SMR), for which the base value of the Rock Mass Rating (RMRb) must be determined, the Q-Slope method and the observation method of the engineering geological classification, were evaluated in this work.

Within the framework of this work, the content-related and legal framework conditions and their requirements for the stability assessment of the major clients in Austria, including the Austrian Federal Railways (ÖBB), the ASFiNAG and the Office for Torrent and Avalanche Control, are analysed and the common assessment procedures are described. The basis of any stability assessment is knowledge of the prevailing failure mechanism. For this purpose, the common classification systems of rock slides were discussed and the failure models relevant for rock slides were described. In a further step, the two most important groups of rock slope assessment methods were compared and the theoretical basis of each method was presented. These are, on the one hand, the calculation methods, which include the analytical and numerical ones, and, on the other hand, the empirical methods. For the latter, the Rock Mass Rating (RMR) as a basis for the Slope Mass Rating (SMR) and the Q-Slope method were considered in more detail. Likewise, the engineering-geological classification, which rather belongs to the observation methods, was described in more detail. Taking all these factors into account, a comparison of the assessment methods was carried out on the basis of the Vals rockfall. In doing so, it was possible to fall back on various works that dealt with the numerical back-calculation of the rockfall Vals and were supplemented by the empirical evaluation with the help of the Slope Mass Rating (SMR), the Q-Slope method and the engineering-geological classification. In the final step, the results obtained from the empirical evaluation procedure were compared with the numerical back-calculation. As a result, the advantages and disadvantages of the empirical method were worked out and a general procedure for the evaluation and assessment of natural rock slopes was developed. It was found that the empirical methods require a very short calculation time and are well suited for initial assessments and possible inspections during construction of slope cuts or in open-cast mining, as changed conditions can be assessed quickly. These methods are less suitable for locating failure areas on large slopes. As is the case everywhere in engineering geology, the collection and evaluation of data should not be underestimated. With the help of the Q-Slope method, a safe drop angle of the slope can be calculated, unlike with the other methods used. However, no statement is made about the failure mechanism. In general, it is important to consider the application for which the empirical methods were designed; a detailed analysis of slopes is therefore not recommended.

Overall, the stability assessment of natural rock slopes is an important field of research that requires a multidisciplinary approach of geology, engineering, and risk assessment. The knowledge gained from this analysis can help to ensure the safety of infrastructures and people in the vicinity of natural rock slopes.

Inhaltsverzeichnis

| | | |
|----------|---|-----------|
| 1 | Einleitung | 1 |
| 2 | Rechtliche und inhaltliche Rahmenbedingungen und Anforderungen der Auftraggeber | 2 |
| 2.1 | Stellungnahme der ÖBB..... | 2 |
| 2.2 | Stellungnahme der ASFiNAG | 5 |
| 2.3 | Stellungnahme der Wildbach und Lawinenverbauung | 6 |
| 3 | Versagensmodelle (Versagensmechanismen) | 8 |
| 3.1 | Beschreibung der einzelnen Versagensmechanismen | 9 |
| 3.1.1 | Fallen von Klufkörpern | 10 |
| 3.1.2 | Gleiten eines Klufkörper auf einer oder auf zwei Trennflächen | 10 |
| 3.1.3 | Translation mehrerer Klufkörper | 11 |
| 3.1.4 | Rückwärtsrotation von Klufkörper..... | 12 |
| 3.1.5 | Rotation eines schalenförmigen Klufkörper | 13 |
| 3.1.6 | Abfahren, Abgleiten oder Kippen | 13 |
| 3.1.7 | Rotation einzelner Klufkörper..... | 14 |
| 3.1.8 | Knicken von Säulen oder tafelförmigen Klufkörper | 14 |
| 3.1.9 | Kippen von Säulen bzw. tafelförmigen Klufkörper | 15 |
| 3.1.10 | Biegekippen..... | 15 |
| 3.1.11 | Hangkriechen..... | 16 |
| 3.1.12 | Knickbandsackung | 16 |
| 4 | Beurteilungsverfahren | 17 |
| 4.1 | Grenzübergangsverfahren | 17 |
| 4.2 | Numerische Verfahren | 20 |
| 4.2.1 | Finite Elemente Methode (FEM) | 21 |
| 4.2.2 | Finite Differenzen Methode (FDM) | 22 |
| 4.2.3 | Diskrete Elemente Methode (DEM)..... | 23 |
| 4.2.4 | Strength Reduction Method (SRM) | 24 |
| 4.3 | Empirische Verfahren | 25 |
| 4.3.1 | Rock Mass Rating (RMR) nach Bieniawski | 26 |
| 4.3.2 | Slope Mass Rating (SMR) nach Romana | 32 |
| 4.3.3 | Q-Slope Methode nach Barton, Lien und Lunde..... | 38 |
| 4.3.4 | Ingenieurgeologische Klassifizierungsmethode nach Laimer, Müllegger und Darsow | 42 |
| 5 | Anwendungsbeispiel Felssturz Vals | 49 |
| 5.1 | Berechnung des Felssturzes in Vals mittels diskontinuumsmechanischen (diskreten) Verfahren, 3DEC (DEM) | 51 |
| 5.2 | Berechnung des Felssturzes in Vals mittels kontinuumsmechanischen (verschmierten) Verfahren, FLAC3D | 53 |
| 5.2.1 | Modellvergleich Mohr-Coulomb und Hoek-Brown am Beispiel Vals..... | 54 |
| 5.3 | Berechnung des Felssturzes in Vals mittels Slope Mass Rating, SMR-Tool | 56 |
| 5.3.1 | Bestimmung des RMR _b -Werts | 56 |
| 5.3.2 | Bestimmung des SMR-Werts..... | 65 |
| 5.4 | Bestimmung des Q-Slope Werts | 70 |
| 5.5 | Bestimmung des Ingenieurgeologischen Werts | 73 |

| | | |
|-------------|---|-----------|
| 6 | <i>Vergleich der Verfahren</i> | 75 |
| 6.1 | Vergleich der numerischen Berechnungen mit dem empirischen SMR | 75 |
| 6.1.1 | Vergleich DEM mit SMR | 75 |
| 6.1.2 | Vergleich FDM mit SMR..... | 76 |
| 6.2 | Vergleich der numerischen Berechnungen mit der empirischen Q-Slope Methode ... | 77 |
| 6.2.1 | Vergleich DEM und FDM mit der Q-Slope Methode | 77 |
| 7 | <i>Schlussfolgerungen</i> | 78 |
| 7.1 | Vor- und Nachteile des SMR | 78 |
| 7.2 | Vor- und Nachteile des Q-Slope | 79 |
| 8 | <i>Empfohlene Anwendungsbereiche</i> | 81 |
| 9 | <i>Zusammenfassung</i> | 84 |
| 10 | <i>Literaturverzeichnis</i> | 86 |
| 10.1 | Literatur | 86 |
| 10.2 | Normen, Gesetze, Richtlinien und Vorschriften | 90 |
| 10.3 | Internetquellen | 91 |
| 11 | <i>Verzeichnisse</i> | 92 |
| 11.1 | Abbildungsverzeichnis | 92 |
| 11.2 | Tabellenverzeichnis | 93 |



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

1 Einleitung

Ziel dieser Arbeit ist es, die verschiedenen Methoden zur Beurteilung der Standsicherheit von Felsböschungen, am Beispiel des Felssturzes Vals, zu vergleichen. In den Diplomarbeiten von Moser (2020) und Eccel (2021) wurden bereits zwei unterschiedliche numerische Standsicherheitsberechnungen des Felssturzes Vals durchgeführt. In der vorliegenden Arbeit wird die Felsböschung Vals zusätzlich mit der empirischen Methode des Slope Mass Rating (SMR) nach Romana (1985), der Q-Slope Methode nach Barton, Lein und Lunde (1974) und der ingenieurgeologischen Klassifikation nach Laimer, Müllegger und Darsow (2021) beurteilt.

Diese Verfahren liefern im Gegensatz zu den konventionellen Berechnungsmethoden keinen, bzw. keinen herkömmlichen Sicherheitsfaktor, sondern lediglich eine Standsicherheitsklasse, einen maximalen Fallwinkel der Böschung bzw. ein Wartungs- und Inspektionsintervall. Im Gegensatz zu den bereits verfassten Arbeiten werden die einzelnen Bewertungsverfahren weniger detailliert behandelt und beschrieben, da hier vor allem ein globaler Überblick geschaffen werden soll.

In dieser Arbeit werden alle relevanten Fragen, welche bei einer Standsicherheitsbeurteilung einer Felsböschung auftreten, behandelt. Dies heißt, dass hier die verschiedenen Versagensmodelle, die möglichen Beurteilungsverfahren beschrieben und die mögliche Überwachung gefährdeter Böschungen diskutiert wird.

Darüber hinaus sollen auch die ÖBB und die ASFiNAG sowie der WLV als große Auftraggeber in diesem Bereich zu ihren rechtlichen und inhaltlichen Anforderungen an die Standsicherheitsbeurteilung von Felsböschungen Stellung nehmen. Dies ist insofern von Relevanz, als sich mehrere Kilometer des Streckennetzes der ASFiNAG und nach Müllegger, Lenz und Laimer (2011) ca. 20% des Streckennetzes der ÖBB sowie eine Vielzahl von Einschnitten, Dämmen und sonstigen Schutzbauten der WLV im Einflussbereich von Felsböschungen befinden.

Als Schlussfolgerung soll am Ende dieser Arbeit eine Empfehlung zur Vorgangsweise bei der Bewertung von Felsböschungen gegeben werden.

2 Rechtliche und inhaltliche Rahmenbedingungen und Anforderungen der Auftraggeber

Ein wichtiger Bereich bei der Beurteilung der Standsicherheit von natürlichen Felsböschungen sind die Anforderungen, sowohl in rechtlicher als auch in inhaltlicher Hinsicht, die von den Auftraggebern in Österreich gestellt werden. Ist hier der EC 7 verpflichtend oder sind auch alternative Bewertungsverfahren denkbar? Welche Anforderungen werden hier an die Bewertung gestellt und muss diese mit einem Sicherheitsfaktor quantifiziert werden? Hier wurden Verantwortliche der ÖBB, der ASFiNAG und der WLW befragt.

2.1 Stellungnahme der ÖBB

Als Vertreter der ÖBB-Infrastruktur AG hat Herr Jürgen Stern, zuständig für Streckenmanagement, Anlagenentwicklung und Teamkoordinator Geotechnik und Naturgefahrenmanagement, zu den folgenden drei Kernfragen Auskunft gegeben.

- 1) Welche inhaltlichen und rechtlichen Anforderungen haben Auftraggeber, wie zum Beispiel die ÖBB betreffend die Standsicherheit von Felsböschungen?
- 2) Ist der EC 7 verbindlich, oder sind auch andere Bewertungs- und Beurteilungsverfahren denkbar?
- 3) Was sind die aktuell gültigen Rechtsvorschriften diesbezüglich bei den ÖBB?

Zu Punkt 1 wurde mitgeteilt, dass es keine speziellen technischen oder rechtlichen Anforderungen gibt, die sich ausschließlich auf die Standsicherheit von Felsböschungen beziehen. Es wird jedoch auf § 19 EisbG 1957 verwiesen. Dort heißt es in Abs. 2, dass vom Eisenbahnunternehmen Vorkehrungen zu treffen sind, die sicherstellen, dass während der Errichtung, des Bestandes und des Betriebes keine Schäden an öffentlichem und privatem Gut entstehen. Im weiteren Sinne gilt dies auch für Felsböschungen im Einflussbereich von Eisenbahnanlagen.

In § 19 Abs 3 und 4 EisbG heißt es weiters, dass das Eisenbahnunternehmen verpflichtet ist, sämtliche Eisenbahnanlagen, sowie sonstige für den Betrieb notwendigen zugehörige nach dem aktuellen Stand der Technik, sowie den gültigen Rechtsvorschriften und den Sicherheitstechnischen Erfordernissen zu bauen, zu erhalten, zu ergänzen und zu betreiben.

Nach § 19a Abs 1 EisbG ist das Eisenbahnunternehmen dazu verpflichtet, im fünf Jahresintervall eine von fachlich befugten Personen, Ziviltechniker, etc. durchgeführte Prüfung veranlasst wird. Diese soll feststellen, ob die Eisenbahnanlage noch den Anforderungen des Baugenehmigungs-, Bauartgenehmigungs- und Betriebsbewilligungsbescheid entspricht. Im erweiterten Sinne muss hierbei auch die Standsicherheit angrenzender Felsböschungen überprüft werden.

Im § 20a EisbG wird dem Eisenbahnunternehmen vorgegeben auf dessen Kosten sowohl Einfriedungen als auch Schutzbauten, sollte dies Sicherheitstechnisch notwendig sein, zu errichten und zu erhalten. Sollte sich zu einem späteren Zeitpunkt eine Änderung des ursprünglichen Zustands einstellen, ist der Verursacher dieser geänderten Umstände dazu verpflichtet, die Kosten für die Herstellung, Erhaltung sowie Erneuerung zu tragen.

Betrachtet man § 43 Abs 1 und § 45 EisbG, so ist das Eisenbahnunternehmen dazu verpflichtet, sämtliche eintretende Naturgefahren, wie etwa Lawinen, Erdbeben, etc. im Gefährdungsbereich zu sichern.

Die zweite Frage beantwortete der Vertreter der ÖBB damit, dass diese innerhalb der normativen Vorgaben arbeiten, da die Norm und damit der EC 7 den Stand der Technik wiedergeben, grundsätzlich gelte jedoch das Gesetz, dieses ist verbindlich. Des Weiteren wurden positive Erfahrungswerte mit den Beobachtungsmethoden und dem EC 7 nach dem Felssturzereignis Anfang Juli 2009 in Dürnstein/Wachau gesammelt. Dazu veröffentlichten Müllegger, Lenz und Laimer (2011) in ihrer Arbeit die dazugehörigen Erkenntnisse der Überwachung nach dem Felssturzereignis. Überwacht wurde die Felsböschung mittels Fissurometer und durch 3D-Verschiebungsmessungen entlang der maßgeblichen Trennflächen. Die angebrachten Geophone hatten aufgrund der zahlreichen Nebengeräusche keinen entscheidenden Input für die Beurteilung möglicher Versagensmechanismen liefern können. Als bedeutend wertvoller hat sich die Niederschlagsmessung mittels Pluviometer erwiesen. Dieser übermittelte einen Alarm, wenn die Tagessumme die eines sechs Tage andauernden stark Regenereignisses überschritten hat. Ebenso wurde die Temperatur in der Felsböschung gemessen, jedoch hauptsächlich, um die temperaturbedingte Schwankung der Messreihe zu ermitteln. Auf die visuelle geologische Beurteilung, welche laufend vor Ort durchgeführt wurde, ist ebenso Wert gelegt worden. In den nachfolgenden Abbildungen wird die Anordnung des Monitoringsystems sowie die Auswertung der Messdaten aus Müllegger, Lenz und Laimer (2011) gezeigt.

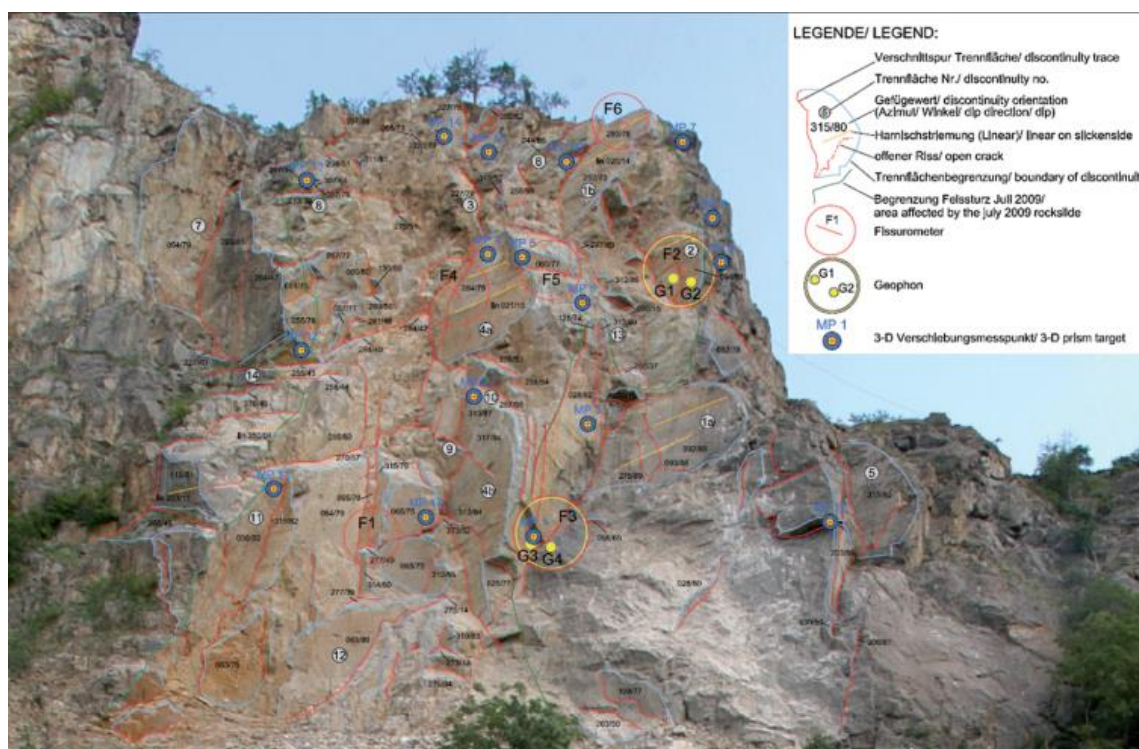


Abbildung 2-1: Komponenten und deren Anordnung des Monitoringsystems (Müllegger, Lenz und Laimer 2011)

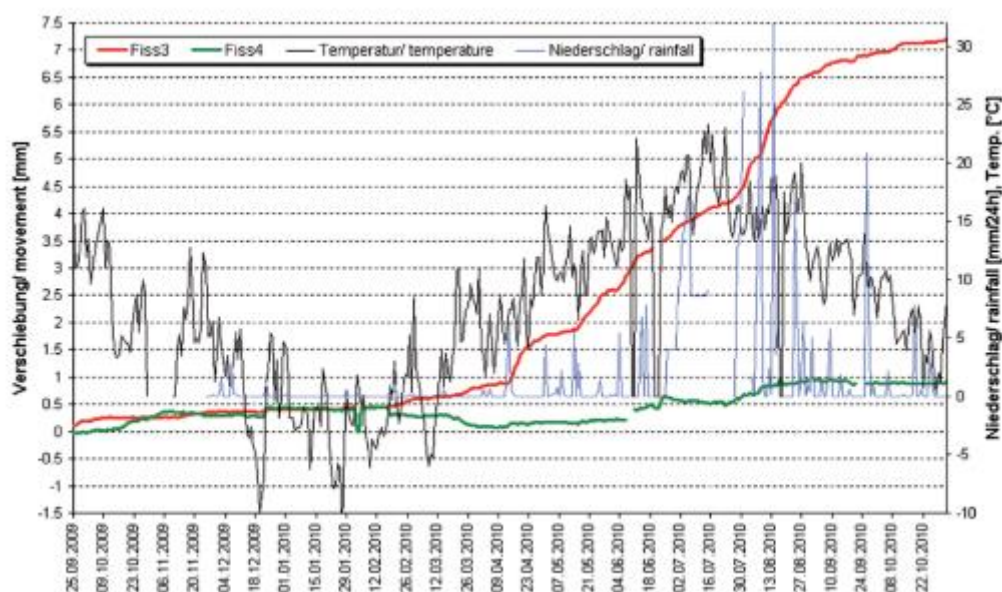


Abbildung 2-2: Dargestellt sind hierbei die Fissurometer Verschiebungsdaten des Punktes 3 und 4 sowie die dazugehörige Temperatur und der Niederschlag (Müllegger, Lenz und Laimer 2011)

Dabei ist sehr gut zu erkennen, dass insbesondere Starkregenereignisse außerordentlich großen Einfluss auf die Verschiebung der Trennflächen hat. Dazu schrieben Müllegger, Lenz und Laimer (2011), dass jeweils zwei Tage nach einem Starkregenereignis größere Verschiebungen eingesetzt haben. Die wichtigsten Erkenntnisse für die Wissenschaft sind dabei, dass man möglichst genaue Kenntnisse der geologischen Versagensmechanismen besitzen muss, sowie dass in jenem speziellen Fall Niederschlagsmessungen die wertvollste ergänzende Information war. Wichtig zu wissen ist ebenfalls, dass man Grenzwerte dabei nicht pauschal festlegen kann, sondern dass diese sehr individuell festgesetzt und angepasst werden müssen und alle gesammelten Daten als Entscheidungsgrundlage dienen, um das System laufend adaptieren und anpassen zu können.

Sollte sich aus diesen Daten ein Standsicherheitsproblem im Festgestein abzeichnen, würde eine Standsicherheitsberechnung für den jeweiligen Versagensmechanismus nach den Empfehlungen von Poisel (2016) in Auftrag gegeben werden, so Herr Stern von den ÖBB. Dabei liegt der Schwellwert für Blockversagen bei größer 8 Kubikmeter.

Da eine derart genaue Überwachung aller Böschungen und Steilhänge des 4900 km langen Streckennetzes der ÖBB in keinem vernünftigen Verhältnis zur Wirtschaftlichkeit steht, immerhin grenzen etwa 20% des gesamten Streckennetzes an derartige Steilhänge, hat die ÖBB einen internen Beurteilungsansatz zur Überwachung entwickelt. Mittels diesem Bewertungsansatz wird evaluiert wo Schutzbauten notwendig und wo Instandhaltungs- und Inspektionsintervalle ausreichend sind. Dieser Ansatz wurde in der Arbeit von Laimer, Müllegger und Darso (2021) ausführlich dargelegt. Dabei handelt es sich um ein empirisches Verfahren welches an das Rock Mass Rating (RMR) von Bieniawski (1989) angelehnt ist. Das bedeutet, dass es ähnlich wie beim RMR oder beim Slope Mass Rating (SMR) eine Skala zwischen 0 und 100 Punkten gibt, wobei 100 Punkte die höchstmögliche Bewertung darstellt. Dieses Bewertungsschema setzt sich mit bis zu 20 Punkten aus den Gesteinseigenschaften, ähnlich dem RMR_b -Wert, aus bis zu 20 Punkten für die Trennflächenbeschaffenheit, wobei hier auch der GSI enthalten ist, und aus bis zu 60 Punkten für das Versagensmodell und die Böschungsneigung zusammen. Dabei müssen alle Böschungen welche zwischen 0 – 30 Punkten liegen,

jährlich instandgehalten werden, zwischen 31 – 60 alle zwei Jahre und zwischen 61 – 90 alle drei Jahre. Zwischen 91 – 100 ist eine künftige Bewertung nicht mehr notwendig und es ist ausreichend, wenn ein Bergvorarbeiter diese Böschungen jährlich begeht und feststellt ob größere Änderungen eingetreten sind. Dieses System hat sich eisenbahnintern durch Jahre lange Erfahrung als bewehrt etabliert.

Die Frage drei wird grundsätzlich im Zuge der Beantwortung zur Frage zwei aufgeklärt. Um kurz zusammen zu fassen, das wichtigste Bundesgesetz für die ÖBB im Zuge der Standsicherheitsbeurteilung von Felsböschungen ist das EisbG 1957, ebenfalls von großer interner Relevanz sind die ÖBB internen Instandhaltungspläne, welche die Inspektionsintervalle sowie deren Umfang festlegen und das EisbG 1957 konkretisieren, sowie der EC 7.

2.2 Stellungnahme der ASFiNAG

Die Stellungnahme für die ASFiNAG erfolgte durch Clemens Klass, dieser ist ASFiNAG intern als Experte für natürliche Böschungen sowie risikobasiertes Naturgefahrenmanagement ausgewiesen. Zusätzlich dazu habe ich noch das Planungshandbuch Brücke, Überarbeitung 2020, mit den dazugehörigen technischen Richtlinien zur Verfügung gestellt bekommen. Dieses Planungshandbuch ist auch bei Stützbauwerken wie zum Beispiel Galerien und ähnlichen Konstruktionen anzuwenden. Dabei hat die ASFiNAG die gleichen Fragen wie auch die ÖBB erhalten, welche nochmals aufgelistet werden.

- 1) Welche inhaltlichen und rechtlichen Anforderungen haben Auftraggeber wie zum Beispiel die ASFiNAG betreffend der Standsicherheit von Felsböschungen?
- 2) Ist der EC 7 verbindlich, oder sind auch andere Bewertungs- und Beurteilungsverfahren denkbar?
- 3) Was sind die aktuell gültigen Rechtsvorschriften diesbezüglich, bei der ASFiNAG?

Die erste Frage beantwortet die ASFiNAG so, dass Sie die Standsicherheit von Felsböschungen inhaltlich und rechtlich nach den Anforderungen des EC 7, mit den nationalen Anhängen der ÖNORM B 1997-1-1 und der ÖNORM B 1997-1-5, bewertet. Weiters werden natürliche Böschungen entlang des Autobahn- und Schnellstraßennetzes durch ihr internes risikobasiertes Naturgefahrenmanagement abgedeckt. Dabei werden alle potenziellen Gefahrenquellen im Intervall von 10 Jahren begutachtet und bewertet. Diese Bewertung wird in einer Gefahrenhinweiskarte festgehalten, welche die ständig aktualisierten Daten beinhaltet. Sind an einer Gefahrenstelle Maßnahmen zu ergreifen, so werden diese, wenn das erforderliche Auftragsvolumen einen Schwellenwert überschreitet, oder die Gefahrenstelle einer besonderen Begutachtung bedarf, in Form von Risikoanalysen vertiefend untersucht. Die ASFiNAG Strategie Naturgefahrenmanagement ist nahe an die ONR 24800 angelehnt.

Zu Punkt 2 wurde mir mitgeteilt, dass die ASFiNAG hierbei grundsätzlich verpflichtet ist, sich an den EC mit den dazugehörigen nationalen Anhängen zu halten. Dies würde im konkreten Fall der natürlichen Felsböschungen heißen, dass hier der EC 7 mit der ÖNORM B 1997-1-1 sowie der ÖNORM B 1997-1-5 zur Anwendung kommt.

Punkt 3 wurde indirekt schon mit der Antwort zu Punkt 2 beantwortet. Dabei ist der Eurocode (EC) und die ÖNORM natürlich keine Rechtsvorschrift, allerdings bilden diese die Grundlage des momentanen Stands der Technik und sollten somit tunlichst angewendet werden, so es keine schlüssige Begründung für eine abweichende Herangehensweise gibt.

2.3 Stellungnahme der Wildbach und Lawinenverbauung

Für die Wildbach- und Lawinenverbauung antwortete stellvertretend Thomas Sausgruber. Dieser bekam so wie die vorher genannten Unternehmen die bekannten drei Fragen. Zusätzlich dazu berichtet dieser, dass in der Praxis bei temporären Böschungssicherungen, je nach Kritikalität vereinfachte Beurteilungskriterien zur Anwendung kommen. So wird etwa bei günstigen Bedingungen die Hangsicherung, wie zum Beispiel Böschungsanschnitte bei einem Wegneubau für eine Sperrenzufahrt, auf Basis von Erfahrung und Erfahrungswerten beurteilt. Auch Böschungsanschnitte, welche im Zuge von Aushubarbeiten für kleinere Sperren oder Bauwerke anfallen, werden anhand von Erfahrungswerten auf die Standsicherheit hin beurteilt. Zur Beantwortung der nachstehenden Fragen verwies dieser mich auf die technischen Richtlinien für die WLV „Technische Richtlinie für die Wildbach- und Lawinenverbauung TRL-WLV gemäß § 3 Abs 1 Z1 und Abs 2 WBFG 1985, Fassung: März 2015. Nachfolgend die gestellten Fragen:

- 1) Welche inhaltlichen und rechtlichen Anforderungen haben Auftraggeber, wie zum Beispiel die WLV betreffend die Standsicherheit von Felsböschungen?
- 2) Ist der EC 7 verbindlich, oder sind auch andere Bewertungs- und Beurteilungsverfahren denkbar?
- 3) Was sind die aktuell gültigen Rechtsvorschriften diesbezüglich bei der WLV?

Zu Punkt eins lässt sich sagen, dass die WLV gemäß § 3 WBFG primär das Ziel haben Vorkehrungen zur unschädlichen Ableitung der Gebirgswässer, des notwendigen Schutzes gegen Wasserverheerungen, Lawinen, Felssturz, Steinschlag, Muren und Rutschungen haben. Damit man aktiv werden kann, müssen die Voraussetzungen nach § 9 WBFG gegeben sein. In § 9 Abs 1 WBFG wird prinzipiell geregelt, für welche Maßnahmen Bundesmittel zur Verfügung gestellt werden, darunterfallen:

- 1) *Die Unterbindung der Geschiebebildung und die Zurückhaltung von Verwitterungsprodukten in den Einzugsgebieten der Wildbäche, betreffen,*
- 2) *Die Verbesserung des Wasserhaushaltes und die unschädliche Ableitung des Wassers und der Geschiebe in den Einzugsgebieten der Wildbäche zum Gegenstand haben,*
- 3) *Die Beruhigung und Begrünung von Bruch- und Rutschflächen, insbesondere an wasserbedrohten Berglehnen (Sicherung des Böschungsfußes, Hangentwässerung, Aufforstungs- und Bodenbindungsmaßnahmen), herbeiführen,*
- 4) *Der drohenden Entstehung neuer Runsen und Rutschungen, neuer Lawinengebiete, vor Felssturz und Steinschlag entgegenarbeiten, den Schutz gegen Lawinen, Felssturz, Steinschlag und Muren betreffen sowie*

5) *Die Betreuung und Instandhaltung der Einzugsgebiete der Wildbäche und Lawinen und von Maßnahmen der Wildbach- und Lawinenverbauung zum Gegenstand haben.*

Dieser Paragraf ist gleichzeitig auch die rechtliche Grundlage, welche gegeben sein muss, damit die WLW aktiv werden kann. Speziell für die Standsicherheit von Felsböschungen werden dazu keine Aussagen getroffen, jedoch werden als weitere gesetzliche Grundlagen noch das Forstgesetz (ForstG), das Wildbachverbauungsgesetz (WildbachverbauungG), das Wasserrechtsgesetz (WRG) und die Verordnung des Bundesministers für Land- und Forstwirtschaft vom 30. Juli 1976 über die Gefahrenzonenpläne, BGBl. Nr. 436/1976 (GefahrenzonenplanV) genannt. In weiterer Folge wird noch auf die ONR 24800 – 24810 sowie sämtlich relevante EC, ÖNORMEN sowie RVS verwiesen.

Zu zweitens lässt sich feststellen, dass prinzipiell die Technische Richtlinie für die Wildbach- und Lawinenverbauung und die sich darin befindlichen Gesetze, Verordnungen sowie Normen, Richtlinien und Empfehlungen gelten. Dies bedeutet vor allem für die Standsicherheitsbeurteilung von Felsböschungen, dass grundsätzlich der EC 7 sowie der zugehörige nationale Anhang Gültigkeit hat. Wie Herr Sausgruber allerdings angemerkt hat, wird in der Praxis, zumindest bei temporären Böschungssicherungen sowie günstigen Bedingungen, auf vereinfachte Beurteilungskriterien zurückgegriffen. Dies lässt sich so interpretieren, dass es oftmals auf den Erfahrungsschatz des zuständigen Geologen und dessen subjektive Beurteilung und Einschätzung der Gefahrenlage wie auch der Geländebeziehungen ankommt.

Die vorrangig gültige Rechtsvorschrift der WLW ist das WBFG. Dort wird geregelt wann die WLW eingreifen darf, für die Standsicherheit bei Felsböschungen ist der EC 7 sowie die ÖNORM 1997-1-1 und die ÖNORM 1997-1-5 maßgebend.

3 Versagensmodelle (Versagensmechanismen)

In diesem Kapitel soll ein Überblick über die gängigen Versagensmechanismen von Felsböschungen gegeben werden. Begonnen wird allgemein mit der Betrachtung der Geländeverhältnisse, sowie aktuelle und zukünftig mögliche außergewöhnliche Belastungen. Kommt es zu einer genaueren Prüfung der Böschung, werden die möglichen Versagensmechanismen stark beeinflusst vom Trennflächengefüge sowie von der Orientierung der Böschung zu diesem Trennflächengefüge. Ebenso wichtig sind dabei die geologischen Verhältnisse, sowie der Bodenaufbau und dessen Eigenschaften. Dabei dürfen die Grundwasserverhältnisse sowie die Böschungsausrichtung (Nord – Süd), sowohl aufgrund der Betrachtung der wasserführenden Schichten wie auch wegen des Frost-Tau-Wechsels, nicht vergessen werden.

Eine sehr zutreffende Beschreibung von Versagen bei Böschungen findet sich in Hungr, Leroeuil und Picarelli (2014) wieder. Darin heißt es, dass der Zeitpunkt des Versagens den wichtigsten Moment vor und nach einer Böschungsbewegung markiert. Dies liegt daran, dass an dessen Beginn auch die Ausbildung der Bruchfläche und der daraus entstehenden Trennflächen resultiert. Erst im Anschluss entwickelt sich der charakteristische Wechsel zu dem kinematischen Versagensmodell, welches abhängig von der Verschiebungsgeschwindigkeit ist. Dabei wird im Bewegungsstadium zwischen Fallen, Gleiten und Fließen unterschieden, worauf in weiterer Folge jedes der Versagensmodelle in den nachstehenden Unterkapitel aufbaut.

Wie Preh (2004) schrieb, ist eine genau Kenntnis des vorherrschenden Versagensmechanismus von grundlegender Bedeutung, will man sowohl das geeignete Überwachungsprogramm festlegen wie auch im Anschluss zur Interpretation und Auswertung der jeweiligen Messdaten. Dies zieht sich weiter zur Wahl der richtigen Methode der Standsicherheitsberechnung, ob analytisch oder numerisch, bis hin zur Wahl der Maßnahmen für eventuelle Erhöhungen der Standsicherheit. Da es auch kein mechanisches Modell gibt, welches alle Versagensmechanismen abbilden könnte, ist es erforderlich dies in der Wahl des (numerischen) Verfahrens zu berücksichtigen.

Desweiteren schreiben Poisel und Preh (2004), dass die Grundwasserverhältnisse einen wesentlichen Einfluss auf das Versagensmodell haben. Da jedoch selten eine genaue Analyse der meist sehr komplexen Grundwasserverhältnisse, vorliegt, ist es in vielen Fällen ratsamer diese zu ignorieren und durch Rückrechnung über den Reibungswinkel zu berücksichtigen. Jedoch ist darauf zu achten, dass der Höhenunterschied der wasserführenden Schichten nicht zu groß ist, da in diesem Fall durch eine Homogenisierung gänzlich falsche Ergebnisse erzielt werden würden.

Im nächsten Schritt erfolgt die bekannte Klassifizierung der Versagensmechanismen nach Poisel und Preh (2004). Dabei werden lediglich jene Modelle beschrieben, welche ein eindeutig definiertes mechanisches Modell aufweisen. Die Wahl des richtigen Modells ist deswegen so essenziell, da jedes Beurteilungsverfahren nur Ergebnisse entsprechend der angenommenen Datengrundlage liefern kann. Neben den Versagensmechanismen wird das zugehörige mechanische Modell angeführt.

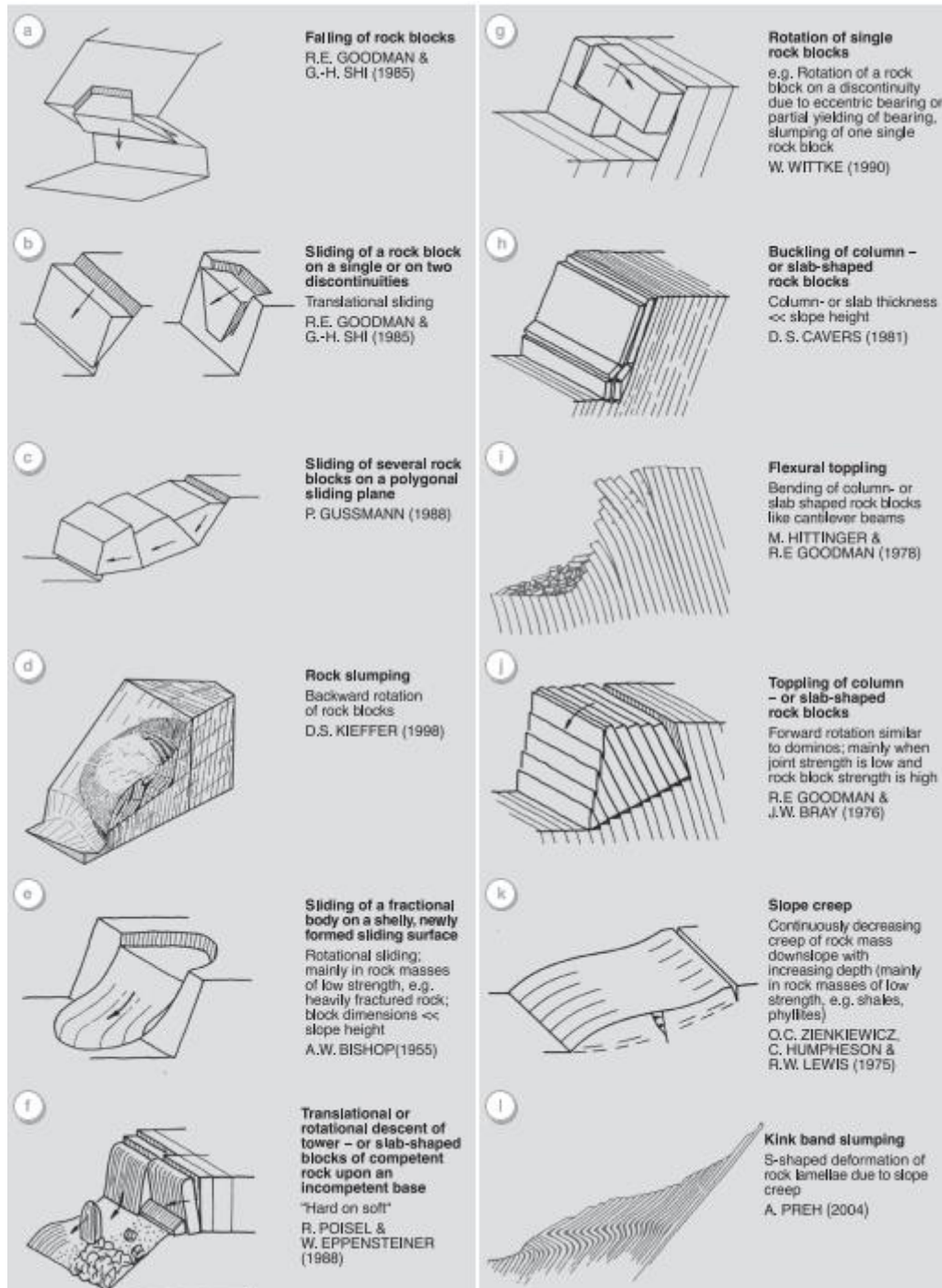


Abbildung 3-1: Beispiele von Versagensmechanismen von Felsböschungen mit dem jeweiligen mechanischen Modell (Poisel und Preh 2004)

3.1 Beschreibung der einzelnen Versagensmechanismen

In dem nachstehenden Kapitel werden die einzelnen Versagensmechanismen beschrieben. Ebenso werden die, wie schon in der Abbildung 3-1 empfohlen, mechanischen Modelle erwähnt. In der nach der nachstehenden Tabelle 3-1 ist die Verschiebegeschwindigkeit und der dazugehörigen Beschreibung zu finden, wenn in diesem Kapitel von Verschiebegeschwindigkeiten gesprochen wird. Sollte im nachfolgenden Kapitel die Verschiebegeschwindigkeit nicht erwähnt sein so wurde dieser spezielle Fall von Hungr, Leroueil und Picarelli (2014) nicht behandelt.

Tabelle 3-1: Verschiebungsgeschwindigkeit bei Böschungsversagen (Cruden und Varnes 1996)

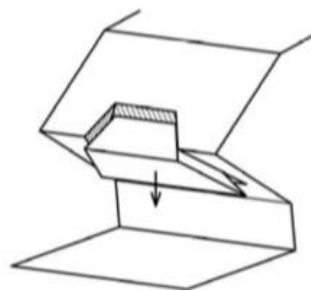
| Verschiebeklasse | Beschreibung | Verschiebung (mm/s) | typische Verschiebung |
|------------------|------------------|----------------------|-----------------------|
| 7 | extrem hoch | 5×10^3 | 5 m/s |
| 6 | sehr hoch | 5×10^1 | 3 m/min |
| 5 | hoch | 5×10^{-1} | 1.8 m/h |
| 4 | durchschnittlich | 5×10^{-3} | 13 m/M(onat) |
| 3 | niedrig | 5×10^{-5} | 1.6 m/J(ahr) |
| 2 | sehr niedrig | 5×10^{-7} | 16 mm/J(ahr) |
| 1 | extrem niedrig | $< 5 \times 10^{-7}$ | |

3.1.1 Fallen von Kluftkörpern

Dieser Sturz kann nur auftreten, wenn die Böschung zumindest teilweise aus einem Überhang besteht. Dieser Überhang besteht nach Poisel (2018) meist aus stark zerklüfteten massigen Fels, welcher durch die starke Zerklüftung (nahezu) vollständig vom Rest abgetrennt ist. Poisel und Preh (2004) schreiben dazu, dass oftmals ein Fallen des Kluftkörpers auf ein initiales Versagen durch eine Rutschung zurückzuführen ist, welches erst in weiterer Folge zu einem Sturz bzw. Fallen übergeht.

Nach Hungr, Leroueil und Picarelli (2014) tritt das Fallen eines Kluftkörpers einzeln, oder in Gruppen auf, allerdings ist das Ablösevolumen meist überschaubar. Trotz des eher seltenen Auftretens dieses Mechanismus, ist er gesondert erwähnt da diese Form des Versagens als eine der gefährlichsten angesehen werden kann. Zusätzliche Relevanz ist dadurch gegeben, dass im alpinen Raum häufig auf Gletscher getroffen wird. Dabei lässt sich der „Sturz“, oder das Fallen von Eisblöcken ebenso in diese Kategorie einordnen. Beim Versagen kommt es zu extrem hoher Verschiebungsgeschwindigkeit.

Dabei ist in Abbildung 3-2 der Versagensmechanismus zu sehen. In Abbildung 3-1 a wird auf jenes Modell von Goodman und Shi (1985) verwiesen, welches die kinematische Verschiebung des mechanischen Modells beschreibt.

**Abbildung 3-2:** Fallen eines Kluftkörpers aus einem Überhang aus der ÖNORM B 1997-1-5

3.1.2 Gleiten eines Kluftkörpers auf einer oder auf zwei Trennflächen

Das Gleiten eines Kluftkörpers wird, in der ÖNORM B 1997-1-5, als Translation bezeichnet. In Abbildung 3-3 ist dieses schematisch gezeigt. Geschieht dies auf einer Trennfläche so wird dies auch als ebenes Gleiten eines starren Blocks bezeichnet und gehört laut Poisel (2018) zu den am häufigsten auftretenden Versagensmechanismen. Dabei kommt es zum Gleitvorgang, wenn die rückhaltenden Kräfte, in der Trennfläche, geringer sind als die treibenden. Das

empfohlene mechanische Modell für Gleiten auf einer Trennfläche findet sich in der ÖNORM B 1997-1-5.

Zu diesem Versagensmechanismus schrieben Hunger, Leroueil und Picarelli (2014), dass Gleiten vor allem bei geschichtetem und gefaltetem Sedimentgestein und bei metamorphem Gestein, hauptsächlich im Bereich von Schieferungen und Störflächen sowie entlang von Entspannungsfugen, auftritt. Dabei ist dies von ganz kleinen bis sehr großen Ablösevolumen möglich. Der Kluftkörper ist dabei nicht selbststabilisierend und die Verschiebung hat in der Regel eine extrem hohe Verschiebegeschwindigkeit, außer bei kleinem Fallwinkel der Trennflächen sowie bei schwachem Gebirge. Gleiches gilt für keilförmiges Gleiten.

Dabei eignet sich die Blocktheorie nach Goodman und Shi (1985), wie schon in der Abbildung 3-1 gezeigt, am besten zur Analyse des Mechanismus.

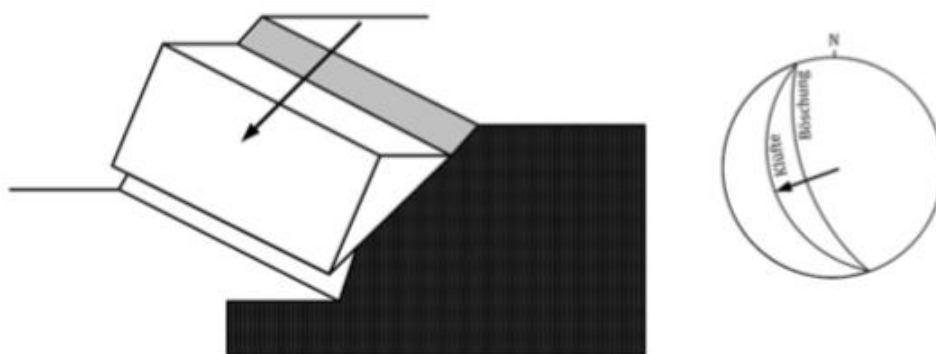


Abbildung 3-3: Translation eines Gleitkörpers im Festgestein auf einer Trennfläche aus der ÖNORM B 1997-1-5

Gleiten auf zwei Trennflächen ist auch bekannt als keilförmiges Gleiten. Möglich ist dies dann, wenn sich zwei Trennflächen in einer Falllinie schneiden. Wie Poisel (2018) schrieb, verbessert sich durch die gegenseitige Behinderung die Standsicherheit. Lässt sich die Standsicherheit nicht genau ermitteln, so muss laut ÖNORM B 1997-1-5 die Raumstellung der Trennflächen variiert werden, dabei ist wie üblich die geringste Standsicherheit maßgebend.

Nach Poisel und Preh (2004) ist dabei die kinematische Elemente Methode am besten geeignet, computerunterstützt lässt sich dieser Mechanismus ebenfalls mittels UDEC-Simulation gut beschreiben.

3.1.3 Translation mehrerer Kluftkörper

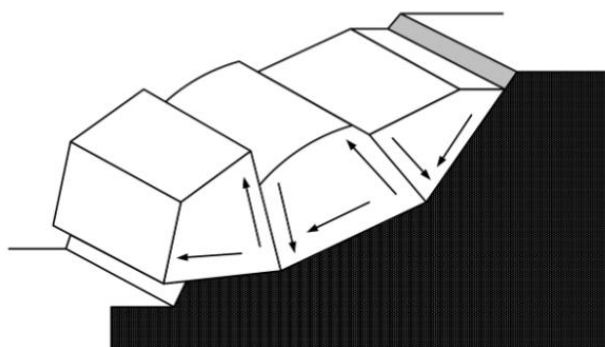


Abbildung 3-4: Translation mehrerer Teilgleitkörper auf einer ebenen Gleitfläche aus der ÖNORM B 1997-1-5

So schreiben Preh und Poisel (2004), dass hier der Fels durch Trennflächen, welche sich entweder vor oder während der einsetzenden Gleitbewegung gebildet hat, in mehrere Blöcke unterteilt ist. Diese Blöcke bewegen sich entlang der Gleitfläche, wie in Abbildung 3-4 gezeigt, auch gegeneinander. Das mechanische Modell, auch als KEM bekannt, wurde von Gussmann (1988) genauer beschrieben.

Nach Hungr, Leroueil und Picarelli (2014) ergeben sich dabei Verschiebungsgeschwindigkeiten im Bereich von niedrig bis hoch.

3.1.4 Rückwärtsrotation von Kluftkörper

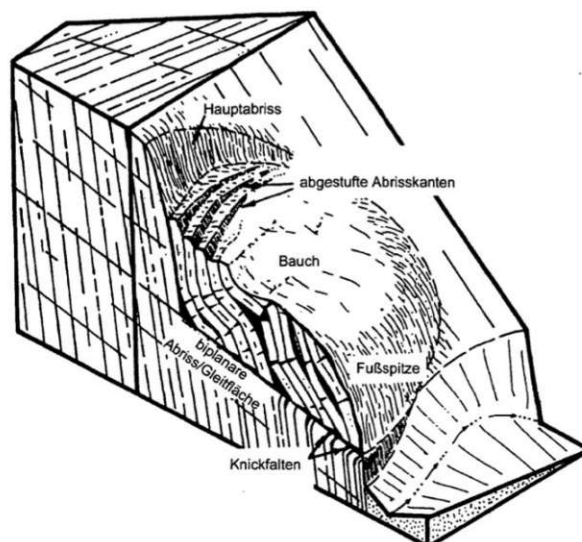


Abbildung 3-5: Rückwärtsrotation von Kluftkörper (Kieffer 1998)

Zur Rückwärtsrotation, welche in der Abbildung 3-5 ersichtlich ist, schreibt Preh (2004), dass das Versagen entlang zweier Trennflächen stattfindet. Eine flachere und eine hangseitig steilere Trennfläche, wobei jede Trennfläche für sich genommen stabil wäre. Allerdings kommt es hierbei aufgrund dünner Tafelförmiger Kluftkörper entlang der flacheren Gleitfläche zu einem gleiten, wodurch es entlang der steileren Trennfläche zu Sackungen und damit verbunden Ausdrehungen dieser Kluftkörper kommt. Nach ÖNORM B 1997-1-5 wird der Versagensmechanismus nach Kieffer (1998) beschrieben, in dieser Arbeit wird die Rückwärtsrotation von Kluftkörper detaillierter behandelt.

Hungr, Leroueil und Picarelli (2014) schrieben dazu, dass dieser Versagensmechanismus meist in Gebirgsmassen mit sehr geringer Festigkeit und hohen Festigkeiten bei der Deckschicht auftritt. Dabei ist die Verschiebungsgeschwindigkeit als niedrig bis durchschnittlich einzustufen, da sich die Kluftkörper zum Teil selbst stabilisieren.

3.1.5 Rotation eines schalenförmigen Kluffkörpers

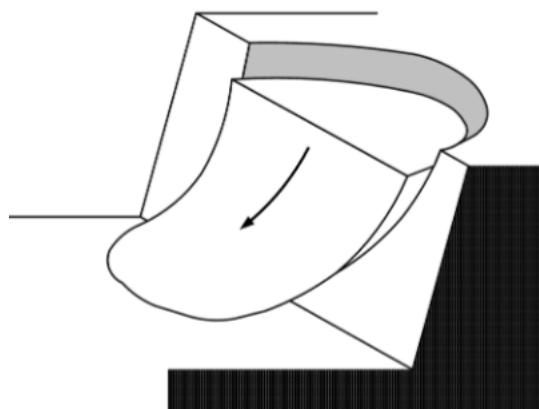


Abbildung 3-6: Die Rotation eines schalenförmigen Gleitkörpers aus der ÖNORM B 1997-1-5

Die Rotation eines schalenförmigen Kluffkörpers ist dadurch gekennzeichnet, dass der Kluffkörper in seiner Höhe deutlich kleiner ist, als die Höhe der gesamten Böschung. Schematisch in der Abbildung 3-6 abgebildet. Allerdings ist dies nach Poisel und Preh (2004) nur möglich, wenn das Gebirge eine geringe Festigkeit aufweist, oder stark geklüftet ist, dadurch ähnelt das Versagen jenem des gewachsenen Bodens. Nach Poisel (2018) ist die Raumstellung der Trennflächen nicht von entscheidender Bedeutung. Für zweidimensionale Berechnungen eignet sich das Gleitkreisverfahren nach Bishop (1955), sollte es dreidimensional berechnet werden, ist ein numerisches Verfahren zu präferieren.

Die Verschiebungsgeschwindigkeit der Rotation eines schalenförmigen Kluffkörpers wird dabei von Hungr, Leroueil und Picarelli (2014), ebenso wie die Rückwärtsrotation des Kluffkörpers, meist als niedrig bis durchschnittlich eingestuft. Dabei wird bei diesem Versagensmechanismus davon ausgegangen, dass es aufgrund der niedrigen Gebirgsfestigkeit zu einem duktilen Versagen der Bruchebenen kommt. Diese Information ist allerdings noch nicht vollständig erforscht, lässt sich aber dadurch erklären, dass es in der Bruchebene zu lokalen Gesteinsversagen kommt und dadurch der initiale Versagensmechanismus des schalenförmigen Kluffkörpers eingeleitet wird. In Ausnahmefällen kann hier eine extrem hohe Verschiebe- geschwindigkeit erreicht werden. Dies lässt sich oftmals mit einem Anstieg des Porendrucks erklären.

3.1.6 Abfahren, Abgleiten oder Kippen

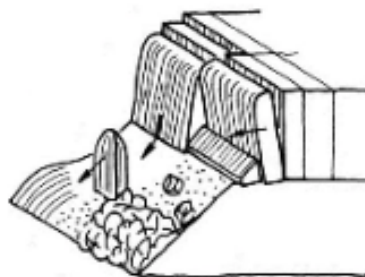


Abbildung 3-7: Abfahren, abgleiten oder kippen (Poisel und Preh 2004)

Nach Poisel und Preh (2004) tritt ein Versagen der (steifen) Felsböschung dadurch auf, dass der Untergrund -sprich der Sockel- aus weicherem, nachgiebigerem Material besteht. Ersichtlich in der Abbildung 3-7. Dies führt dazu, dass es im steiferen Felsen zu Spannungen und daraus folgend, zu Trennflächen kommt. Diese kleineren Kluffkörper stehen auf weicherem Untergrund, der langsam oder schnell verdrängt wird. Durch diesen Verdrängungsprozess gleiten

im besten Fall die Kluftkörper ab (durch dieses Gleiten wird der Sockel verdichtet), im schlimmeren Fall kippen die einzelnen Kluftkörper nach vorne weg. Dies ist eine große Gefahr, da es meist bei steileren Böschungen unangekündigt eintritt und so im darunter liegenden Gefahrenbereich verheerende Folgen anrichten kann.

Dabei kann die Verschiebegeschwindigkeit nach Hungr, Leroueil und Picarelli (2014) zu Beginn sehr niedrig sein und je nach Fallwinkel der Böschung auch in extrem hohen Bereich gehen.

Der Versagensmechanismus, wie in Abbildung 3-1 beschrieben, nach Poisel und Eppsteiner (1988) beschrieben.

3.1.7 Rotation einzelner Kluftkörper

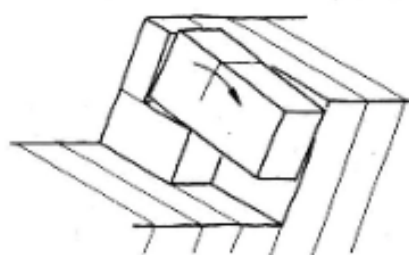


Abbildung 3-8: Rotation einzelner Kluftkörper (Poisel und Preh 2004)

Wie in der ÖNORM B 1997-1-5 beschrieben, tritt hierbei ein Versagen entlang einer Trennfläche aufgrund einer Rotation, ausgelöst durch ein nachgebendes Auflager oder einer exzentrischen Belastung ein. Der mechanische Rotationsprozess ist dabei in Abbildung 3-8 ersichtlich.

Dabei sind Sonderformen wie die Torsion und Rotation, sofern nicht um die horizontale oder vertikale Achse, nach Poisel und Preh (2004) aufgrund der Komplexität, mithilfe von physikalischen Modellen zu betrachten.

Nach ÖNORM B 1997-1-5 wird der Versagensmechanismus nach Wittke (1990) beschrieben.

3.1.8 Knicken von Säulen oder tafelförmigen Kluftkörper

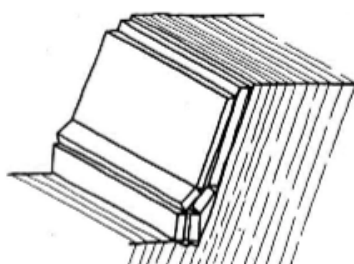


Abbildung 3-9 Rotation einzelner Kluftkörper (Poisel und Preh 2004)

Dies tritt auf, wenn im Verhältnis zur Böschungshöhe, dünne Schichten bzw. stab- oder tafelförmige Kluftkörper, parallel zur Böschungsoberfläche verlaufen. Zur besseren Visualisierung ist dies in Abbildung 3-9 dargestellt. Dabei ist es möglich, dass dieser Prozess infolge des Eigengewichts, wie auch durch äußere Belastung, oder durch Grundwasserdruck auftritt. Weiters schreibt Preh (2004), dass die Formel nach Cavers ein sehr konservatives Ergebnis für steile Böschungen liefert, bei flachen Böschungen wird allerdings eine zu geringe kritische Last angenommen. Wie durch numerische Untersuchungen aus der Arbeit von Preh (2004)

hervorging, kann die Knicklänge ungefähr mit einem Viertel der Böschungslänge angenommen werden.

Nach ÖNORM B 1997-1-5 wird der Versagensmechanismus nach Cavers und Genske (1981) beschrieben.

3.1.9 Kippen von Säulen bzw. tafelförmigen Kluftkörper

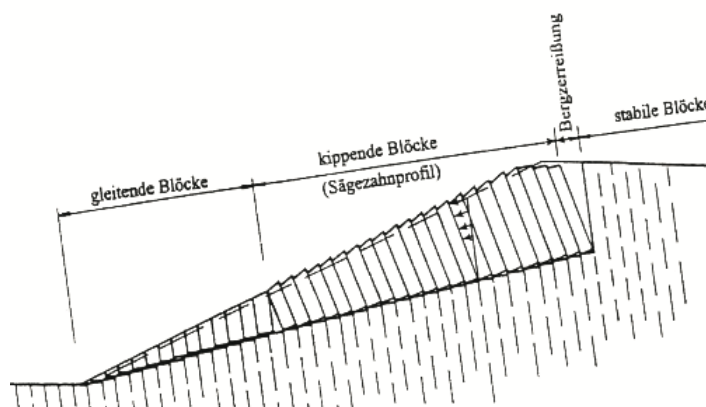


Abbildung 3-10: Darstellung des Kippmechanismus (Poisel 1998)

Dabei tritt laut Preh (2000) ein Versagen dann auf, wenn die Trennflächen steil, sprich mit spitzem Winkel in die Böschung einfällt. Erkennbar wird dieses Versagen häufig durch die charakteristische Ausbildung eines „V-Spaltes“ zwischen den letzten stabilen und den ersten instabilen Block, wie in der Abbildung 3-10 ersichtlich.

Nach ÖNORM B 1997-1-5 wird dieser Versagensmechanismus nach Goodman und Bray (1976) beschrieben, die Berechnung erfolgt mittels numerischen Verfahrens, z.B. mittels Berechnungsprogramm von ITASCA.

3.1.10 Biegekippen

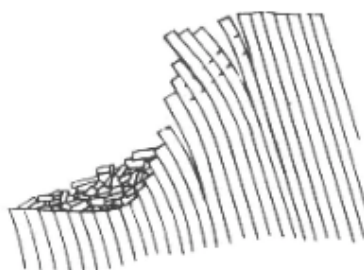


Abbildung 3-11: Biegekippen aus (Poisel und Preh 2004)

Nach Poisel und Preh (2004) kommt es oftmals zur Ausbildung von Kragarmen der Kluftkörper, wenn die Trennflächen steil in den Hang einfallen. Dies hat zur Folge das es zur Biegung kommt und damit zum Einsetzen von Biegerissen. In den meisten Fällen tritt jedoch vorher ein Versagen aufgrund von Kippen ein. Wie in der Abbildung 3-11 ersichtlich, sind die Trennflächen zwischen den Kluftkörpern ähnlich steil ausgerichtet wie beim Kippen.

Ergänzend dazu schrieb Hungr, Leroueil und Picarelli (2014), dass sich die Hauptspannung der Kluftkörpertrennflächen in Stirnnähe hoher Böschungen befindet, wobei die Fallrichtung der Trennfläche parallel zur Fallrichtung der Böschung verläuft. Ebenso wird von einem Gestein mit geringer Festigkeit, welche spaltbar und duktil ist, ausgegangen. Die anfängliche Verschiebungsgeschwindigkeit wird als niedrig bewertet.

Nach ÖNORM B 1997-1-5 wird der Versagensmechanismus nach Hittinger und Goodman (1978) beschrieben.

3.1.11 Hangkriechen

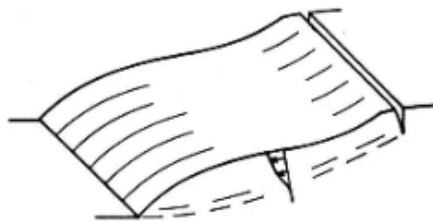


Abbildung 3-12: Hangkriechen (Poisel und Preh 2004)

So schrieben Poisel und Preh (2004), dass die typischen Charaktereigenschaften für ein Hangkriechen, die sogenannte „Bergzerreißung“ zwischen stabilen und instabilen Übergang am oberen Ende der Böschung ist. Das Gegenstück am unteren Ende des Bschungskriechen ist ein sogenannter „Bauch“. Dabei befindet sich die größte Verschiebung über die Zeit in der unteren Mitte des Kriechbereichs, und damit am sogenannten „Bauch“. Des weiteren nimmt die Fließgeschwindigkeit mit zunehmender Bschungstiefe ab.

Nach Hungr, Leroueil und Picarelli (2014) ist dabei von einer extrem niedrigen Verschiebungsgeschwindigkeit auszugehen. Dabei tritt Hangkriechen bei Felsböschungen hauptsächlich dann auf, wenn der Fels kurz vor dem Versagen ist, bzw. bei ersten lokalen Versagenserscheinungen.

Nach ÖNORM B 1997-1-5 wird der Versagensmechanismus nach Zienkiewicz, Humpheson und Lewis (1975) beschrieben, die Standsicherheit wird mittels Bishop (1955) berechnet.

3.1.12 Knickbandsackung

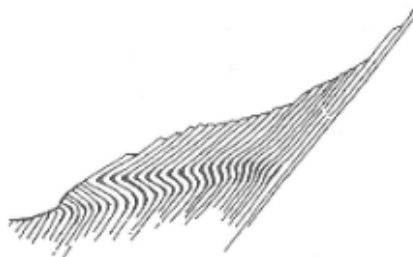


Abbildung 3-13: Knickbandsackung (Poisel und Preh 2004)

Hierbei handelt es sich nach Poisel und Preh (2004) um eine S-förmige Verformung von „weichen“ Gesteinslamellen. Dabei laufen die Lamellen oder Schichten sehr steil bzw. nahezu parallel zur Böschung. Das Versagen tritt durch ein tiefsitzendes (bis zu 200m) Kriechen in Kombination mit einer Sackung auf. Wie auch in der Abbildung 3-13 ersichtlich ist. Dabei gleiten die einzelnen Schichten bzw. Lamellen entlang der Trennfläche schrittweise Hangabwärts.

Nach ÖNORM B 1997-1-5 wird der Versagensmechanismus nach Preh (2004) beschrieben.

4 Beurteilungsverfahren

Ganz allgemein lassen sich die Beurteilungsverfahren für Felsböschungen nach aktuellem Stand der Technik grundsätzlich in zwei große Gruppen unterteilen. Auf der einen Seite stehen die Berechnungsverfahren darunter sind die Grenzgleichgewichtsverfahren und numerischen Verfahren zu verstehen und auf der anderen Seite die empirischen Verfahren.

Um ein klares Verständnis für die unterschiedlichen Berechnungsverfahren und die daraus resultierenden Ergebnisse zu bekommen, werden in den folgenden Unterpunkten auf Grenzgleichgewichtsverfahren, die numerischen Methoden und in seiner Vorgehensweise auch die empirischen Methoden, vorgestellt. Nimmt man die empirischen Methoden aus, so finden sich sowohl Berechnungsbeispiele zu den Grenzgleichgewichtsverfahren als auch zu den numerischen Verfahren, in der ÖNORM B 1997-1-5, wieder. Als letzte Methode wird eine Beobachtungsmethode, welche von Laimer, Müllegger und Darwson (2021) in Zusammenarbeit mit den ÖBB entwickelt wurde, vorgestellt. Dieses System ist an das empirische Rock Mass Rating (RMR) angelehnt und hat selbst festgelegten Parameter, welche als entscheidend eingeschätzt wurden. Dabei entspricht diese Beobachtungsmethode nicht exakt jener Definition der ÖNORM EN 1997-1. Da hierbei mehr die Beobachtung während der Bauphase gemeint ist, weniger die Beobachtung vor und nach der Errichtung von Bauphasen, um zur Verbesserung der Standsicherheit oder zum Schutz und Prävention eines Gefahrenbereichs beizutragen. Nichtsdestotrotz sollte aufgrund der Relevanz dieses Themas, diese Methode in der Arbeit nicht fehlen.

4.1 Grenzgleichgewichtsverfahren

Durch Berechnung des Grenzgleichgewichts wird jener Zustand ermittelt, welcher gerade noch die Standsicherheit einer Böschung feststellt. Dabei gibt es nach Adam (2019) folgende drei Fragen:

- Wie stark kann die Last der Böschung erhöht werden, damit die Böschung gerade in den Versagenszustand übergeht? Dabei zählt man das Eigengewicht, die Verkehrslast, den Wasserdruck und die horizontale Beschleunigung zu den Lasten.
- Wie stark lassen sich die externen rückhaltenden Kräfte, damit sind Anker, Dübel usw. gemeint, verringern, damit die Böschung in den Versagenszustand übergeht?
- Wie stark lässt sich die Scherfestigkeit der Böschung verringern, damit der Versagenszustand eintritt?

Da diese Definition von Grenzgleichgewicht aus dem Skript von Adam (2019) stammt, sind hier vorwiegend Böschungen aus Lockergestein gemeint, jedoch beruhen einige Verfahren, die bei Felsböschungen ebenso angewandt werden auf diesen Grundlagen. Dazu zählen unter anderem das bekannte Gleitkreisverfahren nach Bishop (1955) und die Kinematische Elemente Methode (KEM) von Gussmann (1986).

Der wesentlichste Part bei allen Berechnungsmethoden bleibt dabei die Ermittlung der kritischen Trennfläche, oder Gleitfuge entlang derer das erste Gleiten eintritt, so Adam (2019).

Weiters heißt es darin, dass es zwei Methoden zur Ermittlung der initialen Gleitung gibt. Diese unterscheiden sich lediglich in der Herangehensweise und lauten wie folgt:

- Ermittlung des Scherparameters, in dem sich die Böschung im Grenzgleichgewicht befindet. Dieser wird mit dem vorhandenen Scherparameter verglichen.
- Ermittlung jener zusätzlichen Einwirkung am Gleitkörper, die den Grenzgleichgewichtszustand herstellt. Diese wird mit den vorhandenen Einwirkungen verglichen.

Nach Reitmeirer (1987) liegt der große Unterschied zwischen Felsböschungen und Böschungen mit homogenen Bodenverhältnissen im Lockergestein darin, dass der initiale Versagensbereich hauptsächlich von der Beanspruchung sowie der Geometrie der Böschung abhängt. Im Gegensatz dazu hängt der initiale Versagensmechanismus von Felsböschungen vorwiegend von den Klüften und Trennflächen, angefangen mit der Orientierung, über die räumliche Verteilung, bis hin zum Zustand, ab.

In der ÖNORM B 1997-1-5 wird weniger genau auf die Grenzgleichgewichtermittlung bei Felsböschungen eingegangen, dort heißt es, dass der Nachweis des Grenzzustand der Tragfähigkeit erbracht ist, wenn der Ausnutzungsgrad $\mu \leq 1,0$ ist. Dieser geht auf die Bedingung $E_d/R_d \leq 1,0$ zurück, denn dann sind die treibenden oder einwirkenden Kräfte kleiner als die rückhaltenden, oder Widerstandskräfte. Hierbei ist die maßgebende Gleitfläche jene, die den größten Quotienten aus Einwirkungen und Widerständen ergibt.

Im nächsten Schritt wird dazu beispielhaft der Block auf der schiefen Ebene aus der Abbildung 4-1 durchgerechnet und mit der numerischen Lösung verglichen.

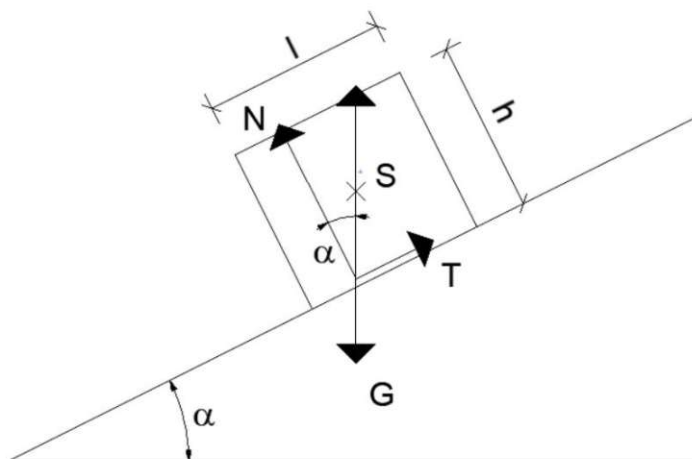


Abbildung 4-1: Block auf der schiefen Ebene (Preh 2000)

Dabei lauten die charakteristischen Modellparameter wie folgt:

$$\begin{array}{llll} \varphi_k = 40^\circ & c_k = 5 \text{ kN/m}^2 & \gamma_k = 27 \text{ kN/m}^3 & \alpha = 26,57^\circ \\ l = 5,33 \text{ m} & h = 5 \text{ m} & & \end{array}$$

Hierbei soll ein Block einer schiefen Ebene auf Geländebruchsicherheit, ohne Verkehrslast berechnet werden. Dabei ist der Nachweis für die Schadensfolgeklasse CC3 und der Bemessungssituation BS1 nach ÖNORM B 1997-1-5 durchgeführt worden.

Tabelle 4-1: Teilsicherheitsbeiwerte für geotechnische Einwirkungen (γ_E) für alle Schadensfolgeklassen aus der ÖNORM B 1997-1-5

| Einwirkung | | Symbol | Wert | | |
|--------------|-----------|------------|------|------|------|
| Dauer | Bedingung | | BS 1 | BS 2 | BS 3 |
| Ständig | ungünstig | γ_G | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| | günstig | γ_G | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Veränderlich | ungünstig | γ_Q | 1,10 | 1,10 | 1,10 |
| | günstig | γ_Q | 0 | 0 | 0 |

Da es sich bei dem Lastfall Eigengewicht um ständige Einwirkungen handelt, beträgt der Teilsicherheitswert γ_G mit 1,0.

Tabelle 4-2: Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngrößen (γ_M) aus der ÖNORM B 1997-1-5

| Bodenkenngröße ^a | Symbol | Wert für die Schadensfolgeklasse | | | | | | | | |
|--|---------------------|----------------------------------|------|------|---------------------|------|------|---------------------|------|------|
| | | CC 1 | | | CC 2 | | | CC 3 | | |
| | | Bemessungssituation | | | Bemessungssituation | | | Bemessungssituation | | |
| | | BS 1 | BS 2 | BS 3 | BS 1 | BS 2 | BS 3 | BS 1 | BS 2 | BS 3 |
| Effektiver Reibungswinkel ^b | $\gamma_{\varphi'}$ | 1,10 | 1,05 | 1,00 | 1,15 | 1,10 | 1,05 | 1,30 | 1,20 | 1,10 |
| Effektive Kohäsion | $\gamma_{c'}$ | 1,10 | 1,05 | 1,00 | 1,15 | 1,10 | 1,05 | 1,30 | 1,20 | 1,10 |
| Wichte | γ_γ | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Undrainierte Scherfestigkeit | γ_{cu} | 1,20 | 1,15 | 1,10 | 1,25 | 1,20 | 1,15 | 1,40 | 1,30 | 1,20 |
| Einaxiale Druckfestigkeit | γ_{qu} | 1,20 | 1,15 | 1,10 | 1,25 | 1,20 | 1,15 | 1,40 | 1,30 | 1,20 |

^a Bei Festgestein siehe 8.1.1.
^b Dieser Beiwert wird auf $\tan \varphi'$ angewendet.

Dabei wird in dem Unterpunkt a auf Abschnitt 8.1.1 der ÖNORM B 1997-1-5 verwiesen, welcher besagt, dass für ebene Gleitflächen im Festgestein, zusätzlich die Teilsicherheitsbeiwerte für die Scherfestigkeitsparameter ($\gamma_{\varphi'}$, $\gamma_{c'}$, γ_{qu}), aufgrund der höheren international globalen Sicherheiten, für die Bemessungssituationen BS1 sowie BS 2 um den Faktor $\zeta = 1,15$ erhöht werden muss.

Da hier nach der ÖNORM gerechnet und verglichen werden soll, wird auf den Erhöhungsfaktor verzichtet und es ergeben sich für die Werte $\gamma_{\varphi'} = 1,3$, $\gamma_{c'} = 1,3$ und $\gamma_\gamma = 1,0$.

Für die Einwirkung ergibt sich folgender Wert:

$$G_d = \frac{\gamma_k}{\gamma_\gamma} \cdot H \cdot B \cdot \gamma_G = \frac{27}{1,0} \cdot 5 \cdot 5,33 \cdot 1,0 = 719,55 \text{ kN/m.}$$

Als Bemessungswert der Beanspruchung ergibt sich:

$$E_d = T_d = G_d \cdot \sin \alpha = 321,85 \text{ kN/m}$$

$$N_d = G_d \cdot \cos \alpha = 643,55 \text{ kN/m}$$

Als Bemessungswert der Widerstände ergibt sich folgender Wert:

$$R_d = T_{R,d} = N_d \cdot \frac{\tan \varphi_k}{\gamma_{\varphi'}} \cdot \frac{c_k}{\gamma_{c'}} \cdot L = 643,55 \cdot \frac{\tan 40}{1,3} + \frac{5}{1,3} \cdot 5,33 = 435,89 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Geländebruchsicherheit

$$E_d \leq R_d \quad 321,85 < 435,89$$

Dadurch ist die Geländebruchsicherheit gegeben. Der Ausnutzungsgrad μ ergibt sich wie folgt:

$$\mu = \frac{E_d}{R_d} = \frac{321,85}{435,89} = 0,74 \leq 1,0.$$

Um auf den globalen Sicherheitsfaktor η zu kommen, muss man mittels folgender Formel rückrechnen:

$$\eta = \frac{1}{\mu} \cdot \gamma_{c',\varphi'} = \frac{1}{0,74} \cdot 1,3 = 1,76$$

Dabei wurden die Rechenschritte aus der ÖNORM EN 1997-1: Band 6: Geländebruch entnommen.

Die numerische Berechnung mit denselben Parametern erfolgt im Kapitel 4.2.3.

4.2 Numerische Verfahren

Nach Preh (2000) wird beim Grenzgleichgewicht immer ein Sicherheitsfaktor errechnet, der sich aus Einwirkungen und Widerständen bzw. aus treibenden- und rückhaltenden Kräften ergibt. Bei numerischen Verfahren wird ein System anhand der Morphologie und den Materialmodellen betrachtet.

Die numerischen Verfahren können nach Konietzky (2000) wie folgt klassifiziert werden:

- Nach Art der mechanischen Beschreibung (Kontinuum sowie Diskontinuum)
- Nach Art der Ortsdiskretisierung (Differentialverfahren sowie Integralverfahren)
- Nach der Art der Zeitdiskretisierung (implizit sowie explizit).

Für die Durchführung einer numerischen Berechnung und die Wahl eines numerischen Modells ist es nach Moser (2020) notwendig, das Verformungsverhalten der Gebirgsmasse abzuschätzen. Dieses Verhalten hängt von den wesentlichen Eigenschaften der Felsböschung ab. Dazu zählen die Schichtung, die Schieferung, die Klüfte, die Scherzonen sowie die Störungszonen.

Es wird in Kontinuum, oder Diskontinuum je nach Art der mechanischen Beschreibung unterschieden. Bei der Kontinuumsmechanik wird von einer homogenen Struktur ausgegangen, welche zu keiner Auflösung derselben führt. Wie Poisel, Preh und Zettler (2004) schreiben, kann die Realität eines Sturzprozesses bei Felsböschungen meist nicht eindeutig als kontinuumsmechanisches oder diskontinuumsmechanisches Modell klassifiziert werden, da der Fels Aspekte beider Modelle aufweist. Die große Schwierigkeit besteht darin, dass richtige Modell auf Grundlage eines angenommenen Versagensmechanismus zu wählen. So können beispielsweise viele kleine Blöcke, die im Verhältnis zum betrachteten Sturzbereich klein erscheinen,

sich im Verhältnis zum betrachteten Sturzbereich wie ein großer Block verhalten. In diesem Fall wäre nicht, wie ursprünglich angenommen, ein kontinuumsmechanisches Modell besser geeignet, sondern ein diskontinuumsmechanisches Modell.

Bei der Differentialmethode wird der zu untersuchende Hang oder die Böschung in ein Netz mit Knotenpunkten unterteilt. Diese Methode wird etwa bei der Finite Elemente Methode (FEM) und bei der Finite Differenzen Methode (FDM) angewendet. Dabei wird mit Hilfe eines algebraischen Gleichungssystems das Deformations- sowie Spannungsverhalten der Matrix errechnet. Die Integralmethode wird von Konietzky (2000) so beschrieben, dass man hierbei die exakte Lösung des fundamentalen Lastfalls kennen muss, um die Boundary Element Methode (BEM) anzuwenden. Hierbei müssen sowohl die Kompatibilitätsbedingung wie auch die Gleichgewichtsbedingung im Körper erfüllt sein, da hier nur an den diskretisierten Rändern die entsprechenden Randbedingungen angesetzt werden müssen.

Zu den Zeitdiskretisierungen schreibt Konietzky (2000), dass implizite Lösungsverfahren vor allem zur Lösung nichtlinearer Gleichungssysteme durch inkrementelle Iteration verwendet werden. Dabei kann es bei Nichtlinearität zu geringeren Abweichungen der Lösung kommen. Bei expliziten Lösungsverfahren ist es immer möglich, ein konkretes Gleichungssystem aufzuschreiben, da die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Information kleiner ist, als die physikalische Ausbreitungsgeschwindigkeit der Belastung. Dies führt dazu, dass zu jedem Zeitpunkt an jedem Knoten eine dynamische Gleichgewichtsbetrachtung aufgestellt werden kann, welche lösbar ist.

4.2.1 Finite Elemente Methode (FEM)

Durch die Finite Elemente Methode ist es möglich bestehende Strukturen möglichst wirklichkeitsnahe zu erfassen. Dabei ist nach Möller (2016) das näherungsweise Strukturverhalten von,

- der Genauigkeit der erfassten geometrischen Abmessungen,
- der Realitätsnahen Verwendung der Stoffgesetze, sprich den Spannungs- Verzerrungs- Beziehungen, der verschiedenen Strukturbereiche,
- der Anpassung des FE- Netzes an die Beanspruchungsgegebenheiten der Struktur,
- durch den Elementkatalog des eingesetzten Programms gebotenen Möglichkeiten zur Modelldarstellung

abhängig.

Alle Elemente besitzen an ihren Rändern Elementknoten und diese sind wiederum der Anfang des nächsten Elementes, so dass sich ein Gesamtsystem ergibt, welches wiederum ein sogenanntes Kontinuum ergibt. Alle Elementknoten sind zugleich auch Systemknoten, des Gesamtsystems und besitzen dabei als System ein isotropes Systemverhalten. Mit der FEM kann sowohl linear-elastisches, nichtlinear-elastisches als auch elastisch- plastisches Materialverhalten berechnet werden, wie Möller (2016) schreibt.

Nach Möller (2016) liegt der große Vorteil der FE- Methode darin, dass die einzelnen Modellkomponenten sehr gut variiert werden können, insbesondere die Veränderung der Bodenkennwerte, der Stoffgesetze sowie der Mächtigkeit der Schichtgrenzen. Dies wurde in der Arbeit von Illeditsch, Preh und Sausgruber (2022) untersucht. Es zeigte sich jedoch, dass das Arbeiten mit dem Hoek- Brown Bruchkriterium zu einer wesentlich genaueren Rückrechnung führt als das Arbeiten mit dem Mohr-Coulomb-Kriterium. Dies wird in Kapitel 4.2.4, Anpassung der Strength Reduction Methode (SRM), näher beschrieben.

4.2.2 Finite Differenzen Methode (FDM)

Preh (2022) schreibt dazu, dass die Finite Differenzen Methode ihre Zugehörigkeit zu den expliziten Lösungsverfahren vor allem für die Berechnung von großen Deformationen geeignet ist, aber es lassen sich auch physikalische Instabilitäten und dynamische Prozesse sowie nicht lineares Verhalten dadurch berechnen. Weniger geeignet ist diese Methode für linear elastische Berechnungen, ein weiteres Problem ergibt sich bei der Berechnung hoher Steifigkeiten der Materialien, da dies einen Anstieg der Rechenleistung und damit verbunden der Rechenzeit aufgrund der Reduktion der Zeitschritte führt. Auch diese Methode kann der Kontinuumsmechanik zugeordnet werden.

Die Finite Differenzen Methode lässt sich, wie andere naturwissenschaftliche Probleme auch, mathematisch gut als partielle Differentialgleichung formulieren. Da die Berechnungen Computer gestützt erfolgen und diese Probleme mit der Behandlung von Differentialgleichungen haben, müssen diese durch algebraische Gleichungen ersetzt werden. Dabei entsteht allerdings ein kleiner physikalischer Fehler, da es sich nur um Näherungen handelt, so in Sausgruber (2010) nach Projekt Gruppe Praktische Mathematik (2003).

Die Prinzipien lassen sich laut Sausgruber (2010) wie folgt beschreiben:

- Diskretisierung des Modellbereichs:
Hierbei versucht man die potentielle Problemzone mittels Netzes und dazugehörigen Knoten zu zonieren bzw. diskretisieren.
- Diskretisierung der Gleichung:
Hierbei müssen an den Knoten die Differentialoperatoren abgeleitet und durch Differenzen angenähert werden (Abbildung 4-2). Damit kann die Differentialgleichung explizit gelöst werden.

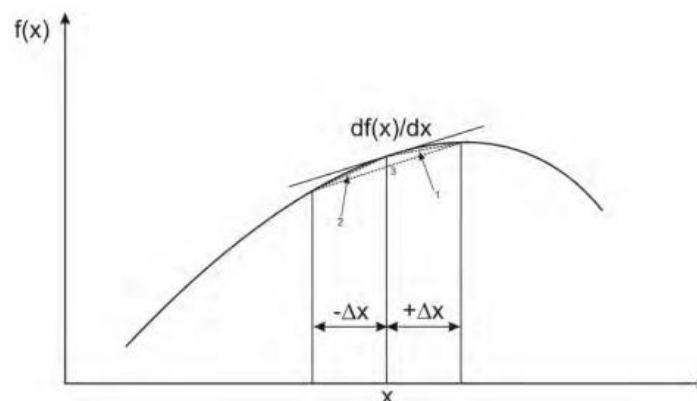


Abbildung 4-2: Annäherung an die 1. Ableitung durch finite Differenzen (Sausgruber 2010)

4.2.3 Diskrete Elemente Methode (DEM)

Die Diskrete-Elemente Methode bildet nach Witt (2017) blockartige Strukturen ab, wobei angenommen wird, dass der Bewegungsablauf dem einer Flüssigkeit, bzw. eines Bodens mit kugelförmigen Elementen folgt. Hierbei besteht die Möglichkeit, diese blockartige Struktur sowohl in 2-D als auch in 3-D abzubilden, wobei die Kontakteigenschaften sowie das Verformungsverhalten der einzelnen Blöcke für das mechanische Verhalten derselben maßgeblich sind.

So schreibt Witt (2017) weiter, dass die einzelnen Blöcke alle Möglichkeiten haben, miteinander in Kontakt zu treten, diesen zu verlieren und anschließend wieder aufzunehmen. Dabei ist der einzelne Block im einfachen Fall als starr anzunehmen, im Regelfall verformt er sich jedoch elastisch.

So ist nach Moser (2020) der große Vorteil der Diskrete-Elemente-Methode, gegenüber der Finiten-Elemente-Methode, dass diese auch große Rotationen, sowie Translationen zwischen den Blöcken zulassen. Dabei werden die Trennflächen zwischen den einzelnen Blöcken als Diskontinuitäten bezeichnet, die gleichzeitig auch als Randbedingungen gelten. In diesen Randbedingungen müssen sowohl die Gleit- als auch die Reibungseigenschaft der einzelnen Blöcke bestimmt werden.

Nach Preh (2022) besteht das gesamte Modell aus diskreten Elementen oder Blöcken, die im Prinzip ein Kontinuum bilden, wobei jedoch viele diskrete Elemente ein Diskontinuum bilden. Dieses Verfahren wurde von Cundall hauptsächlich für die Berechnung von felsmechanischen Problemstellungen entwickelt.

Nach der Definition von Cundall und Hart (1992) spricht man von diskreten Elementen, wenn die beiden folgende Bedingungen erfüllt sind:

- Es müssen endliche Verschiebungen und Rotationen sowie die vollständige Ablösung der diskreten Körper möglich sein,
- Es müssen im Verlauf der Rechnung neue Kontakte auftreten und automatisch erkannt werden

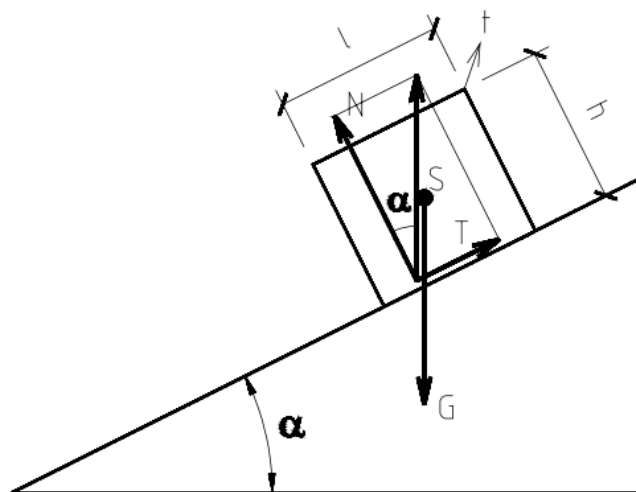


Abbildung 4-3: Block auf der schiefen Ebene (Preh 2000)

Die Modellparameter sind identisch mit denen der Grenzgleichgewichtsberechnung in Kapitel 4.1. Hier wurde das Programm UDEC verwendet, welches das anstehende Material in einzelne Blöcke unterteilt, wodurch das Block- und Kluftverhalten für dieses mechanische Modell entschieden ist. Preh (2000) schreibt weiter, dass hier der Grundgedanke war, zu überlegen, welches Materialverhalten beim Versagen des Diskontinuums, wie z.B. bei einem geklüfteten Gebirge, entscheidend ist. Dabei könnte es sich entweder um Kluft- oder Blockversagen handeln. In der Arbeit von Preh (2000) wurde jedoch ausschließlich Kluftversagen zur Bestimmung des Grenzgleichgewichts herangezogen.

Mit Hilfe von UDEC wird der globale Sicherheitsfaktor des in Abbildung 4-3 dargestellten schiefen Block bestimmt. Dazu waren nach Preh (2000) 31 Iterationsschritte notwendig, die schließlich zu einem Sicherheitsfaktor des Grenzgleichgewichts von 1,74 führten.

Auch hier wird deutlich, dass die Abweichung zwischen analoger und numerischer Lösung bei den einfachsten Berechnungen eine sehr kleine Spanne aufweist. So liegen die Abweichungen für den Block auf der schiefen Ebene bei 1,15% (ergibt sich aus $1,76/1,74$). Bei dieser maximalen Abweichung kann auch davon ausgegangen werden, dass bei komplexeren Aufgabestellungen ein globaler Sicherheitsfaktor berechnet wird, der bei den numerischen Methoden auf der sicheren Seite liegt, da sowohl der berechnete Sicherheitsfaktor bei der Finite Elemente Methode als auch bei der Distinkte Elemente Methode unter dem analog berechneten Sicherheitsfaktor liegt.

4.2.4 Strength Reduction Method (SRM)

Nach Preh (2000) leitet sich die „Festigkeitsreduktionsmethode“ SRM, von der Definition nach Fellenius, ab. Wird diese Methode in Kombination mit UDEC angewandt, wird das Grenzgleichgewicht durch schrittweise Reduktion der Festigkeitsparameter c und φ ermittelt. Dabei wird dieses Iterationsverfahren so lange durchgeführt, bis schließlich $c = c_{\text{grenz}}$ und $\varphi = \varphi_{\text{grenz}}$ ist. Bei jedem Berechnungsschritt wird dabei mittels maximal auftretender Systemgeschwindigkeit entschieden, abhängig von der Definition, ob das System in Bewegung ist oder nicht. Ist es noch nicht in Bewegung, wird der nächste Intervallhalbierungsschritt eingeleitet.

Illeditsch, Preh und Sausgruber (2022) veröffentlichten dazu, dass häufig äquivalente Mohr-Coulomb (MC)-Parameter bei numerischen Methoden verwendet werden. Viele der EDV gestützten Programme ermöglichen dabei keine direkte Umsetzung des Hoek-Brown (HB)-Kriteriums, häufig ist hier ein äquivalente Mohr-Coulomb (MC)-Parameter einzusetzen. Allerdings wurde gezeigt, dass vor allem bei steilen Felsböschungen das äquivalente MC-Kriterium zu schlechteren Abschätzungen des Sicherheitsfaktors führt, da hierbei das Ablösevolumen überschätzt wird. Deutlich genauere Ergebnisse, für die nachträglich ermittelte Stabilitätsanalyse des Felshangs in Vals in Tirol, ergaben sich dabei mit der direkten Verwendung des HB-Kriteriums mit „scheinbaren“ MC-Parametern. Dies ist insofern eine neue Erkenntnis, als dass man bislang die HB-Parameter nicht für die Berechnung des Grenzgleichgewichts mittels SMR verwenden konnte. Damit dies möglich wurde, hat man die HB-Einhüllende an die eigentlich um den Sicherheitsfaktor reduzierte HB-Schereinhüllende angepasst. Genau bedeutet dies, dass die Hüllkurve mit den beiden HB-Variablen GSI und D angepasst wurden. Dabei ist mit dem GSI der Geological Strength Index und mit D der Zerklüftungsgrad des Gesteins gemeint. Damit hat man die Möglichkeit eine realitätsnahe Vorhersage des Ablösevolumens mittels der HB-Parameter im Grenzgleichgewicht zu bestimmen.

4.3 Empirische Verfahren

Bei diesen, auch als Klassifizierung oder Methode bezeichneten Verfahren wurde versucht, anhand von Beobachtungen und Messungen eine möglichst realitätsnahe Aussage bzw. ein Verfahren zu Beschreibung der Böschungs- bzw. Hangsicherheit zu entwickeln. Dabei wird kein Sicherheitsfaktor ermittelt, sondern eine Klassifizierung vorgenommen. Anhand derer wird eine Felsböschung von sehr gut bis sehr schlecht eingeteilt, der maximale Fallwinkel der Böschung ohne Sicherung berechnet oder eben ein Instandhaltungsintervall bzw. ein Inspektionsintervall festgelegt. Diese Bewertung erfolgt in der Regel mit einer Punkte Skala zwischen 0 und 100 Punkten, sowie bei der Q-Slope Methode zwischen 0.001 und 1000. Jedoch lässt sich mittels Q-Slope Methode ein fiktiver Sicherheitsfaktor über den Fallwinkel der Böschung ermitteln.

Alle empirischen Verfahren eint dabei, dass Basisparameter für die Bewertung und Beurteilung einer Standsicherheitsklassifikation herangezogen werden. So schreibt Kahneman (2011) unter anderem davon, dass sich gute Bewertungsverfahren durch ihre Einfachheit und geringe Komplexität auszeichnen. Denn durch gesteigerte Komplexität, steigt auch die Fehleranfälligkeit exponentiell, für einen vergleichsweise geringfügig genaueren Out-Put, weshalb es für Bewertungsverfahren empfehlenswert ist, nicht mehr als sechs möglichst objektive Kriterien zu verwenden. Kahnemann Forschungsgebiet erstreckt sich grundsätzlich auf die Psychologie und Entscheidungsfindung, jedoch lässt sich diese Regel durchaus auch auf die Ingenieurgeologie und viele andere Fachgebiete umlegen.

Die Ausgangsbasis bei den vorgestellten empirischen Verfahren bilden dabei im Wesentlichen die einaxiale Druckfestigkeit (UCS) und die Gebirgsqualität (RQD). Weiters werden in etwas anderer Zusammensetzung sowie Betrachtungsweise die Trennflächenorientierung, der Trennflächenzustand sowie die Grundwasser bzw. ökologische Situation bewertet. Näheres bei den nachfolgenden Unterkapitel.

Ein entscheidendes Element, vor jeder Beurteilung mit empirischen Methoden, besteht immer darin die Verwendungsgeschichte zu betrachten. So kommt das Rock Mass Rating (RMR) aus dem Tunnelbau und ist nur bedingt bei natürlichen Felsböschungen einsetzbar, das Slope Mass Rating (SMR) sowie die Q-Slope Methode ist primär für Böschungseinschnitte im Straßenbau bzw. Tagebau im Einsatz. Für weitläufige natürliche Böschungen wurde prinzipiell keines dieser Verfahren konzipiert, lediglich die ingenieurgeologische Klassifizierung als Beobachtungsmethode ist darauf ausgelegt. Dies sollte bei der Anwendung jeder einzelnen Methode, vor allem in Hinblick auf das Ergebnis, bedacht werden.

So wird von Bar und Barton (2017) ausdrücklich darauf hingewiesen, dass mit der Q-Slope Methode keinesfalls eine detailliertere Analyse der Standsicherheit dadurch ersetzt werden kann. Diese sollte ab Höhen von 50 Meter und bei ausreichend Zeit immer die Basis bilden. Mit empirischen Verfahren kann, aufgrund ihrer Einfachheit und schnellen Durchführbarkeit, auf sich ändernde geologische Verhältnisse reagiert werden und beispielsweise der Böschungswinkel angepasst werden, weswegen das Haupteinsatzgebiet während und nach der Bauphase ist. Ähnliches gilt für das Slope Mass Rating und Rock Mass Rating.

Im Folgenden werden drei verschiedene empirische Verfahren, sowie ein Beobachtungsverfahren, beschrieben.

4.3.1 Rock Mass Rating (RMR) nach Bieniawski

Mit der Methode des Rock Mass Rating (RMR) wollte Bieniawski (1976) ein System zur Klassifizierung von Felsgestein bzw. Gebirgsqualität einführen, das unabhängig vom Untersucher zum selben Ergebnis kommt. Ein Ziel des RMR war und ist es, auf einfache und schnelle Weise eine qualitative Aussage über den untersuchten Felsen zu liefern. Dieses System wurde für die Bestimmung der Gebirgsqualität für den Tunnel- sowie Kavernenbau eingeführt und hat zusätzlich für den ermittelten RMR diverse Anpassungen für die gewählte Vortriebsart sowie für Felsböschungen parat, wie Singh und Goel (2011) ausführen. Die ermittelte Klassifizierung kann für Abschätzungen der freitragenden Spannweite, der freien Stehzeit im Verhältnis zur freitragenden Spannweite sowie des Stützdrucks für unterirdische Öffnungen verwendet werden.

Darüber hinaus schreiben Singh und Goel (2011), dass diese Methode für Felsböschungen insofern anwendbar ist, als dass der innere Reibungswinkel, die Kohäsion, das Verformungsmodul der Gesteinsmasse, sowie die zulässigen Auflagerpressungen der Fundamente abgeschätzt werden können. Im Lockergestein nimmt die Genauigkeit jedoch stark ab. Es wird darauf hingewiesen, dass damit nur vorläufige Ergebnisse für Machbarkeitsstudien von Böschungseinschnitten sowie Kavernen ermittelt werden können und es für einen Standsicherheitsnachweis einer detaillierteren (numerische) Berechnung bedarf, sowie In-situ Tests nicht verzichtet werden kann.

Der Basis- oder Ausgangs-RMR setzt sich aus der Addition folgender Parameter zusammen:

1. Einaxiale Druckfestigkeit von intaktem Gesteinsmaterial
2. Gebirgsqualität (RQD)
3. Trennflächenabstände
4. Trennflächenzustand
5. Grundwassersituation
6. Trennflächenorientierung

Die Ermittlung jedes einzelnen Wertes wird nachfolgend aufgezeigt.

Einaxiale Druckfestigkeit

Dabei wird an einem intakten Probekörper des zu prüfenden Gesteins die einaxiale Druckfestigkeit geprüft (ÖNORM EN ISO 17892-7). Der daraus resultierende Wert kann aus der Tabelle 4-3 entnommen werden.

Tabelle 4-3: Festigkeit der Gesteinsprobe (Bieniawski 1979)

| Qualitative description | Compressive strength (MPa) | Point load strength (MPa) | Rating |
|-------------------------|----------------------------|---------------------------|--------|
| Extremely strong* | >250 | 8 | 15 |
| Very strong | 100–250 | 4–8 | 12 |
| Strong | 50–100 | 2–4 | 7 |
| Medium strong* | 25–50 | 1–2 | 4 |
| Weak | 5–25 | Use of UCS is preferred | 2 |
| Very weak | 1–5 | -do- | 1 |
| Extremely weak | <1 | -do- | 0 |

Gebirgsqualität

Der RQD-Wert, auch Rock Quality Designation Index genannt, soll eine quantitative Schätzung anhand einer Bohrkernprobe der Gebirgsqualität darstellen. Ziel ist es dabei, den prozentualen Anteil aller Stücke am gesamten Bohrkern zu erfassen, die länger als 10 cm sind. Um den RQD-Wert zu erhalten, werden alle Gesteinskerne, die die geforderte Länge von 10 cm aufweisen, addiert und durch die Gesamtlänge des Bohrkerns dividiert. Die geforderte Mindestlänge des Bohrkerns beträgt 100 cm lang und hat einen Mindestdurchmesser von 5,47 cm. Der Bohrkern soll dabei mittels einer Doppelrohr-Kernbohrung erfolgen, um einen möglichst ungestörte Bohrprobe zu analysieren. Wie dies aussieht und wie damit der RQD-Wert ermittelt werden kann ist in Abbildung 4-4 dargestellt. Diese Information wurde der Internetquelle (1) entnommen. Mit dem ermittelten RQD-Wert geht man in die Tabelle 4-4 und erhält den entsprechenden Wert für die RMR-Bestimmung.

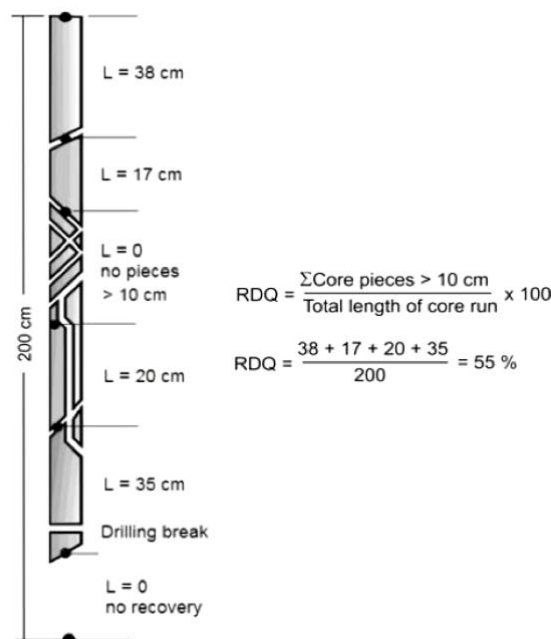


Abbildung 4-4: Herangehensweise zur Messung und Berechnung des RQD-Werts aus ((1) nach Deere 1989)

Tabelle 4-4: RQD-Wert und daraus folgendes Rating (Bieniawski 1979)

| Qualitative description | RQD (%) | Rating |
|-------------------------|---------|--------|
| Excellent | 90–100 | 20 |
| Good | 75–90 | 17 |
| Fair | 50–75 | 13 |
| Poor | 25–50 | 8 |
| Very poor | <25 | 3 |

Eine kostengünstigere und dennoch ausreichend genaue Möglichkeit zur Bestimmung des RQD-Wertes wurde von Priest und Hudson (1976) gefunden. Dabei haben diese den tatsächlichen, aus Bohrkernen ermittelten, RQD-Wert an 27 Stellen bei drei verschiedenen Tunneln mit ihrer ermittelten Formel verglichen. Die Abweichungen lagen immer in einem Korridor von rund 5% zum ermittelten RQD-Wert. Es wurden hauptsächlich Kalk- und Tonstein angetroffen. Prinzipiell wird hier davon ausgegangen, dass der RQD-Wert auch über die mittlere Anzahl an Trennflächen pro Meter (λ) ermittelt werden kann. Die Formel lautet wie folgt:

$$RQD = 100 \cdot e^{-0.1\lambda} (0.1\lambda + 1)$$

Für eine sehr inhomogene Verteilung der Trennflächen kann der Durchtrennungsgrad wie folgt bestimmt werden:

$$\lambda = \frac{\text{Anzahl der gesamten Trennflächen}}{\text{Länge der gesamten Trennflächen}}$$

Trennflächenabstände

Der Begriff Trennflächen umfasst unter anderem Fugen, Schichtungen, Scherzonen, kleinere Verwerfungen sowie alle Schwächezonen, die im Felsgestein auftreten können. Der Abstand wird dabei zwischen den beiden am ungünstigsten zueinander orientierten Trennflächen gemessen, schreiben Singh und Goel (2011).

Tabelle 4-5: Abstand der Trennflächen (Bieniawski 1979)

| Description | Spacing (m) | Rating |
|-------------|-------------|--------|
| Very wide | >2 | 20 |
| Wide | 0.6–2 | 15 |
| Moderate | 0.2–0.6 | 10 |
| Close | 0.06–0.2 | 8 |
| Very close | <0.06 | 5 |

Trennflächenzustand

Bei diesem Parameter werden die Rauheit, die Länge sowie der Verwitterungsgrad der Trennfläche und der Felsoberfläche bewertet. Das Hauptaugenmerk ist auf die am ungünstigsten orientierte Trennfläche richten. Dabei schließen sich einige Bedingungen zwischen Tabelle 4-6 und Tabelle 4-7 aus. Dies ist z. B. der Fall, wenn Füllungen in den Trennflächen vorhanden sind. In diesem Fall spielt die Rauheit der Trennfläche keine Rolle, da sie von der Füllung überlagert wird. Wenn dies der Fall ist, muss der Trennflächenzustand anhand der Tabelle 4-7 genauer untersucht werden, schreiben Singh und Goel (2011).

Tabelle 4-6: Zustand der Trennflächen (Bieniawski 1979)

| Description | Joint separation (mm) | Rating |
|--|-----------------------|--------|
| Very rough and unweathered, wall rock tight and discontinuous, no separation | 0 | 30 |
| Rough and slightly weathered, wall rock surface separation <1 mm | <1 | 25 |
| Slightly rough and moderately to highly weathered, wall rock surface separation <1 mm | <1 | 20 |
| Slickensided wall rock surface, or 1–5 mm thick gouge, or 1–5 mm wide continuous discontinuity | 1–5 | 10 |
| 5 mm thick soft gouge, 5 mm wide continuous discontinuity | >5 | 0 |

Tabelle 4-7: Richtlinie für die Klassifikation des Trennflächenzustands (Bieniawski 1993)

| Parameter* | Ratings | | | | |
|---|-------------|--------------------|----------------------|------------------|--------------|
| | <1 m | 1–3 m | 3–10 m | 10–20 m | >20 m |
| Discontinuity length (persistence/continuity) | 6 | 4 | 2 | 1 | 0 |
| Separation (aperture) | None | <0.1 mm | 0.1–1.0 mm | 1–5 mm | >5 mm |
| | 6 | 5 | 4 | 1 | 0 |
| Roughness of discontinuity surface | Very rough | Rough | Slightly rough | Smooth | Slickensided |
| | 6 | 5 | 3 | 1 | 0 |
| Infillings (gouge) | | Hard filling | | Soft filling | |
| | None | <5 mm | >5 mm | <5 mm | >5 mm |
| | 6 | 4 | 2 | 2 | 0 |
| Weathering discontinuity surface | Unweathered | Slightly weathered | Moderately weathered | Highly weathered | Decomposed |
| | 6 | 5 | 3 | 1 | 0 |

Grundwassersituation

So schrieben Singh und Goel (2011), dass die Flussrate des Wassers in Liter pro Minute in einem 10 Meter langen Abschnitt des Tunnels ausschlaggebend ist. Es ist auch zulässig, den Zustand im Tunnel allgemein von völlig trocken bis fließend zu beschreiben. Für Böschungen ist dieser Zustand nicht näher beschrieben und lässt sich vermutlich mit der generellen Zustandsbeschreibung der Felsböschung am besten bewerten. Nach Bieniawski (1989) ist auch eine Bewertung nach dem anstehenden Wasserdruck möglich. Hier reicht die Spanne von 0 bis > 0.5, was gleichzeitig den schlechtesten Wert darstellt. Liegen jedoch genaue Grundwasserdaten vor, so sollten diese nach Möglichkeit zur Bewertung herangezogen werden.

Tabelle 4-8: Grundwassersituation (Bieniawski 1979)

| | | | | | |
|---|----------------|-------|---------|----------|---------|
| Inflow per 10 m tunnel length (L/min) | None | <10 | 10–25 | 25–125 | >125 |
| Ratio of joint water pressure to major principal stress | 0 | 0–0.1 | 0.1–0.2 | 0.2–0.5 | >0.5 |
| General description | Completely dry | Damp | Wet | Dripping | Flowing |
| Rating | 15 | 10 | 7 | 4 | 0 |

Für den $RMR_{b(asis)}$ sind die einaxiale Druckfestigkeit des intakten Gesteinsmaterial, die Gebirgsqualität (RQD), die Trennflächenabstände, der Trennflächenzustand sowie die Grundwassersituation zu berücksichtigen. Dieser Wert bildet die Grundlage für das Slope Mass Rating (SMR) nach Romana (1985). Wie hier beschrieben wird, ist der RMR für die Beurteilung von Böschungen und Hänge nur bedingt geeignet, da die Ausrichtung der Trennflächen einen zu starken Einfluss auf die Bewertung hat.

Ausrichtung der Trennflächen

Dieser Parameter ist abhängig von der Streich- bzw. Fallrichtung und dem Fallwinkel der Trennfläche. Gleiches gilt für die Ausrichtung der Tunnelachse bzw. der Böschungsfront. Im nächsten Schritt ist für die verschiedenen Hauptorientierungen der Trennflächen jeweils eine Bewertung vorzunehmen. Aus der kritischen Orientierung ergibt sich die maßgebende Bewertung.

Tabelle 4-9: Bewertung der Trennflächenorientierung im Tunnel (Bieniawski 1989)

| Strike perpendicular to tunnel axis | | | | Strike parallel to tunnel axis | | Irrespective of strike |
|-------------------------------------|----------------|-------------------|----------------|--------------------------------|------------------|------------------------|
| Drive with dip | | Drive against dip | | Dip | Dip | |
| Dip 45°–90° | Dip 20°–45° | Dip 45°–90° | Dip 20°–45° | Dip 20°–45° | Dip 45°–90° | Dip 0°–20° |
| Very favorable | Favorable | Fair | Unfavorable | Fair | Very unfavorable | Fair |

Tabelle 4-10: Anpassungen für die Trennflächenorientierung (Bieniawski 1979)

| Joint orientation assessment for | Very favorable | Favorable | Fair | Unfavorable | Very unfavorable |
|----------------------------------|----------------|-----------|------|-------------|------------------|
| Tunnels | 0 | –2 | –5 | –10 | –12 |
| Raft foundation | 0 | –2 | –7 | –15 | –25 |
| Slopes* | 0 | –5 | –25 | –50 | –60 |

Wie aus Tabelle 4-10 ersichtlich ist, kann eine sehr ungünstige Orientierung der Trennflächen, die Reduzierung des RMR um bis zu 60 Punkte bei Böschungen zur Folge haben. Es wird auch deutlich, dass die Abminderungen sehr große Schritte machen. Aus diesem Grund wurde, aufbauend auf dem RMR, ein speziell für Felsböschungen adaptiertes Bewertungskriterium erstellt. Diese Methode heißt Slope Mass Rating (SMR) und wird in einem eigenen Kapitel behandelt.

Tabelle 4-11: Konstruktions- und Ingenieurparameter des Felses (Bieniawski 1993)

| S. No. | Parameter/ properties of rock mass | RMR (rock class) | | | | |
|--------|--|------------------------|----------------------|---------------------|-------------------------|-------------------------|
| | | 100–81 (I) | 80–61 (II) | 60–41 (III) | 40–21 (IV) | <20 (V) |
| 1 | Classification of rock mass | Very good | Good | Fair | Poor | Very poor |
| 2 | Average stand-up time | 20 years for 15 m span | 1 year for 10 m span | 1 week for 5 m span | 10 hours for 2.5 m span | 30 minutes for 1 m span |
| 3 | Cohesion of rock mass (MPa)* | >0.4 | 0.3–0.4 | 0.2–0.3 | 0.1–0.2 | <0.1 |
| 4 | Angle of internal friction of rock mass | >45° | 35–45° | 25–35° | 15–25° | <15° |
| 5 | Allowable bearing pressure (T/m ²) | 600–440 | 440–280 | 280–135 | 135–45 | 45–30 |
| 6 | Safe cut slope (°) | >70 | 65 | 55 | 45 | <40 |

Anhand von dieser Bewertung können nach Singh und Goel (2011) weitere geotechnische Kennwerte, wie z.B. das Elastizitätsmodul, mit Hilfe weiterführender Formeln berechnet bzw. abgeschätzt werden. Ebenso gibt es weiterführende Tabellen für empfohlene Spritzbetonstärken für die Tunnelschale, oder der empfohlenen Vortriebslänge. Es ist offensichtlich, dass diese Tabellen hauptsächlich im Tunnelbau verwendet werden. Dieser Exkurs war jedoch notwendig, um das darauf aufbauende SMR und die dafür notwendige Gebirgszustandsbewertung RMR_b zu erhalten, die die Basisgröße für eben diese Bewertungsmethode darstellt.

Bei den empirischen Verfahren, hier dem Rock Mass Rating, ist es nicht möglich, wie bei den analogen oder numerischen Verfahren die in den Kapitel 4.1 und 4.2 angeführten Beispielböschungen zu klassifizieren. Dafür fehlen die nötigen Angaben. Nachfolgend wird lediglich die Vorgehensweise nochmals kurz zusammengefasst.

Für jeden „relativ“ homogenen Böschungsabschnitt ist der RMR_b als Basis-Parameter zu bestimmen. Dieser setzt sich, wie in diesem Kapitel beschrieben, zusammen aus der einaxialen Druckfestigkeit (R_σ), die einen Wert zwischen 0 und 15 einnimmt, dem RQD-Wert auch als Gebirgsqualität (R_{RQD}) bekannt, der einen Wert zwischen 3 und 20 einnimmt, den Trennflächenabständen (R_{TA}), die einen Wert zwischen 5 und 20 einnehmen, den Trennflächenzuständen (R_{TZ}), die einen Wert zwischen 0 und 30 einnehmen und der Grundwassersituation (R_{GS}), die einen Wert zwischen 0 und 15 einnimmt. Alle Werte werden addiert und ergeben für den RMR_b ein Wert zwischen 8 und 100 ergibt, wobei 8 praktisch nicht vorkommt.

$$RMR_b = R_\sigma + R_{RQD} + R_{TA} + R_{TZ} + R_{GS} = 8 - 100$$

Dieser wird um die Trennflächenorientierung korrigiert, wobei dieser Wert für Böschungen zwischen 0 und – 60 liegt. Der so errechnete Wert kann in Tabelle 4-11 in eine Kategorie zwischen sehr gut (I) und sehr schlecht (V) eingestuft werden.

4.3.2 Slope Mass Rating (SMR) nach Romana

Romana (1985) baute seine geomechanische Klassifizierung des Slope Mass Rating (SMR) auf den Grundlagen, des von Bieniawski (1976) entwickelten Rock Mass Rating (RMR) auf. Obwohl Bieniawski's RMR grundsätzlich für den Tunnelbau konzipiert war, gab es einen Korrekturparameter für die Klassifizierung der Hang- bzw. Böschungstabilität, der die Ausrichtung der Trennflächen der Böschung berücksichtigen sollte. Dieser Korrekturfaktor hatte einen sehr großen Einfluss auf das Ergebnis hatte, was neben der ungenauen Definition des Faktors vor allem daran lag, dass dieser den RMR-Wert um bis zu 60 von 100 möglichen Punkten reduzieren konnte. Aus diesem Grund wurde die RMR-Methode für Böschungen und Hänge nur selten bis garnicht angewendet. Auf der Grundlage dieser beiden Arbeiten wurden zahlreiche Weiterentwicklungen und Variationen, sowohl der SMR als auch der RMR- Methode entwickelt. Alle diese Methoden eint, dass sie eine einfache und zugleich effektive Möglichkeit zur Klassifizierung von Felsen und Felshängen bieten. Die wichtigsten Entwicklungen der letzten 30 Jahre sind in Romana, Tomas und Seron (2015) zusammengefasst.

Die ursprüngliche SMR-Formel nach Romana (1985) verwendet dabei vier Korrekturfaktoren, wovon bei Bieniawski (1989) ebenfalls einer (F_3) verwendet wird. Dabei lautet die Gleichung nach Romana (1985) wie folgt:

$$SMR = RMR_b + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4$$

Dabei bedeuten die einzelnen Faktoren nach Romana, Tomas und Seron (2015) folgendes:

- RMR_b ist dabei der Basisindex von RMR, welcher das Gebirge grundsätzlich klassifiziert.
- F_1 ist abhängig vom Winkel A welcher sich aus der Subtraktion der Fallrichtung der Trennflächen α_j und der Böschung α_s ergibt. Dies ist bei Kippen und Gleitversagen zutreffend, bei Keilversagen ist dies abhängig von der Fallrichtung der Schnittlinie der zwei Trennflächen und der Fallrichtung der Böschung. Besser erkennbar ist dies in den Abbildungen 4-5, 4-6, 4-7 und 4-8 sowie in der Tabelle 4-12.
- F_2 hängt vom Fallwinkel der Trennfläche $B = \beta_j$ ab. Kommt es allerdings zu einem Kippversagen, ist dieser Faktor immer mit 1,0 zu bewerten und nicht wie bei Gleiten oder beim Keilversagen, vermindernd zu berücksichtigen. Besser erkennbar ist dies in den Abbildungen 4-5, 4-6 und 4-7 sowie in der Tabelle 4-12.
- F_3 hängt von der Beziehung C zwischen dem Fallwinkel der Böschung, β_s und dem Fallwinkel der Trennfläche, β_j ab. Dabei wird der Winkel C , welcher über den Mobilisierungsfaktor entscheidet, beim Gleitversagen durch die Differenz zwischen dem Fallwinkel der Trennfläche und dem Fallwinkel der Böschung ermittelt, für Kippen wird die Summe zwischen dem Fallwinkel der Trennfläche und dem Fallwinkel der Böschung gebildet. Beim Keilversagen wird ebenso wie beim Gleitversagen, die Differenz des Fallwinkels der Schnittlinie und dem Fallwinkel der Böschung ermittelt. Es ist dabei darauf zu achten, ob ein Keilversagen kinematisch möglich ist. Besser erkennbar ist dies in den Abbildungen 4-5, 4-6 und 4-7 sowie in der Tabelle 4-12.
- F_4 hängt von der Aushubmethode ab und stellt einen Korrekturparameter dar (Tabelle 4-13).

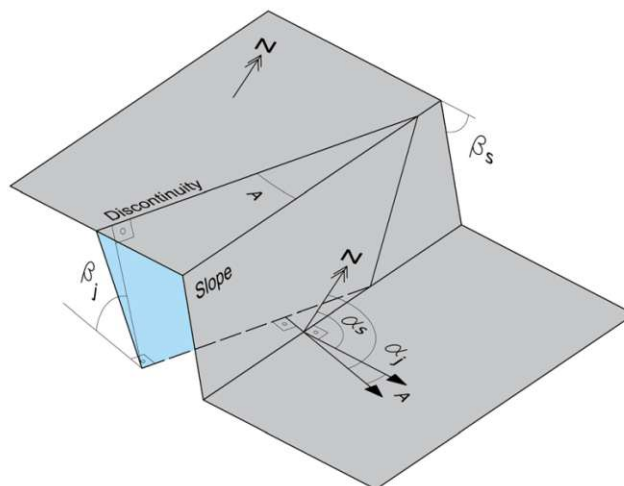


Abbildung 4-5: Parallelität (A) zwischen der Fallrichtung der Trennfläche und der Fallrichtung der Böschung bei Gleitversagen (Pastor, Riquelme, Tomas, Cano 2019)

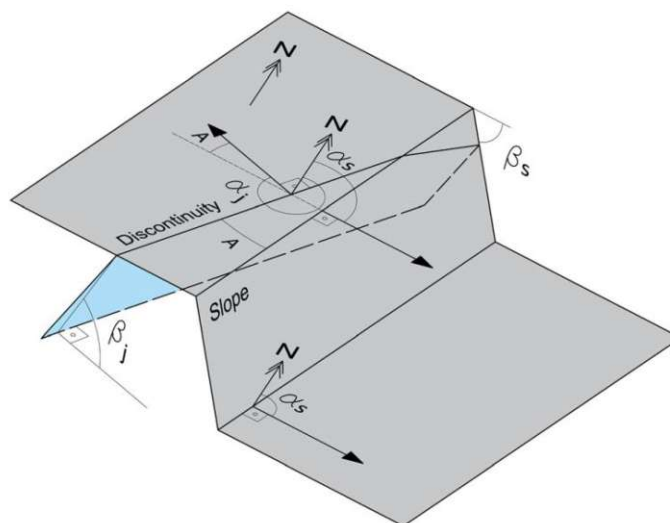


Abbildung 4-6: Parallelität (A) zwischen der Fallrichtung der Trennfläche und der Fallrichtung der Böschung bei Kippversagen (Pastor, Riquelme, Tomas, Cano 2019)

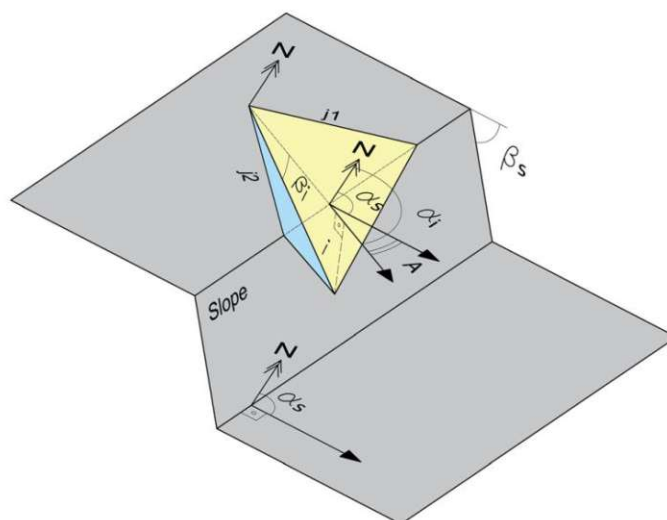


Abbildung 4-7: Parallelität (A) zwischen der Fallrichtung der Trennfläche und der Fallrichtung der Böschung bei Keilversagen (Pastor, Riquelme, Tomas, Cano 2019)

Tabelle 4-12: Korrekturparameter für SMR (Romana 1985)

| Art des Versagens | | Sehr günstig | günstig | normal | ungünstig | sehr ungünstig |
|-------------------|--|-------------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|
| P/W T | A $(\alpha_j - \alpha_s)$ $(\alpha_j - \alpha_s - 180)$ | > 30° | 30-20° | 20-10° | 10-5° | <5° |
| P/W/T | F₁ | 0.15 | 0.40 | 0.70 | 0.85 | 1.00 |
| P/W P/W T | B β_j F₂ | < 20° 0.15 1.00 | 20-30° 0.40 | 30-35° 0.70 | 35-45° 0.85 | >45° 1.00 |
| P/W T | C $\beta_j - \beta_s$ $\beta_j + \beta_s$ | >10° <110° | 10-0° 110-120° | 0° >120° | 0-(-10°) - | <-10° - |
| P/W/T | F₃ | 0 | -6 | -25 | -50 | -60 |

Versagen: P gleiten/ W Keilgleiten; T kippen. Fallrichtung: α_j Trennfläche; α_s Böschung.
Fallwinkel: β_j Trennfläche; β_s Böschung

Tabelle 4-13: Parameter F₄ (Romana 1985)

| Abtragungsverfahren (F ₄) | | | |
|---------------------------------------|-----|-----------------------------------|----|
| Natürliches Gelände | +15 | Sprengen oder mechanischer Aushub | 0 |
| Vorspalten | +10 | unsaubere Sprengung | -8 |
| Glatte Sprengung | +8 | | |

Bei den Werten für F₁ und F₂ handelt es sich um Korrekturfaktoren für den Mobilisierungsfaktor F₃. Diese Korrekturfaktoren haben somit einen großen Einfluss auf das Ergebnis. Insbesondere wenn die ermittelten Winkel A, B oder C an der Grenze zum nächsten Korrektur- oder Mobilisierungsfaktor liegen, kann es zu Über- oder Unterbewertungen bei der Klassifikation kommen.

Aus diesem Grund haben Tomas, Delgado und Seron (2007) eine kontinuierliche Funktion zur Berechnung der Korrekturfaktoren F₁ und F₂ sowie für den Mobilisierungsfaktor F₃ entwickelt. Die maximale absolute Differenz von der ursprünglich diskreten Funktion beträgt dabei nie mehr als 7 Punkte. Mit dieser Funktion soll beim SMR eine Felsböschung noch exakter beschrieben werden können, wie Romana, Tomas und Seron (2015) schreiben bzw. zeigen. Dabei sehen die kontinuierlichen Funktionen für die Korrekturfaktoren nach Tomas, Delgado und Seron (2007) wie folgt aus:

- $F_1 = \frac{16}{25} - \frac{3}{500} \arctan\left(\frac{1}{10}(|A| - 17)\right)$
- $F_2 = \begin{cases} \frac{9}{16} + \frac{1}{195} \arctan\left(\frac{17}{100}B - 5\right) & \text{für Gleit- und Keilversagen} \\ 1 & \text{für Kippversagen} \end{cases}$
- $F_3 = \begin{cases} -30 + \frac{1}{13} \arctan C & \text{für Gleit- und Keilversagen} \\ -13 - \frac{1}{7} \arctan(C - 120) & \text{für Kippversagen} \end{cases}$

Nach den Beobachtungen von Pastor, Riquelme, Tomas und Cano (2019) kommt es sowohl in der Wissenschaft als auch in der Praxis immer wieder zu Fehlern bei der Bewertung und dem Einfluss der Fallrichtung und des Fallwinkels, sowie dessen Zusammenhang bei Böschung und der Trennflächen. Da dies die Bewertung mitunter stark beeinflussen kann, wurde in der

Arbeit nochmals auf jeden einzelnen Schritt bis zur endgültigen Klassifizierung eingegangen, um mögliche Missverständnisse vorzubeugen.

Pastor, Riquelme, Tomas und Cano (2019) erläutern für die Winkel A, B und C die am häufigsten auftretenden Fehlerquellen und wie diese vermieden werden können. So werden für den Winkel A, der die Parallelität beschreibt, die Fallrichtung der Trennfläche und der Böschung subtrahiert. Es ist wichtig zu beachten, dass ein Gleit- oder Keilgleitversagen immer dann zu erwarten ist, wenn der Absolutwinkel $|\alpha_j - \alpha_s|$ kleiner oder gleich 90° ist oder wenn er größer oder gleich 270° ist. Liegt der Winkel A dazwischen, so ist ein Kippversagen zu erwarten und der Winkel A wird mit der Gleichung $||\alpha_j - \alpha_s| - 180^\circ|$ bestimmt. Diese Gleichung ist nur gültig, wenn $\alpha_j \geq \alpha_s$ ist. Das bedeutet auch, dass mit dem Korrekturfaktor F1 gleichzeitig die betrachtete Versagensart festgelegt wird. Weshalb die Bestimmung des Winkel B und der daraus resultierenden Korrekturfaktor F2 keine größeren Schwierigkeiten bereitet, da für das Kippversagen der Korrekturfaktor F2 immer den Wert 1 annimmt. Zum besseren Verständnis der hier diskutierten Winkel und Klassifizierungen ist es sinnvoll, sich Abbildung 4-8 genauer anzusehen.

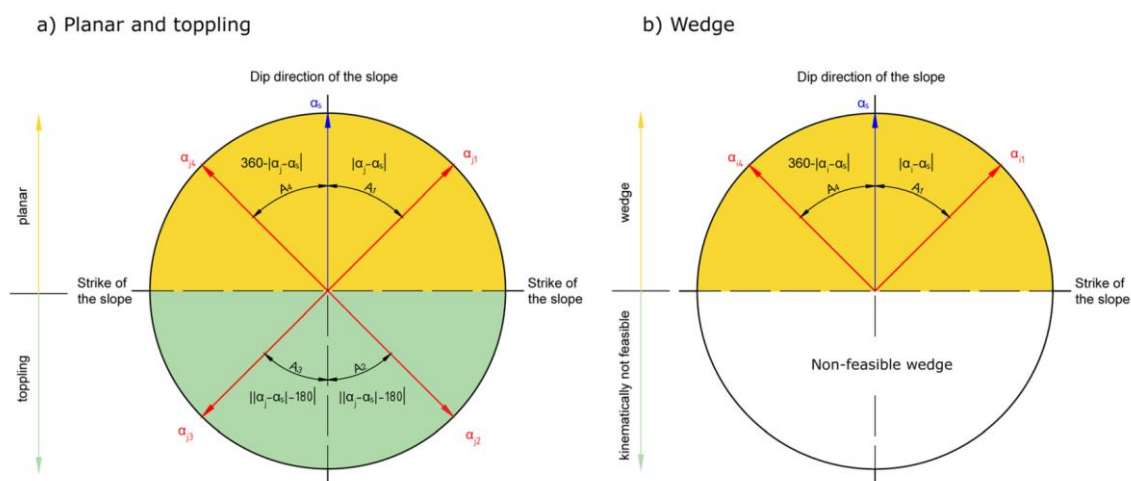


Abbildung 4-8: Hilfestellung bei der Berechnung des Winkels A für a) Gleit- und Kippversagen und b) Keilgleitversagen (Pastor, Riquelme, Tomas, Cano 2019).

Der Winkel C für den Mobilisierungsfaktor F_3 ergibt sich für Gleit- und Keilgleitversagen aus $\beta_j - \beta_s$ und $\beta_i - \beta_s$ und für Kippversagen aus $\beta_j + \beta_s$.

Ist die maßgebende Versagensart bestimmt, kann die SMR-Klassifikation relativ einfach ermittelt werden. Dies kann entweder mit Hilfe des Open-Source Programm erfolgen oder manuell berechnet werden. Ist diese Berechnung durchgeführt, kann die Felsböschung in der nachfolgenden Tabelle 4-14 in die verschiedenen Stabilitätsklassen nach Romana (1985), sowie in die verschiedenen Versagensklassen mit den zugehörigen empirisch ermittelten SMR-Werten dargestellt und eingeteilt werden. Die Praxis hat nach Romana, Tomas und Seron (2015) gezeigt, dass natürliche Böschungen mit einem SMR-Wert unter 10 nicht standsicher sind und bis zu einem Wert von 20, ein rasches Versagen sehr wahrscheinlich ist. Für künstlich geschaffene Böschungen wurde bisher kein SMR-Wert über 30 ermittelt. In der Regel haben natürliche Böschungen, welche vollkommen standsicher sind, jedoch einen Wert von (65) 75 bis 100. Ab diesem Wert sind keine Stützmaßnahmen mehr erforderlich. Eine mögliche Leitlinie für Sanierungsmaßnahmen wurde auch von Romana (1985) in seiner Arbeit vorgeschlagen und ist in Tabelle 4-15 dargestellt. Einschränkend sei anzumerken, dass es sich hierbei um eine erste Abschätzung handelt und die erforderlichen Sanierungsmaßnahmen nach den geologischen, technischen und wirtschaftlichen Möglichkeiten festzulegen sind. Diese Bewertungsmethode wird hauptsächlich für Böschungseinschnitte, nicht aber für großräumige Felsböschungen verwendet.

Tabelle 4-14: Beschreibung der SMR-Klassifikation (Romana 1985)

| Klassen | V | IV | III | II | I |
|-----------------------------|-----------------------------|--------------------------|------------------------------------|---------------|-------------|
| SMR | 0-20 | 21-40 | 41-60 | 61-80 | 81-100 |
| Zustand | sehr schlecht | schlecht | durchschnitt | gut | sehr gut |
| Stabilität | komplett instabil | instabil | teilweise stabil | stabil | sehr stabil |
| Versagen | großflächig oder erdähnlich | flächig oder große Keile | kleinere Flächen oder einige Keile | einige Blöcke | nichts |
| Versagenswahrscheinlichkeit | 0.9 | 0.6 | 0.4 | 0.2 | 0 |

Tabelle 4-15: Leitlinie zur Böschungs- / Hangsanierung auf Basis des SMR (Romana 1985)

| SMR | 0 | 10 | 15 | 20 | 30 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 90 | 100 | |
|-------------|---|--------------------------------|---|--------------------------|---|----|----|----|----|----|----|-----------------------|----|----|----|-----|--|
| Neuaushub | | Neuaushub der Wand | | | | | | | | | | | | | | | |
| Drainage | | Oberflächen- oder Tiefdrainage | | | | | | | | | | | | | | | |
| Beton | | | Spritzbeton, Ortbeton mit Rippen oder Balken und Stützwände | | | | | | | | | | | | | | |
| Verankerung | | | | mittels Bolzen und Anker | | | | | | | | | | | | | |
| Schutz | | | | | Böschungsgraben, Böschungsnetz oder -zaun | | | | | | | | | | | | |
| Kein Schutz | | | | | | | | | | | | keine Schutzmaßnahmen | | | | | |

Das SMR wurde seit dem Jahr 1985 von verschiedenen Wissenschaftlern erweitert und angepasst. Die bekannteste Modifikation wurde von Tomas, Delgado und Seron (2007) durchgeführt, was zu verschiedenen Weiterentwicklungen führte, z.B. von Riquelme, Tomas, Abellan (2014) und von Filipello, Mandrone, Bornaz (2015). Roghanchi, Kallu, Thareja (2013) haben auf der Grundlage des Fuzzy-Ausdruck von F_1 , F_2 und F_3 neue kontinuierliche Kurvendigramme sowie eine computergestützte Berechnung erstellt.

Abschließend schreiben Romana, Tomas und Seron (2015), dass seit der Vorstellung des SMR nach Romana (1985) viel Forschung auf diesem Gebiet betrieben wurde und eine Vielzahl von Modifikationen und Adaptierungen, insbesondere die detaillierte quantitative Definition der Korrekturfaktoren, dazu geführt haben, dass das SMR in die technischen Vorschriften von Ländern auf fünf Kontinenten Einzug gefunden hat. In Zukunft werden Strukturdaten aus Fernerkundungstechniken wie Photogrammetrie und LiDAR die automatische oder halbautomatische Berechnung des SMR ermöglichen. Damit steht eine Möglichkeit zur Verfügung, mit der in Zukunft eine ausreichend genaue Kartierung der Hang- und Böschungsqualität an einer Vielzahl von Böschungseinschnitten, Hängen und Böschungen erstellt werden kann.

Ebenso wie beim Rock Mass Rating ist es nicht möglich, die in den Kapitel 4.1 und 4.2 angeführten Beispielböschungen mit Hilfe des Slope Mass Rating zu klassifizieren, da hierfür die nötigen Daten fehlen. Im Folgenden wird lediglich die Vorgehensweise kurz zusammengefasst.

Für die Bestimmung der SMR-Parameter kann die Open-Source Software „Discontinuity Stet Extractor“ (DSE) (2) von Riquelme und der Universidad de Alicante verwendet werden. Es wird jedoch empfohlen, einen 3D Laser Scan (LiDAR oder TLS), digitale Photogrammetrie oder ähnliche Methoden zu verwenden, welche eine 3D- Punktwolke erzeugen. Mit diesem Programm können ungünstige Trennflächen identifiziert und zusammengefasst werden. Da in diesem Programm bereits der RMR_b -Wert eingepflegt wurde, erhält man für jede Felsböschung die ungünstigste Trennflächenkonstellation und den damit verbundenen SMR-Wert für den zu beurteilenden Abschnitt bewertet.

Natürlich ist dieser Vorgang auch manuell, durch aufsuchen und erkennen der ungünstigen Trennflächenanordnungen im Gelände möglich, aber wesentlich aufwendiger. Die Vorgehensweise zwischen dem Programm „DSE“ und einer manuellen Auswertung ist identisch und in diesem Kapitel ausführlich beschrieben. Die Gleichung für die SMR-Bewertung lautet dabei wie folgt:

$$SMR = RMR_b + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4 = 0 - 100$$

Die Korrekturfaktoren F_1 und F_2 beziehen sich auf die Fallrichtung und den Fallwinkel der Böschung zu der Trennfläche. F_3 ist der ursprüngliche Bieniawski-Wert, welcher sich mit dem Fallwinkel der Trennflächen zu dem der Böschung beschäftigt und einen Wert zwischen 0 und – 60 einnehmen kann. F_4 berücksichtigt die Oberflächenbeschaffenheit bzw. die Abtragsart und kann dabei einen Wert zwischen – 8 und + 15 annehmen. Mit Hilfe des SMR-Wertes und der dazugehörigen Tabelle 4-14 kann die Böschung in 5 Kategorien eingeteilt werden. Diese Einteilung reicht von I (sehr gut) bis V (sehr schlecht). Ab einen SMR-Wert unter 65 werden verschiedene Sicherheits- bzw. Verbesserungsmaßnahmen empfohlen. Die folgende Abbildung 4-9 gibt einen guten Überblick über das schrittweise Vorgehen bei der SMR-Bewertung.

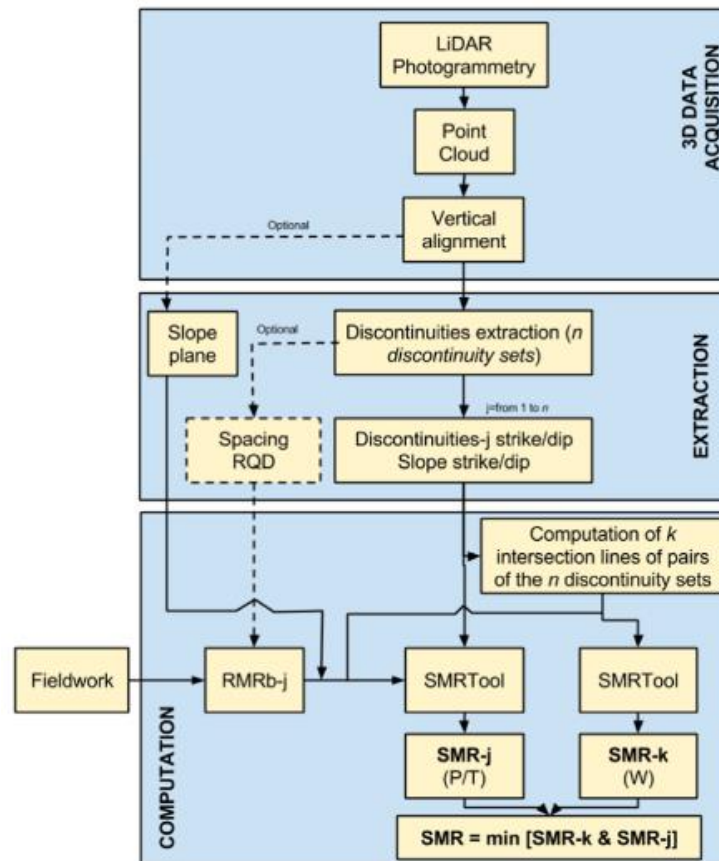


Abbildung 4-9: Flussdiagramm für Gleitversagen (P) und Kippversagen (T) sowie für Keilversagen (W) (Riquelme, Tomas und Abellan 2016)

4.3.3 Q-Slope Methode nach Barton, Lien und Lunde

Das Q-Slope Verfahren gehört wie das Rock Mass Rating (RMR) und das Slope Mass Rating (SMR) zu den empirischen Verfahren und ist dementsprechend so aufgebaut. Wie auch bei den vorher genannten Methoden wird Anhand von 6, mit dem Q-Faktor, sieben Parametern der Q-Wert ermittelt. Dieses Verfahren wurde vor gut 50 Jahren von Barton, Lien und Lunde (1974) entwickelt und wurde das erste Mal in der Karibik für Felsböschungen an der Zufahrtsstraße zu einem Wasserkraftwerk in der Dominikanischen Republik eingesetzt. Der nächste größere Einsatz erfolgte bei Böschungseinschnitten für eine Autobahn in Panama, wie Bar und Barton (2017) schreiben. Im Gegensatz zum RMR oder SMR wird hier der maximale Fallwinkel für eine standsichere Böschung errechnet und nicht eine Versagensklasse bzw. eine Zustandsklasse. Dieses Verfahren kann nicht nur für den Tunnelbau, sondern auch für die Böschungsbewertung entlang von Böschungseinschnitten und dem Tagebau verwendet werden.

Zu Beginn waren die Böschungshöhen mit 30 Meter beschränkt. Dies lag vor allem an den vorangegangenen durchgeführten Fallstudien, da für höhere Böschungen schlicht die Datengrundlage fehlte. 50 Jahre und über 400 Fallstudien später zeigt sich, dass dieses Verfahren auch für höhere Böschungen gute Ergebnisse liefert. Dabei wurden auch Böschungen mit Höhen von über 250 Meter untersucht wie Bar und Barton (2017) schreiben.

In diesen Fallstudien wurden laut Bar und Barton (2017) folgende Versagensmechanismen festgestellt:

- Gleiten auf einer Trennfläche
- Gleiten auf zwei Trennflächen
- Keilgleiten
- Keilgleiten auf mehr als zwei Trennflächen
- Kippen
- Rotation infolge Scherversagen schwacher Gesteinsmassen
- Komplexes Rotationsversagen infolge von Gleiten entlang einer Trennfläche und Abscheren entlang einer zweiten, auch bekannt als Rückwärtsrotation

Detaillierter beschrieben sind die Versagensmechanismen in Kapitel 3. Erwähnenswert ist dabei noch, das mit dieser Methode kein Versagensmechanismus festgestellt werden kann, dies geschieht immer erst nach einem Versagensereignis. Im nächsten Schritt wird die Formel sowie die einzelnen Parameter, welche dem Grunde nach seit Barton, Lien und Lunde (1974) nicht verändert wurden, aufgeschlüsselt. Die Formel für den Q – Slope Wert lautet dabei wie folgt:

$$Q_{slope} = \frac{RQD}{J_n} \times \left(\frac{J_r}{J_a}\right)_0 \times \frac{J_{wice}}{SRF_{slope}}$$

Dieser Wert variiert nach Bar und Barton (2017) zwischen 0,001 und 1000, wobei die Böschung umso steiler werden darf, umso höher der Wert ist. Als grobe Referenz bewegt sich der Fallwinkel der Böschung bei einem Q-Slope Wert von 0,1 zwischen 40°- 45°, von 1,0 zwischen 60°- 65° und von 10 zwischen 80°- 85°. Die einzelnen Parameter haben dabei folgende Bedeutung:

- RQD beschreibt die Gebirgsqualität
- J_n setzt sich aus der Anzahl der Trennflächenorientierungen zusammen
- J_r beschreibt die Trennflächenrauigkeit
- J_a beschreibt die Trennflächenverwitterung
- Q-Faktor beschreibt die Trennflächenorientierung
- J_{wice} beschreibt die ökologische wie geologische Bedingung (geändert)
- SRF_{slope} beschreibt den Spannungsreduktionsfaktor für Böschungen

Bar und Barton (2017) schreiben, dass aus der Q-Slope Formel ersichtlich ist, dass sich der Q-Wert aus drei Hauptparametern zusammensetzt. Der erste Parameter beschreibt die Blockgröße und errechnet sich aus (RQD / J_n) . Mit dem zweiten Parameter wird die ungünstigste Scherfestigkeit für einzelne Trennflächen durch (J_r / J_a) oder bei Keilversagen durch $(J_r / J_a)_1 \times (J_r / J_a)_2$ beschreiben. Der dritte Hauptparameter beschreibt externe Faktoren und die Spannung und setzt sich durch (J_{wice} / SRF_{slope}) zusammen.

Nachfolgend werden die einzelnen Parameter und ihre Zusammensetzung genauer beschrieben, lediglich auf den RQD wird nicht näher eingegangen, dieser wurde ausführlicher in Kapitel 4.3.1 beim RMR beschrieben.

Bei der Ermittlung des Q-Werts gilt für den RQD, dass die Prozent gleich der Zahl sind, die in die Formel eingesetzt werden muss. Das heißt bei einem RQD-Wert von 42% wird in die Formel aufgrund der Rundung die Zahl 40 eingesetzt, da fünf Schritte ausreichend genau sind, damit keine falsche Genauigkeit vorgetäuscht wird.

Tabelle 4-16: Anzahl der Trennflächenorientierungen (Bar und Barton 2017)

| Joint set number description | J_n |
|--|-------|
| A Massive, no or few joints | 0.5–1 |
| B One joint set | 2 |
| C One joint set plus random joints | 3 |
| D Two joint sets | 4 |
| E Two joint sets plus random joints | 6 |
| F Three joint sets | 9 |
| G Three joint sets plus random joints | 12 |
| H Four or more joint sets, random, heavily jointed | 15 |
| J Crushed rock, earthlike | 20 |

Tabelle 4-16 befasst sich mit der Anzahl der Trennflächenorientierungen und anschließend wird ihm ein Wert zugeordnet. Diese Tabelle ist dabei relativ selbsterklärend. Die Herausforderung hier ist, dass man Trennflächen zu Gruppen zusammenfasst und unterscheiden kann, ob es sich um zufällige Orientierungen handelt oder eben um eine Gruppe.

Tabelle 4-17: Trennflächenrauheitszahl (Bar und Barton 2017)

| Joint roughness number description | J_r |
|---|-------|
| <i>(a) Rock-wall contact, (b) contact after shearing</i> | |
| 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, gravely or crushed zone thick enough to prevent rock-wall contact. | 1.0 |

Nach Bar und Barton (2017) bezieht sich die Beschreibung der Trennflächenrauigkeit auf kleine und mittlere Abstände, sollten die Trennflächenabstände größer als 3 Meter sein so ist beim Wert J_r 1,0 hinzuaddieren. Die J_r und J_a – Klassifikation wird dabei auf die Trennflächenengruppe angewendet, die für die Stabilität am ungünstigsten sind, sowohl hinsichtlich der Orientierung als auch der Scherfestigkeit τ , wobei $\tau \approx \sigma_n = \tan^{-1}(J_r/J_a)$ ist. Wie aus der Tabelle 4-17 ersichtlich, wird durch Beschreibung der Wert für die Trennflächenrauigkeit J_r bestimmt.

Tabelle 4-18: Trennflächenverwitterungszahl (Bar und Barton 2017)

| Joint alteration number description | J_a |
|---|------------------|
| <i>(a) Rock-wall contact (no clay fillings, only coatings)</i> | |
| A Tightly healed, hard non-softening, impermeable filling, i.e., quartz or epidote | 0.75 |
| B Unaltered joint walls, surface staining only | 1.0 |
| C Slightly altered joint walls. Non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc. | 2.0 |
| D Silty- or sandy-clay coatings, small clay disintegrated rock, etc. | 3.0 |
| 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 |
| <i>(b) Rock-wall contact after some shearing (thin clay fillings, probable thickness \approx 1–5 mm)</i> | |
| F Sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc. | 4.0 |
| G Strongly over-consolidated non-softening clay mineral fillings | 6.0 |
| H Medium or low over-consolidation, softening, clay mineral fillings | 8.0 |
| J Swelling-clay fillings, i.e., montmorillonite. Value of J_a depends on percent of swelling clay-size particles and access to water | 8–12 |
| <i>(c) No rock-wall contact when sheared (thick clay/crushed rock fillings)</i> | |
| M Zones or bands of disintegrated or crushed rock and clay (see G, H, J for description of clay condition) | 6, 8, or 8–12 |
| N Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction (non-softening) | 5.0 |
| OPR Thick, continuous zones or bands of clay (see G, H, J for description of clay condition) | 10, 13, or 13–20 |

Die Trennflächenverwitterungszahl ergibt sich aus der Tabelle 4-18. Dabei ist für die möglichen Fälle ein bestimmter Wert zugeordnet.

Tabelle 4-19: Trennflächenorientierung Faktor – Q-Faktor (Bar und Barton 2017)

| O-factor description | Set A | Set B |
|--------------------------------|-------|-------|
| Very favorably oriented | 2.0 | 1.5 |
| Quite favorable | 1.0 | 1.0 |
| Unfavorable | 0.75 | 0.9 |
| Very unfavorable | 0.50 | 0.8 |
| Causing failure if unsupported | 0.25 | 0.5 |

Um die Tabelle 4-19 besser zu verstehen, lohnt sich ein Blick in Bar und Barton (2017). In ihrer Arbeit werden dabei die jeweiligen Trennflächenorientierungen auch Anhand einer Beispielabbildung klassifiziert. Dabei ist mit Gruppe A und Gruppe B, die ungünstigste Trennflächenorientierung,

sowie die Trennflächenorientierung der zweiten Trennflächengruppe bei einem Keilgleiten gemeint.

Tabelle 4-20: Umwelt und geologische Korrekturparameter (Bar und Barton 2017)

| J_{wice}^a | Desert environment | Wet environment | Tropical storms | Ice wedging |
|--------------------------------------|--------------------|-----------------|-----------------|-------------|
| Stable structure; competent rock | 1.0 | 0.7 | 0.5 | 0.9 |
| Stable structure; incompetent rock | 0.7 | 0.6 | 0.3 | 0.5 |
| Unstable structure; competent rock | 0.8 | 0.5 | 0.1 | 0.3 |
| Unstable structure; incompetent rock | 0.5 | 0.3 | 0.05 | 0.2 |

^a When drainage measures are installed, apply $J_{wice} \times 1.5$, when slope reinforcement measures are installed, apply $J_{wice} \times 1.3$, and when drainage and reinforcement are installed, apply both factors $J_{wice} \times 1.5 \times 1.3$

So gilt nach Bar und Barton (2017) immer die schlechtest möglichen Bedingungen anzunehmen, dass gilt sowohl für die Struktur wie auch für die Umweltbedingung. Angenommen man befindet sich in einer Wüste, welche auch Temperaturen deutlich unter 0 Grad aufweist, so ist der ungünstigste Fall ein Eiskeil.

Wie Bar und Barton (2017) ausführen, ist der Festigkeitsreduktionsfaktor SFR_{slope} der ungünstigste Faktor der drei beschriebenen. Der erste beschreibt den physikalischen Zustand (Tabelle 4-21 SFR_a) der Böschung, der zweite den ungünstigsten Spannungsbereich (Tabelle 4-22 SFR_b) der Böschung und der dritte die ungünstigsten Trennflächen sowie der zugehörigen Gebirgseigenschaft (Tabelle 4-23 SFR_c). Es wird jener SFR-Wert herangezogen, welcher die negativsten Auswirkungen hat. Dabei gilt umso höher SFR-Wert wird, umso ungünstigere Auswirkungen hat dies auf den Q-Slope Wert und dem damit verbundenen maximalen Fallwinkel der Böschung.

Tabelle 4-21: SFR_a physikalischer Zustand (Bar und Barton 2017)

| Description | SFR_a |
|--|---------|
| A Slight loosening due to surface location, disturbance from blasting or excavation | 2.5 |
| B Loose blocks, signs of tension cracks and joint shearing, susceptibility to weathering, severe disturbance from blasting | 5 |
| C As B, but strong susceptibility to weathering | 10 |
| D Slope is in advanced stage of erosion and loosening due to periodic erosion by water and/or ice-wedging effects | 15 |
| E Residual slope with significant transport of material downslope | 20 |

Tabelle 4-22: SFR_b Spannung und Festigkeit (Bar und Barton 2017)

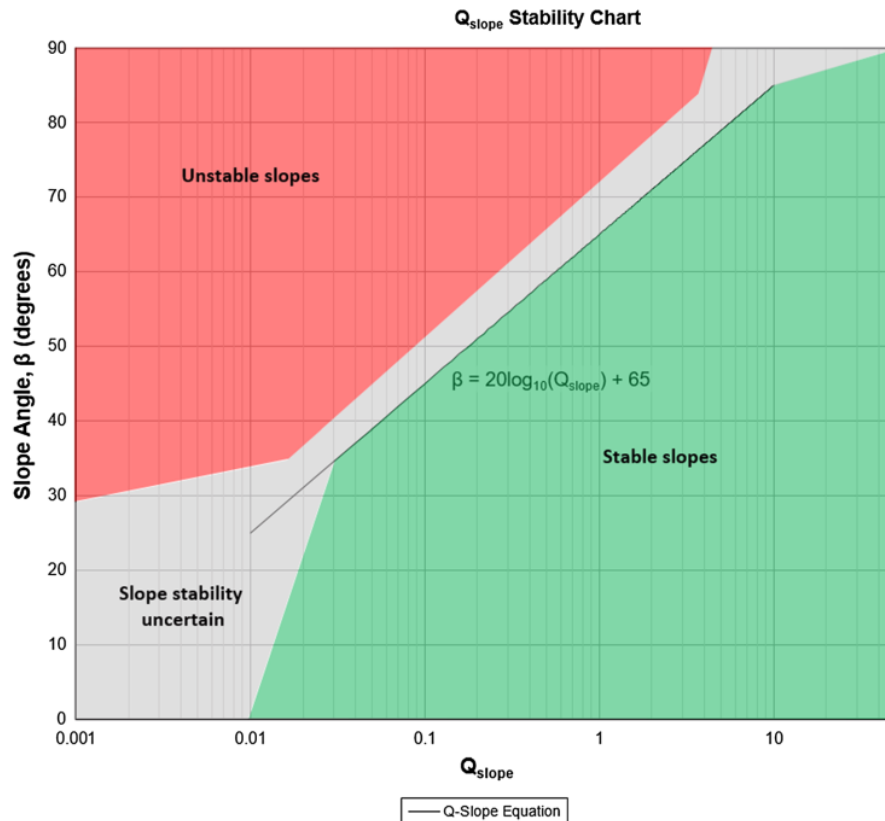
| Description | σ_c/σ_1^a | SFR_b |
|--|-----------------------|---------|
| F Moderate stress-strength range | 50–200 | 2.5–1 |
| G High stress-strength range | 10–50 | 5–2.5 |
| H Localized intact rock failure | 5–10 | 10–5 |
| J Crushing or plastic yield | 2.5–5 | 15–10 |
| K Plastic flow of strain softened material | 1–2.5 | 20–15 |

^a σ_c = unconfined compressive strength (UCS), σ_1 = maximum principal stress

Tabelle 4-23: SFR_c Haupttrennflächenbeschaffenheit (Bar und Barton 2017)

| SRF _c | | Favorable | Unfavorable | Very unfavorable | Causing failure if unsupported |
|------------------|---|-----------|-------------|------------------|--------------------------------|
| L | Major discontinuity with little or no clay | 1 | 2 | 4 | 8 |
| M | Major discontinuity with RQD ₁₀₀ = 0 ^a due to clay and crushed rock | 2 | 4 | 8 | 16 |
| N | Major discontinuity with RQD ₃₀₀ = 0 ^b due to clay and crushed rock | 4 | 8 | 12 | 24 |

^a RQD₁₀₀ = 1 m perpendicular sample of discontinuity, ^b RQD₃₀₀ = 3 m perpendicular sample of discontinuity

**Abbildung 4-10:** Q-Slope Stabilitätsdiagramm (Bar und Barton 2017)

Rechnet man sich mit Hilfe dieser Faktoren den Q-Slope Wert aus, kann man dank der Auswertung von insgesamt 412 Fallstudien in das Diagramm (Abbildung 4-10) von Bar und Barton (2017) gehen und den Anhand des Q-Slope Werts maximal zulässigen Fallwinkel der Böschung herauslesen. Dabei beträgt die Versagenswahrscheinlichkeit unter 1 Prozent. Deutlich detaillierter sowie mit exemplarischen Fallbeispielen beschrieben ist dies empirische Verfahren in den von mir oft zitierten Werk von Bar und Barton (2017). Ebenso wird dieses Verfahren im Kapitel 5.4 einer Anwendung Anhand der Felsböschung Vals unterzogen.

Auch bei diesem empirischen Verfahren ist ein Vergleich mit den Beispielböschungen aus Kapitel 4.1 und 4.2 nicht möglich da hierfür die nötige Datengrundlage fehlt.

4.3.4 Ingenieurgeologische Klassifizierungsmethode nach Laimer, Müllegger und Darsow

Im folgenden Kapitel wird die ingenieurgeologische Klassifizierungsmethode nach Laimer, Müllegger und Darsow (2021) näher beschrieben. Es handelt sich dabei um eine Abwandlung bzw. eine Weiterentwicklung der RMR-Methode, die für die Gebirgskategorisierung der Felsböschung entlang des Schienennetzes der ÖBB entwickelt wurde. Grundlegendes Ziel war es die Inspektionsintervalle entlang des Streckennetzes durch eine Kategorisierung klar zu

definieren. In der Arbeit wird jedoch darauf hingewiesen, dass es sich hier um ein Beobachtungsverfahren handelt und dadurch auch im Gefahrenbereich andere Verkehrsinfrastruktur und in weiterer Folge auch für freistehende Felsböschungen angewendet werden kann.

Inzwischen werden, bzw. wurden alle relevanten Felsböschungen mit einer Fläche von mehr als 100 m² und einer Hangneigung (Fallwinkel) von mehr als 50° erfasst und kategorisiert. Dabei wurden große und hohe Böschungen mittels Airborne-Laserscanning (ALS) und unzugängliche kleine Böschungen mittels Drohne photogrammetrisch aufgenommen und in eine Datenbank eingespeist. Dabei wird für jede Felsböschung und jedes Schutzbauwerk ein eigenes Stamblatt mit allen zentralen Daten, die für die Bewertungsklasse und die Risikoabschätzung notwendig sind, angelegt. Der einzige und wohl wesentlichste Unterschied zu den anderen in Kapitel 4.3 beschriebenen empirischen Verfahren besteht darin, dass hier nur ein Inspektionsintervall vorgegeben wird. Weiters wird in Laimer, Müllegger und Darsow (2021) darauf hingewiesen, dass Felsstürze, Felslawinen, Rutschungen und Murgänge nicht berücksichtigt werden, da grundsätzlich von einer stabilen Böschung ausgegangen wird.

Die folgende Tabelle 4-24 zeigt die bisher ermittelten gesteinsabhängigen Inspektionsintervalle und stellt sie der subjektiven Einschätzung der Geologen gegenüber.

Tabelle 4-24: Kalibrierungsprozess der jeweiligen Gesteinsarten (Laimer, Müllegger und Darsow 2021)

| Gesteinsart | Tektonische Einheit | subjektive Einschätzung des Geologen | Bewertung mittels Bewertungsmethode |
|-------------------------------|-----------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|
| Phyllit | Grauwacken Zone | jährlich | jährlich |
| Kalkschiefer | Äußeres Tauernfenster | jährlich | jährlich |
| Dünnschichtiges Kalkgestein | Nördliche Kalkalpen | jährlich | alle 1 bis 2 Jahre |
| Konglomerat | Molasse Zone | situationsabhängig | alle 2 Jahre |
| Gneis | Alpines Kristallin | alle 2 Jahre | alle 2 Jahre |
| Granite | Böhmische Masse | alle 2 Jahre | alle 2 Jahre |
| Kalkstein, mächtige Schichten | Nördliche Kalkalpen | alle 2 Jahre | alle 3 Jahre |

Hinsichtlich der Klassifizierungsparametern wird in Laimer, Müllegger und Darsow (2021) zu Recht festgestellt, dass jedes bisher entwickelte Bewertungssystem, wie etwa der RMR von Bieniawski, auf bestimmte Randbedingungen ausgelegt und daher nur innerhalb bestimmter Grenzen anwendbar ist. Dies gilt auch für das vorliegende Bewertungssystem, dass sich aus folgenden drei Grundkategorien zusammensetzt:

- Gesteinseigenschaft
- Trennflächen- und Blockeigenschaft
- Kinematische Situation

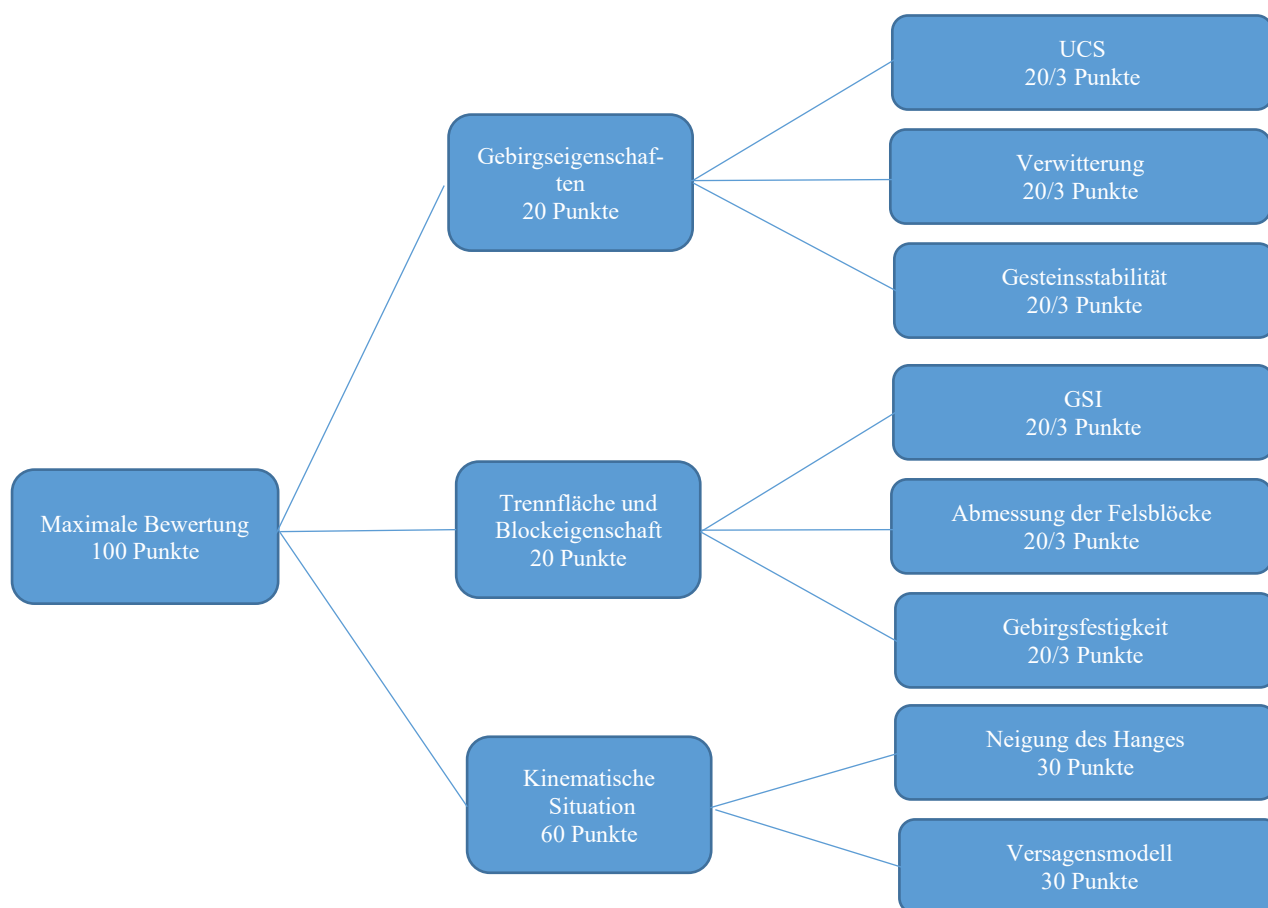


Abbildung 4-11: gewichtetes Bewertungsmodell (Laimer, Müllegger und Darsow 2021)

Dieses, in Abbildung 4-11 dargestellte, Beobachtungsmodell besteht einerseits durch seine Einfachheit, andererseits ist genau dies auch die Schwäche. In den folgenden Tabellen wird die Ermittlung, bzw. die Bewertung der einzelnen Kriterien dargestellt.

Tabelle 4-25: Feldbestimmung der Druckfestigkeit (EN ISO 14689-1 nach Laimer, Müllegger und Darsow 2021)

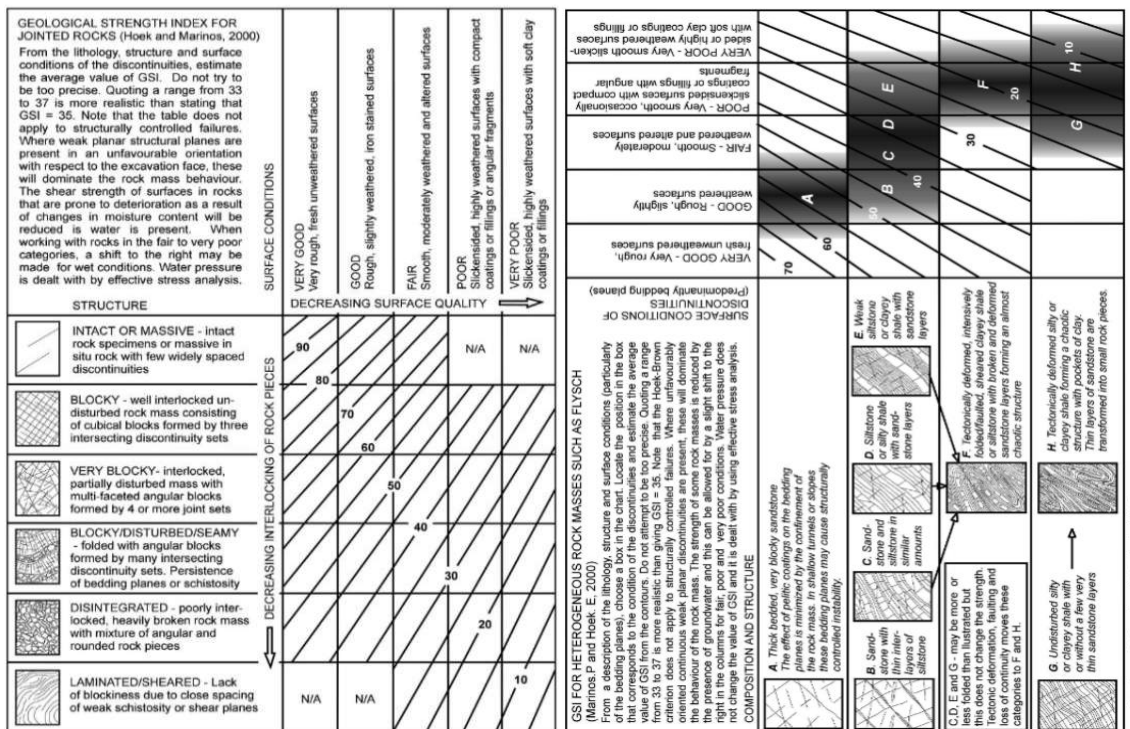
| Begriff | Feldbezeichnung | UCS in MPa | Pkt. |
|-----------------|--|---------------|------|
| äußerst schwach | ein druckbar mit Daumennagel | < 1,0 | 0,0 |
| sehr schwach | zerbröselt bei festem Schlag eines Hammers, kann mit Taschenmesser abschälbar | 1,0 - 5,0 | 1,1 |
| schwach | man kann mit der Spitze eines Hammers eine Kerbe schlagen, mit Taschenmesser schwer abschälbar | 5,0 - 25,0 | 2,2 |
| mäßig | bricht bei kräftigem Schlag eines Hammers, mit Taschenmesser nicht abschälbar | 25,0 - 50,0 | 3,3 |
| stark | erfordert mehrere kräftige Schläge eines Hammers, um zu brechen | 50,0 - 100,0 | 4,4 |
| sehr stark | erfordert viele kräftige Schläge eines Hammers, um zu brechen | 100,0 - 250,0 | 5,6 |
| äußerst stark | kann mit einem Hammer nur zerkleinert werden | > 250,0 | 6,7 |

Tabelle 4-26: Skala der Verwitterungsstufen von Gesteinsmassen (EN ISO 14688-1 nach Laimer, Müllegger und Darsow 2021)

| Begriff | Beschreibung | Note | Pkt. |
|------------------------|---|------|------|
| nicht verwittert | keine sichtbaren Anzeichen für Verwitterung des Gesteins | 0 | 6,7 |
| leicht verwittert | Verfärbung deutet auf Verwitterung von Gesteinsmaterial und Trennflächen hin | 1 | 5,3 |
| mäßig verwittert | weniger als die Hälfte des Gesteinsmaterial ist zersetzt oder zerfallen, frisches oder verfärbtes Gestein ist entweder als durchgehendes Gerüst oder als Kerngestein vorhanden | 2 | 4,0 |
| stark verwittert | mehr als die Hälfte des Gesteinsmaterial ist zersetzt oder zerfallen, frisches oder verfärbtes Gestein ist entweder als Trennflächengerüst oder als Kerngestein vorhanden | 3 | 2,7 |
| vollständig verwittert | Alle Gesteinsmaterialien sind zersetzt und/oder zu Brösel zerfallen. Die ursprüngliche Massenstruktur ist noch weitgehend intakt. | 4 | 1,3 |
| Bodenreste/Brösel | Alle Gesteinsmaterialien sind zersetzt und zu Brösel zerfallen. Die Massenstruktur und das Materialgefüge wurden zerstört. Es entsteht eine Veränderung des Volumens, aber der Boden wurde nicht wesentlich transportiert | 5 | 0,0 |

Tabelle 4-27: Stabilität des Gesteinsmaterials (EN ISO 14688-1, nach Laimer, Müllegger und Darsow 2021)

| Begriff | Beschreibung (nach 24 Stunden im Wasser) | Note | Pkt. |
|-----------------|--|------|------|
| stabil | keine Veränderung | 1 | 6,7 |
| ziemlich stabil | einige Risse bilden sich, oder die Oberfläche der Probe bröckelt | 2 | 5,0 |
| | viele Risse bilden sich und brechen in kleine Stücke oder bröckeln stark | 3 | 3,3 |
| instabil | Die Probe zerfällt, bzw. die gesamte Oberfläche bröckelt | 4 | 1,7 |
| | Die Probe zerfällt und wird schlammig oder zerfällt in Sandkörner | 5 | 0,0 |



a) Bestimmung des GSI bei Geklüftetem Gestein

b) Bestimmung des GSI bei heterogenem Gestein

Abbildung 4-12: Tabellen zur Charakterisierung der Gebirgsmasse sowie Abschätzung der Verformbarkeit und Gebirgsfestigkeit (Hoek und Marinos 2000)

Tabelle 4-28: GSI-Bewertungstabelle (Laimer, Müllegger und Darsow 2021)

| | Bewertung | Pkt. |
|--------|-----------|------|
| | GSI | 0-10 |
| 10-20 | | 0,7 |
| 20-30 | | 1,5 |
| 30-40 | | 2,2 |
| 40-50 | | 3,0 |
| 50-60 | | 3,7 |
| 60-70 | | 4,4 |
| 70-80 | | 5,2 |
| 80-90 | | 5,9 |
| 90-100 | | 6,7 |

Tabelle 4-29: Abmessungen von Felsblöcken (EN ISO 14688-1, nach Laimer, Müllegger und Darsow 2021)

| Begriff | Durchschnittliche Länge der Blockseiten (mm) | Pkt. |
|------------|--|------|
| sehr groß | > 2000 | 3,3 |
| groß | 600 - 2000 | 0,0 |
| mittel | 200 - 600 | 0,0 |
| klein | 60 - 200 | 3,3 |
| sehr klein | < 60 | 6,7 |

Tabelle 4-30: Klassifizierung der Gebirgsfestigkeit (ONR 24810, nach Laimer, Müllegger und Darsow 2021)

| Klasse | Beschreibung | Pkt. |
|--------------|---|------|
| kompakt | keine offenen Trennflächen, gut verzahnt | 6,7 |
| mäßig locker | geringe Reibung innerhalb der Trennfläche | 4,4 |
| locker | einige Trennflächen mit geringer Reibung | 2,2 |
| lose | loses Gestein, leicht lösbar | 0,0 |

Tabelle 4-31: Klassifizierung der Neigung der Böschung (Laimer, Müllegger und Darsow 2021)

| Fallwinkel der Böschung | Pkt. |
|-------------------------|------|
| >90° | 0,0 |
| 70°-90° | 15,0 |
| 50°-70° | 30,0 |

Tabelle 4-32: Auswertung des Versagensmodus. Fallwinkel in der Spalte der Versagensart bezieht sich auf die Fallrichtung der Versagensebene bzw. der Bewegungsrichtung in Bezug auf die Böschung (Laimer, Müllegger und Darsow 2021)

| fallen | Häufigkeit des Auftretens | | |
|--------|---------------------------|--------------|--------------|
| | nie | gelegentlich | systematisch |
| Pkt. | 30 | 15 | 0 |

| kippend | Häufigkeit des Auftretens | | |
|---------|---------------------------|--------------|--------------|
| | nie | gelegentlich | systematisch |
| 60°-90° | 30 | 5 | 0 |
| 30°-60° | 30 | 10 | 5 |
| 0°-30° | 30 | 20 | 10 |

| planares gleiten | Häufigkeit des Auftretens | | | | | | |
|------------------|---------------------------|---------------------------------|---------|---------|--------------|---------|---------|
| | nie | gelegentlich | | | systematisch | | |
| | | Fallrichtung der Versagensebene | | | | | |
| Fallwinkel | | 0°-30° | 30°-60° | 60°-90° | 0°-30° | 30°-60° | 60°-90° |
| 60°-90° | 30 | 12,5 | 8,75 | 5 | 5 | 2,5 | 0 |
| 30°-60° | 30 | 16,25 | 12,5 | 8,75 | 7,5 | 5 | 2,5 |
| 0°-30° | 30 | 20 | 16,25 | 12,5 | 10 | 7,5 | 5 |

| keilförmiges gleiten | Häufigkeit des Auftretens | | | | | | |
|----------------------|---------------------------|---------------------------------|---------|---------|--------------|---------|---------|
| | nie | gelegentlich | | | systematisch | | |
| Fallwinkel | | Fallrichtung der Versagensebene | | | | | |
| | | 0°-30° | 30°-60° | 60°-90° | 0°-30° | 30°-60° | 60°-90° |
| 60°-90° | 30 | 17,5 | 13,75 | 10 | 10 | 5 | 0 |
| 30°-60° | 30 | 21,25 | 17,5 | 13,75 | 15 | 10 | 5 |
| 0°-30° | 30 | 25 | 21,25 | 17,5 | 20 | 15 | 10 |

Tabelle 4-33: Gesamtbewertung (Laimer, Müllegger und Darsow 2021)

| Gesamtbewertung | Instandhaltung-/Inspektionsintervall |
|-----------------|--------------------------------------|
| 0 < 30 | Fla jährlich Instandhaltung |
| 30 < 60 | Fla 2-zweijährlich Instandhaltung |
| 60 < 90 | Fla 3-dreijährlich Instandhaltung |
| 90 < 100 | Flb jährliche Inspektion |

Insbesondere für Tabelle 4-32 gilt, dass immer die ungünstigste Konstellation der Böschung betrachtet wird. Der Gesamtbewertungsschlüssel wurde dabei von den ÖBB wie in Tabelle 4-33 dargestellt, festgelegt. Bei Felsböschungen mit einem Wert unter 30 muss die Böschung jährlich durch das zuständige Personal instandgehalten werden, bei einem Wert unter 60 reicht eine Instandhaltung alle zwei Jahre aus, bei einem Wert unter 90 alle drei Jahre (Fla 1 – 3). Liegt der Wert über 90, genügt eine jährliche Begehung durch einen Böschungssicherheitsvorarbeiter und eines Bahnangestellten, sowie eine jährliche Befliegung mit einer Drohne oder einem Hubschrauber (Flb 1 – Flc). Flc bedeutet dabei, dass ein Schutzbauwerk zur Sicherung der Böschung errichtet wurde. So beschrieben von Laimer, Müllegger und Darsow (2021).

Weiters konnten Laimer, Müllegger und Darsow (2021) auf die Rohdaten der ÖBB zugreifen und hatten dadurch äußerst detaillierte Einblicke in das Streckenmanagement sowie den gesamten Evaluierungsbereich. Dabei wurde eine erste Vermessung aller Böschungen und Schutzbauten ab dem Jahr 2016 durchgeführt. Dabei vergrößerte sich zu Beginn die zu überwachende Fläche um 34% gegenüber der geschätzten Fläche. Eine erste Evaluierung ergab, dass 9% der überwachten Böschungen in die Kategorie Fla 1 fallen, 15,6% fallen in den Bereich Fla 2 und der Rest teilt sich in die sonstigen Kategorien auf bzw. wird nicht mehr intensiv überwacht, da in den letzten Jahren viele Stein- und Felsschlagschutznetze und Dämme errichtet wurden, weshalb hierbei nur mehr ein laufendes Überwachungsprogramm gemäß der Kategorien Flb 1 – Flc stattfindet.

Mit dem letzten vorgestellten empirischen Verfahren, oder vielmehr Beobachtungsverfahren der Ingenieurgeologischen Klassifizierungsmethode, können die in den Kapitel 4.1 und 4.2 genannten Beispielböschungen ebenso wenig klassifizieren wie mit den vorherigen empirischen Verfahren. Nachfolgend wird lediglich die Vorgehensweise nochmals kurz zusammengefasst.

Mit diesem Beobachtungsverfahren haben die ÖBB eine gute und gleichzeitig einfache Bewertungsmethode geschaffen, um eine sehr große Fläche an Felsböschungen zu kategorisieren und in Risikoklassen einzuteilen. Darüber hinaus wurde ein methodisches Überwachungsprogramm eingeführt, das bewertungsbasiert und daher weitestgehend von subjektiven Einschätzungen einzelner Personen unabhängig ist.

Im Gegensatz zu den bisherigen empirischen Bewertungsmethoden steht bei der Ingenieurgeologischen Klassifizierung nicht die Bewertung der Standsicherheit im Vordergrund, sondern es sollte eigentlich nur das Instandhaltungs- und Inspektionsintervall für natürliche

Böschungen ab einem Böschungswinkel von 50° und einer Felsfläche von mehr als 100 m^2 ermittelt und festgesetzt werden.

Da diese Klassifizierung in Anlehnung an bestehende Bewertungsverfahren, darunter auch die RMR-Methode, mit den für die ÖBB maßgeblichen bzw. wichtigen Parametern aufgebaut wurde, ist es nicht verwunderlich, dass eine Bewertung von 100 Punkten dabei eine sehr hohe Böschungstabilität attestiert wird und vice versa. Die Bewertung setzt sich aus drei Hauptkategorien zusammen. Mit jeweils 20 Punkten fließt die Gesteinseigenschaft sowie die Trennflächen- und Blockeigenschaft ein. Der größte Anteil entfällt auf die kinematische Situation der Böschung. Wie in diesem Kapitel beschrieben, besteht ein sehr großer Vorteil darin, dass die jeweilige Bewertung mit relativ einfachen, jedoch klar standardisierten Methoden durchgeführt und bewertet werden kann. Die Vorgehensweise ist in der Abbildung 4-13 dargestellt.

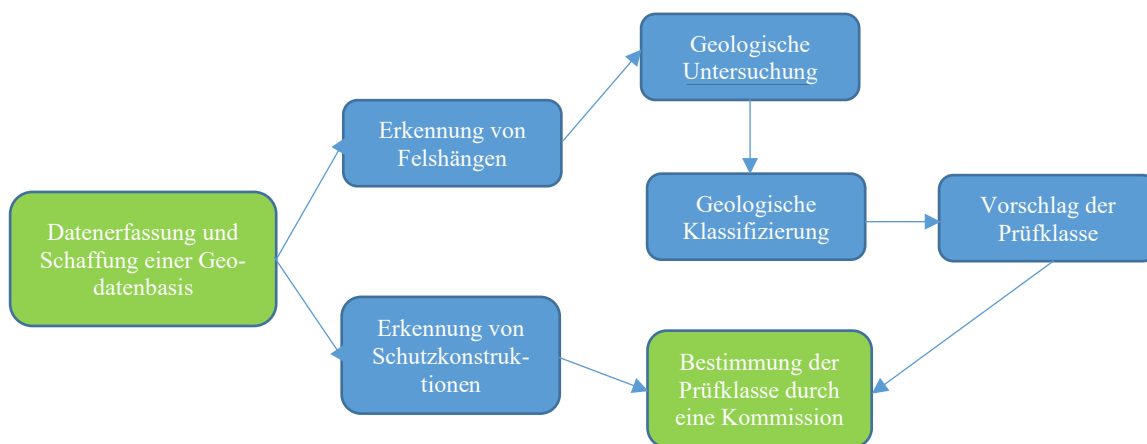


Abbildung 4-13: Projektschema und Arbeitsschritte, al jene welche von bahninternen Fachleuten durchgeführt werden müssen, sind dabei grün hinterlegt (Laimer, Müllegger und Darsow 2021)

Dieses Diagramm gilt für die ÖBB, kann aber für jede andere Behörde bzw. zuständiges Unternehmen angepasst und übernommen werden. Grundsätzlich gibt die Tabelle 4-25 einen groben Richtwert der Instandhaltungs- und Inspektionsintervalle für die verschiedenen Gesteinsarten wieder. Um jedoch die Intervalle für eine spezifische Böschung genau bestimmen zu können ist es notwendig, dass in Abbildung 4-13 dargestellte Bewertungsschema zu durchlaufen, das in den Tabellen 4-26 bis 4-32 sowie Abbildung 4-12 detailliert beschrieben ist. Tabelle 4-33 zeigt die Gesamtbewertung und das daraus resultierende Intervall.

5 Anwendungsbeispiel Felssturz Vals

In diesem Kapitel soll anhand des Felssturzes in Vals ein Methodenvergleich zwischen den verschiedenen numerischen Berechnungsmethoden sowie den empirischen Bewertungsmethoden durchgeführt werden. Der Felssturz in Vals wurde ausgewählt, da sowohl sehr gute Feldaufnahmen vorhanden sind als auch bereits numerische Rückrechnungen durchgeführt wurden. Aus diesem Grund kann hier ein sehr aussagekräftiger Vergleich der verschiedenen Methoden durchgeführt und dargestellt werden.

Wie aus den Tagungsband des 51. Geomechanischen Kolloquiums von Preh, Illeditsch und Sausgruber (2022) hervorgeht, ereignete sich der Felssturz im Valsertal in Tirol genau am 24. Dezember 2017. Dabei wurde die Valser Landstraße L 230 zum Teil durch den Felssturz mit einem geschätzten Festgesteinsvolumen von ca. 117.000 m³ verschüttet und dadurch zerstört.

Zur großen Erleichterung aller, kam es bei diesem Unglück zu keinen Verletzten oder Toten. Den Behörden war zum Zeitpunkt des Felssturzes die Gefahr, die von dieser Böschung ausgeht, bekannt, weshalb die Planung von Schutzmaßnahmen weit fortgeschritten war. Als Ursache nannten die Behörden das Gestein selbst, das steile Gelände, das Grundwasser im Berg, sowie die Temperaturschwankungen der Tage vor dem Felssturz, wie die Tiroler Tageszeitung am 25.12.2017 schrieben. (6) In der nachstehenden Abbildung 5-1 ist der Felssturz Vals in der Tiroler Tageszeitung am 26.07.2019 fotografiert worden. Dabei lässt sich nochmals erkennen welche Ausmaße dieser Felssturz angenommen hat.



Abbildung 5-1: Bergsturz Vals in Tirol (Tiroler Tageszeitung, am 20.02.2023 (5))

Die Einordnung der anstehenden Geologie wird von Preh, Illeditsch und Sausgruber (2022) von der übergeordneten Geologie bis zu den konkreten Schichten wie folgt beschrieben:

Grundsätzlich liegt der Felssturz Vals am Westrand des tektonischen Tauernfensters, wo heute penninische metamorphe Gesteinsschichten an der Oberfläche anstehen. Diese als Bündner Schiefer bezeichnete Schicht setzt sich aus Phylliten, die sowohl graphitisch als auch kalkhaltig sein können, sowie aus Schiefer und Marmorgestein welches quarzitisch wie auch kalkhaltig sein kann, zusammen. Der Bündner Schiefer wird als Flyschoid-Metasediment dem Mesozoikum zugeordnet, welches in diesem Gebiet starke Deformationen sowie Metamorphosen erfahren hat. Die Hauptgruppen der Trennflächen bzw. Verwerfungen an der Felswand Vals sind in Abbildung 5-2 gut zu erkennen.

Durch die genaue Kartierung und Messung der Wildbach- und Lawinenverbauung (WLV) konnte eine inhomogene und anisotrope Schichtung festgestellt werden, die in der Tiefe des Felsens konstant bleibt. Daraus ergibt sich eine durchgängig gefaltete Schieferung, die mit 30° nach Nordwesten abfällt. Nach Preh, Illeditsch und Sausgruber (2022) streichen die geneigten Trennflächen und Verwerfungen von NNW - SSO bis N - S sowie von ONO – WSW bis O – W. Aufgrund dieser beschriebenen Eigenschaften wurde eine schwankende einaxiale Druckfestigkeit von 25 bis zu über 100 MPa festgestellt, weiters wurde festgestellt, dass es sich um durchgehende Trennflächen handelt. Der GSI bei dieser Felsböschung wurde anhand des GSI-Schemas für Flyschsedimente nach Marinis und Hoek (2000) beschrieben und liegt nach Illeditsch, Preh und Sausgruber (2022) im Bereich von 32 bis 36.

Dabei ist die detaillierte Primärquellenangabe zur Geologie in Vals in der Arbeit von Preh, Illeditsch und Sausgruber (2022) nachzulesen.



Abbildung 5-2: repräsentativer Aufschluss für das stark gefaltete und geklüftete Gebirge des Bündner Schiefer im Valsen Tal: S-Schieferung (magenta), 2-konjugierte Diskontinuitäten (gelb), 3-Störungsfläche (rot) (Illeditsch, Preh und Sausgruber 2022)

5.1 Berechnung des Felssturzes in Vals mittels diskontinuumsmechanischen (diskreten) Verfahren, 3DEC (DEM)

Moser (2020) hat in seiner Diplomarbeit den Felssturz von Vals mithilfe des Programms 3DEC und damit mit der Diskret Elemente Methode (DEM) rückgerechnet um Parameter für Prognoseberechnungen zu gewinnen. Dabei wurden drei verschiedene Modelle (Modell A, B und C) untersucht. In Modell A wurde die gesamte Abbruchmasse als starrer Körper modelliert, in Modell B wurde angenommen, dass der Kluftkörper mit einem antithetischen Bruch in zwei Kluftkörper zerfällt und Modell C geht von einer fragmentierten Abbruchmasse aus. Ein Ziel dieser Modellierung war es den Einfluss der Blockgröße sowie der Trennflächenintensität, auf den Versagensmechanismus zu untersuchen.

Die Rückrechnungen basieren auf vom Amt für Wildbach- und Lawinenverbauung Tirol mittels einer LIDAR (Light Detection and Ranging) – Kampagne aufgenommene hochauflösende Punktwolke. Dabei existiert sowohl eine Aufnahme vor und eine nach dem Felssturzeignis.

Von Moser (2020) wurde das Grenzgleichgewicht des Keilversagens anhand von drei Modellen analysiert. Dabei wurde mittels Laborversuche der Reibungswinkel ϕ , welcher 20° beträgt und die Kohäsion c , welche auf 0,2 MPa kam, ermittelt. Für Modell A (Abbildung 5-3) und Modell B (Abbildung 5-4) errechnete sich ein Sicherheitsfaktor S von 1,2. Bei Modell C (Abbildung 5-5) wurde der Kluftkörper mittels Discrete Fracture Network zerteilt, was in etwa dem Trennflächengefüge der Böschung entsprechen soll. Dabei kam ein Sicherheitsfaktor von $S = 0,4$ heraus, dies würde bedeuten, dass die Felsböschung äußerst instabil ist. In einer weiterführenden Versuchsreihe wurden die Trennflächenabstände schrittweise erhöht, was zur Folge hatte, dass sich auch der Sicherheitsfaktor erhöht hat. Allerdings kann Modell A bzw. B hierbei sehr gut als Referenzwert herangezogen werden, da die in situ Standsicherheit immer vom initialen Versagensmechanismus abhängt und hierbei möglicherweise die Trennflächen eine noch Untergeordnete Rolle spielen.

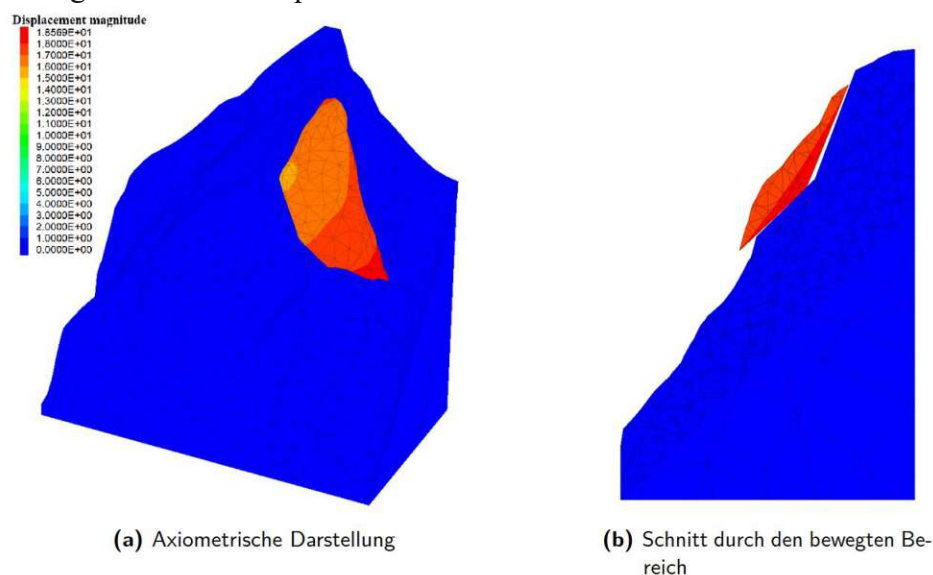


Abbildung 5-3: Konturplot der Magnitude der Verschiebung in Meter des Modell A (Moser 2020)

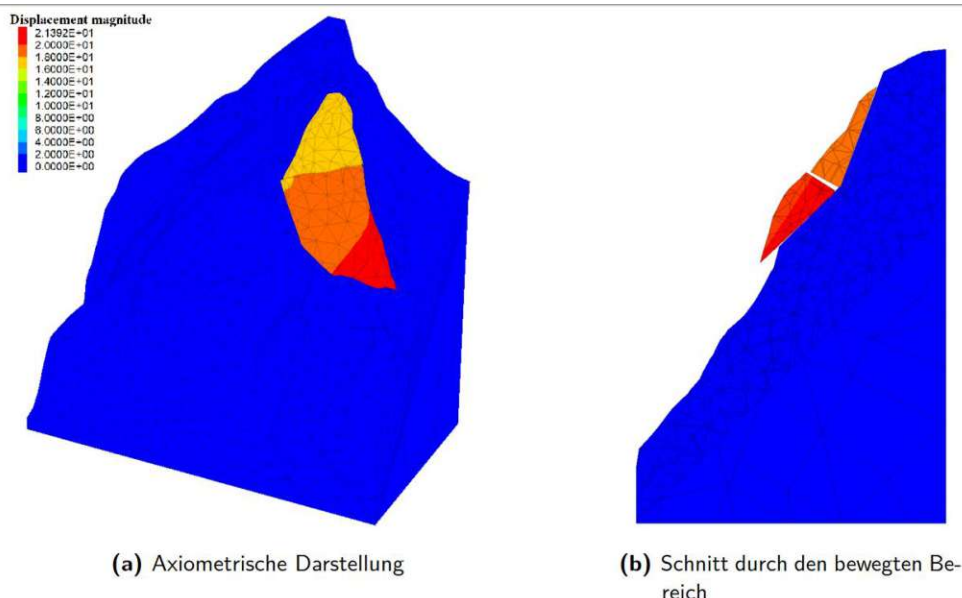


Abbildung 5-4: Konturplot der Magnitude der Verschiebung in Meter des Modell B (Moser 2020)

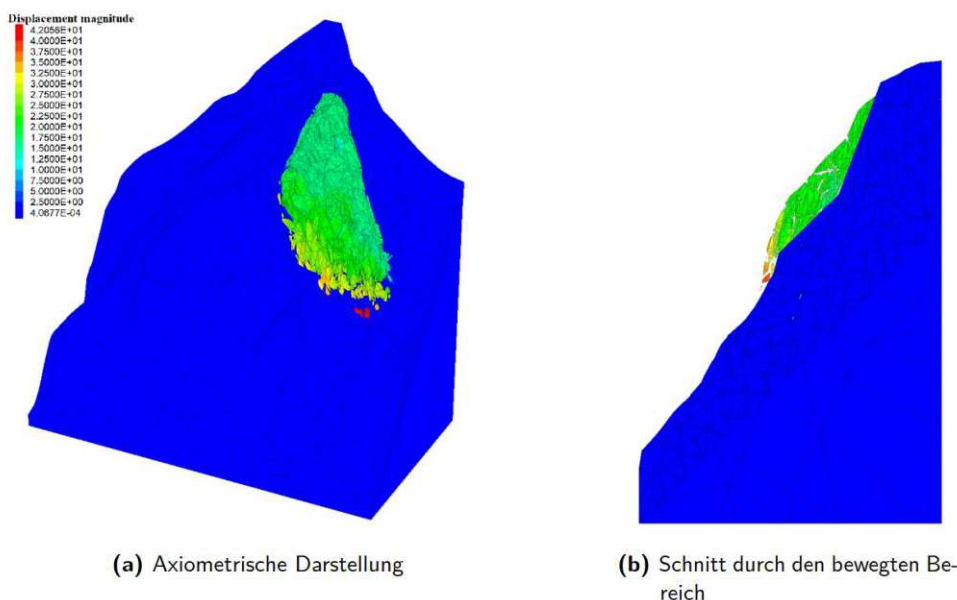


Abbildung 5-5: Konturplot der Magnitude der Verschiebung in Meter des Modell C (Moser 2020)

Wie die Arbeit von Moser (2020) zeigt, ist es zwar möglich, das Keilversagen nachzubilden, aber ein Prognosemodell ist aufgrund der Vielzahl von Vereinfachungen, die getroffen werden müssen, um diesen Modellansatz bei einer Böschung dieser Größenordnung einzusetzen, nicht möglich. Um solche Berechnungen mit handelsüblichen Computern durchführen zu können, muss die Kluftintensität (Kluftfläche/Volumen) hochskaliert, sowie die Blockform optimiert werden. Der erhöhte Zeitaufwand nimmt allerdings stetig ab, jedoch auch jetzt schon gerechtfertigt, da man mithilfe dieser Methode eine realitätsnahe Abbildung erzielen kann.

5.2 Berechnung des Felssturzes in Vals mittels kontinuumsmechanischen (verschmierten) Verfahren, FLAC3D

In mehreren Arbeiten (Eccel (2021), Preh und Illeditsch (2021), Illeditsch, Preh und Sausgruber (2022) und Preh, Illeditsch und Sausgruber (2022)) wurde die Standsicherheit der Felsböschung mittels eines kontinuumsmechanischen verschmierten Ansatz untersucht. Dabei wurden FLAC3D in Kombination mit dem Hoek-Brown Versagenskriterium eingesetzt.

Ausgangspunkt für die Untersuchungen waren wie bei Moser (2020) die Laboruntersuchungen der Brenner Basistunnel GmbH sowie die Feldaufnahmen des Amtes für Wildbach und Lawinverbauung Tirol unter Sausgruber.

Illeditsch, Preh und Sausgruber (2022) haben sich mit der Problematik der Standsicherheitsberechnung von Felsböschungen mittels numerischer Methoden und der häufig angewandten Festigkeitsreduktionsmethode (Strength Reduktion Method SRM) zur Ermittlung des Ablösevolumens und des Grenzgleichgewichts, beschäftigt. Im Besonderen wurde auf die Unterschiede von äquivalenten, als auch der scheinbaren Mohr-Coulomb Parametern bei Anwendung des HB-Kriteriums eingegangen.

Die kontinuumsmechanischen Untersuchungen erfolgten unter Anwendung des HB-Bruchkriteriums, wobei sowohl der Ansatz der äquivalenten als auch der scheinbaren Mohr-Coulomb Parameter verwendet wurden. Infolge wird das Modell mit äquivalentem MC-Parameter als MC-Modell und das Modell mit den scheinbaren MC-Parametern als HB-Modell bezeichnet.

Insbesondere bei steilen Felshängen, welche mittels numerischer Methoden in Kombination mit der Festigkeitsreduktionsmethode ermittelt wurde, ergibt sich oft eine ungenaue oft überhöhte Abschätzung des Sicherheitsfaktors. Der Unterschied zwischen der Anwendung des HB-Kriteriums und des MC-Kriteriums wird aufgezeigt. Dabei wurde gezeigt, wie man die Scherfestigkeitshüllkurve durch Anpassung des GSI und des Auflockerungsfaktors D um den berechneten Sicherheitsfaktor reduzieren um damit die Hoek-Brown Parameter für das Grenzgleichgewicht und einem realistischen Ablösevolumen errechnen kann.

In Illeditsch, Preh und Sausgruber (2022) wird auf die Unterschiede bei der Anwendung des Mohr-Coulomb Kriteriums und damit den äquivalenten Festigkeitseigenschaften zum Hoek-Brown (HB) Kriterium mit den scheinbaren Mohr-Coulomb (MC) Parametern eingegangen, welcher immer von der Spannung σ_3 im betrachteten Punkt abhängig ist. Dies ist in der nachstehenden Abbildung 5-6 angedeutet.

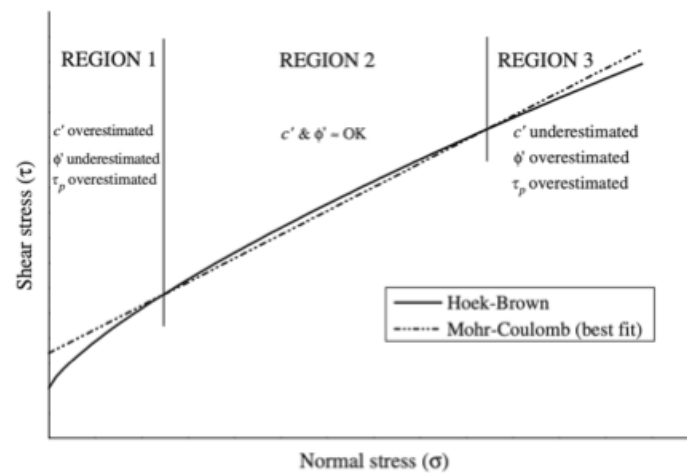


Abbildung 5-6: Vergleich der HB-Einhüllenden mit der MC-Geraden (Li 2008)

So formulieren Illeditsch, Preh und Sausgruber (2022), dass deutlich zu erkennen ist, dass sowohl bei sehr kleinen als auch bei sehr großen Spannungen σ für die MC Parameter, würde man diese nicht mit der jeweiligen Spannung verknüpfen, sondern nur eine Sekante durch zwei Punkte an der HB-Einhüllenden legen, der Sicherheitsfaktor im Vergleich zur HB-Einhüllenden für die Scherspannungsfestigkeit über- oder unterbewertet werden würde. Aus diesem Grund werden die scheinbareren MC-Parameter für eine bekannte Spannung σ verwendet, indem jeweils eine Tangente an die HB-Einhüllende gelegt wird. Damit erhält man „lokale“ Parameter. Dies ist wichtig zu wissen, da FLAC3D von der Itasca Group durch die Festigkeitsreduktion und die damit verbundene Reduktion der Scherfestigkeit das Gesamtsystem schrittweise in den Grenzgleichgewichtszustand bringt, besser ersichtlich in Abbildung 5-7. Dies geschieht über das MC Kriterium und die damit verbundene Reduktion des inneren Reibungswinkels ϕ und der Kohäsion c mit dem Abminderungsfaktor F .

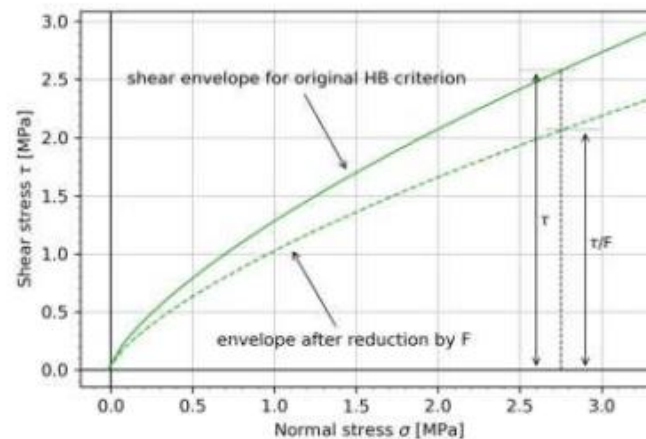


Abbildung 5-7: Die allgemeine HB – Hüllkurve im Normal-Scherspannungsdiagramm (grün) und die sich daraus ergebende Hüllkurve nach deren Reduktion um den Faktor F (grün punktiert) (Illeditsch, Preh und Sausgruber 2022)

5.2.1 Modellvergleich Mohr-Coulomb und Hoek-Brown am Beispiel Vals

Damit wird eine realitätsnähere Berechnung, zumindest hinsichtlich dem Ausbruchsvolumen, nicht jedoch hinsichtlich des Versagensmechanismus, sowie auch eine zeiteffizientere Berechnung mit der Finiten-Differenzen-Methode und FLAC3D erzielt, als mit der Diskreten-Elementen-Methode und 3DEC erreicht werden kann. Aus diesem Grund führten auch Illeditsch, Preh und Sausgruber (2022) ihre Berechnungen mit FLAC3D durch. Dabei betrachteten sie die Talflanke von Vals, sowohl vor als auch nach dem Felssturzereignis am

24.12.2017. Auch hier wurde einmal mit äquivalenten Mohr-Coulomb Parametern und einmal mit Hoek-Brown Parametern gerechnet, abgebildet in Tabelle 5-1.

Tabelle 5-1: Grenzgleichgewichtsbetrachtung und Festigkeitsreduktionsfaktor (Illeditsch, Preh und Sausgruber 2022)

| Grenzgleichgewichtsbetrachtung | | |
|------------------------------------|------------|-------|
| Äquivalente Mohr Coulomb Parameter | | |
| Vor Felssturz | F stabil | 1,418 |
| | F instabil | 1,420 |
| Nach Felssturz | F stabil | 1,470 |
| | F instabil | 1,473 |
| Hoek Brown Parameter | | |
| Vor Felssturz | F stabil | 1,200 |
| | F instabil | 1,207 |
| Nach Felssturz | F stabil | 1,207 |
| | F instabil | 1,211 |

Gemeinsam ist beiden Modellen der geringe Unterschied des Abminderungsfaktors vor und nach dem Felssturz, wobei zu erkennen ist, dass die Sicherheit nach dem Felssturz jeweils leicht zunimmt. Beim Modell nach Mohr-Coulomb handelt es sich sowohl vor als auch nach dem Ereignis um ein Hangkriechen wie in Kapitel 3.1.11 beschrieben. In der nachstehenden Abbildung 5-8 a) ist die Rate der Schubverzerrungen dargestellt. Abbildung 5-8 b) zeigt einen Schnitt durch die Scherzone und bei Abbildung 5-8 c) eine grafische Darstellung der Verschiebungsbereiche.

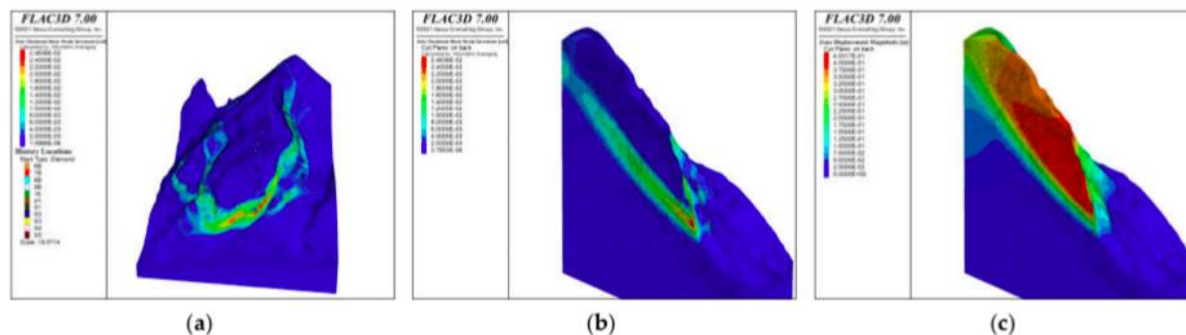


Abbildung 5-8: Hierbei wurde das MC-Modell nach dem Felssturz abgebildet (Illeditsch, Preh und Sausgruber 2022)

Im Vergleich dazu liefert das Hoek-Brown Modell eine bessere Näherung an die Realität, wenn auch nicht um das Keilversagen aus dem Jahr 2017. Sprich der Versagens- und Ausbruchbereich wird durch das kontinuumsmechanischen Modell gut beschrieben, jedoch ist der Versagensmechanismus unzutreffend. Im hier berechneten Modell von Illeditsch, Preh und Sausgruber (2022) ergibt sich bei Überschreiten des Grenzgleichgewichts ein Abbruchvolumen von 543.200 m³ vor dem Felssturz Ereignis und 495.143 m³ danach. Diese Differenz entspricht nicht exakt dem Abbruchvolumen von 2017, welches bei 117.000 m³ betrug, es besteht jedoch eine sehr große Übereinstimmung zwischen den beiden Modellen bezüglich des Grenzgleichgewichtsversagens. So ist in der folgenden Abbildung 5-9 a), genauso wie für das MC-Modell, jener Bereich abgebildet, welcher von Scherdehnungen erfasst wird. Abbildung 5-9 b) zeigt einen Schnitt durch die Scherzone und Abbildung 5-9 c) ist die grafische Darstellung der Verschiebungsbereiche.

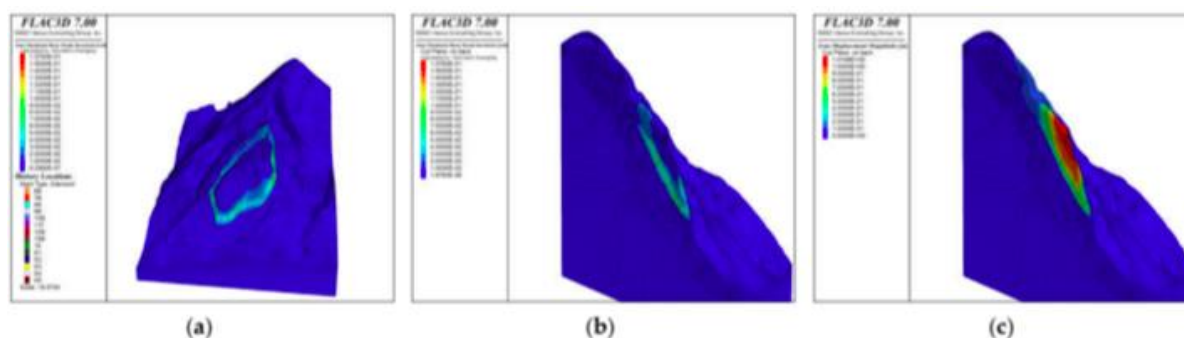


Abbildung 5-9: Hierbei wurde das HB-Modell nach dem Felssturz abgebildet (Illeditsch, Preh und Sausgruber 2022)

Wie am Ende der Arbeit von Illeditsch, Preh und Sausgruber (2022) festgestellt wurde, war eine exakte Nachrechnung des Felssturzes von 2017 nicht möglich. Aufgrund der Durchführung eines lokalen Monitorings konnte ein Gefährdungsbereich ermittelt werden, der in etwa Deckungsgleich mit der Vorhersage des Hoek-Brown Modells ist. Es wurde ein Ablösevolumen von 411.277 m^3 gegenüber 495.143 m^3 berechnet. Derzeit wird davon ausgegangen, dass sich der Fels nahe dem Grenzgleichgewicht, was einem Sicherheitsfaktor knapp über 1 entspricht, befindet. Es wird vermutet, dass das Keilversagen aus dem Jahr 2017 durch eine wasserführende Schicht oder durch lokale Schwächungen im Gebirge ausgelöst wurde. Für beide Hypothesen gibt es jedoch keine konkreten Anzeichen an der Felsbruchwand.

5.3 Berechnung des Felssturzes in Vals mittels Slope Mass Rating, SMR-Tool

Durch die umfangreichen Datenerhebungen rund um den Felssturz Vals, insbesondere durch Sausgruber und die WLV, sowie durch die Brennerbasistunnel GmbH und die vorangegangenen Arbeiten von Moser (2020), Eccel (2021) und Illeditsch, Preh und Sausgruber (2022) waren nahezu alle Parameter für eine Klassifizierung der Felsböschung nach der SMR-Methode vorhanden. Diese Daten wurden in Verbindung mit den mir zur Verfügung gestellten Fotos von J.T. Sausgruber zur Ermittlung der erforderlichen RMR_b -Werte herangezogen. Dabei wurde bei den Daten aufgrund einzelner Ausreißer der Median anstelle des Mittelwerts verwendet. Damit soll möglichst der Wert berücksichtigt werden, bei dem sich die meisten Trennflächen konzentrieren. Für die Berechnung des SMR-Wertes, wurde aus Gründen der Vergleichbarkeit die Fallrichtung sowie der Fallwinkel der Trennflächen aus CloudCompare aus dem Bericht von Preh und Illeditsch (2021) übernommen. Damit eine Berechnung nach der SMR-Methode überhaupt möglich ist muss zunächst der RMR_b bestimmt werden, bevor die eigentliche Bestimmung des SMR-Wertes und die damit verbundene Klassifizierung erfolgen kann.

5.3.1 Bestimmung des RMR_b -Werts

Wie bereits erwähnt, stammen die Daten aus der umfangreichen Datenanalyse, aus den oben zitierten Arbeiten. Die einzelnen Parameter sind in Kapitel 4.3.1 näher beschrieben. Die Formel zur Bestimmung des RMR_b lautet wie folgt:

$$\text{RMR}_b = R_\sigma + R_{\text{RQD}} + R_{\text{TA}} + R_{\text{TZ}} + R_{\text{GS}}$$

Die einaxiale Druckfestigkeit R_σ wurde wie bei Moser (2020) mit $\sigma = 45,8 \text{ MPa}$ angenommen. Illeditsch, Preh und Sausgruber (2022) schreiben in ihrer Arbeit, dass die Gesteinsfestigkeit zwischen 25 und 100 MPa schwankt, da beim R_σ allerdings immer eine Spanne abgedeckt wird habe ich mich für das untere Ende dieses Bereiches entschieden und den gleichen

Wert wie Eccel (2021) angenommen habe. Aus diesem Grund geht aus der Tabelle 4-3 hervor, dass für die Druckfestigkeit R_{σ} 4 Punkte angenommen werden.

Die größten Probleme traten bei der Bestimmung der Gebirgsqualität (R_{RQD}) auf. Normalerweise wird hierfür ein Bohrkern entnommen und jedes Stück, das ungebrochen größer 10 cm ist, geht in den RQD-Wert ein. Da jedoch aus Kostengründen keine Bohrkern entnommen wurden, habe ich diese Bewertung behelfsmäßig über eine Schätzung vorgenommen, die in den Abbildungen 5-10 bis 5-14 dargestellt ist.

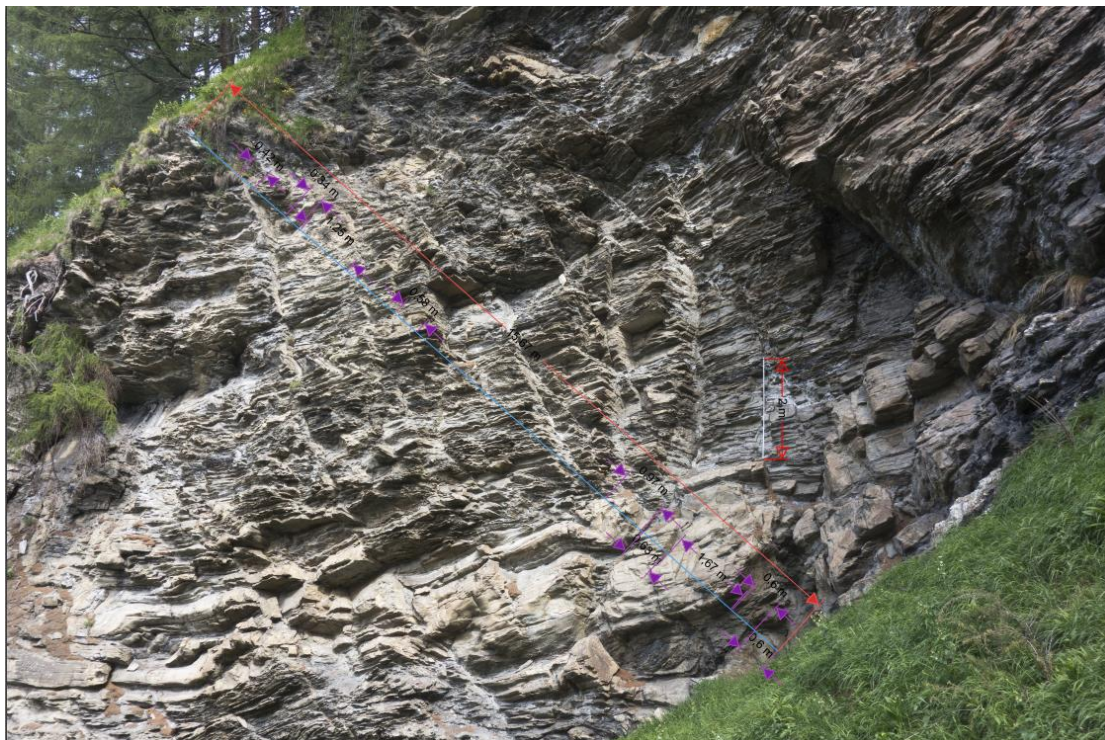


Abbildung 5-10: Ermittlung des RQD-Werts von Vals_001 (Foto bereitgestellt von Sausgruber)



Abbildung 5-11: Ermittlung des RQD-Werts von Vals_003 (Foto bereitgestellt von Sausgruber)



Abbildung 5-12: Ermittlung des RQD-Werts von Vals_042 (Foto bereitgestellt von Sausgruber)

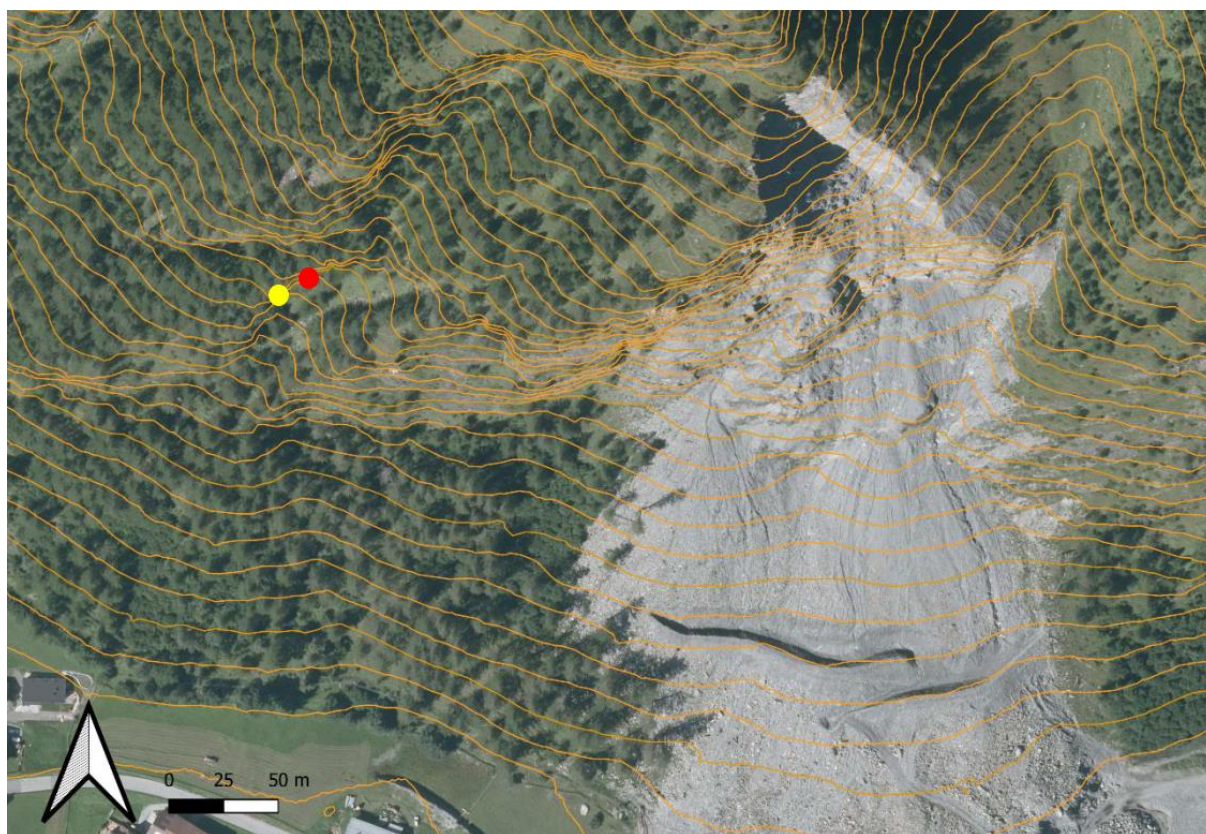


Abbildung 5-15: Position der Aufschlussfotos in Vals (Sausgruber)

Im Bereich des roten Punktes wurden die Fotos Vals_001 (Abbildung 5-10), Vals_003 (Abbildung 5-11) und Vals_049 (Abbildung 5-13) aufgenommen wurden. Im Bereich des gelben Punktes wurden die Fotos Vals_042 (Abbildung 5-12) und Vals_074 (Abbildung 5-14) aufgenommen.

Tabelle 5-2: Ermittlung des RQD-Werts anhand der in Abbildung 5-10 bis 5-14 vermessenen Messlinien

| | Vals 001 | Vals 003 | Vals 049 | Vals 042 | Vals 042-1 | Vals 074 |
|--------------------|----------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| | 0,42 m | 0,22 m | 0,82 m | 0,10 m | 0,00 m | 0,45 m |
| | 0,34 m | 0,22 m | 0,19 m | 0,22 m | | 0,20 m |
| | 1,25 m | 0,15 m | 0,22 m | 0,10 m | | 1,13 m |
| | 0,58 m | 0,10 m | 0,34 m | 0,21 m | | 0,10 m |
| | 0,97 m | 0,10 m | | | | 0,14 m |
| | 0,63 m | | | | | 0,17 m |
| | 1,67 m | | | | | |
| | 0,60 m | | | | | |
| | 0,60 m | | | | | |
| Summe | 7,06 m | 0,79 m | 1,57 m | 0,63 m | 0,00 m | 2,19 m |
| Gesamtlänge | 15,67 m | 1,99 m | 2,64 m | 1,31 m | 1,46 m | 5,60 m |
| RQD | 45,05% | 39,70% | 59,47% | 48,09% | 0,00% | 39,11% |
| RQD Median | 42,38% | | | | | |

Daraus ergibt sich ein Medianwert von ca. 42%, der wiederum einem R_{RQD} -Wert von 8 entspricht, da es in einer Bandbreite zwischen 25% und 50% liegt.

Im nächsten Schritt wird der Trennflächenabstand bestimmt. Die Bewertungstabelle 4-4 dazu findet sich ebenfalls im Kapitel 4.3.1. Es ist zu erkennen, dass es aufgrund von Ausreißern große Unterschiede zwischen Mittelwert und Median gibt, auch wenn dies im Bewertungssystem oft nur knapp nicht in Punkten gemessen werden kann, so fällt es doch auf. Soweit Geländeaufnahmen der Trennflächen vorlagen, wurden diese zur Beurteilung herangezogen, da diese größere Stichproben umfassen und damit aussagekräftiger sind.

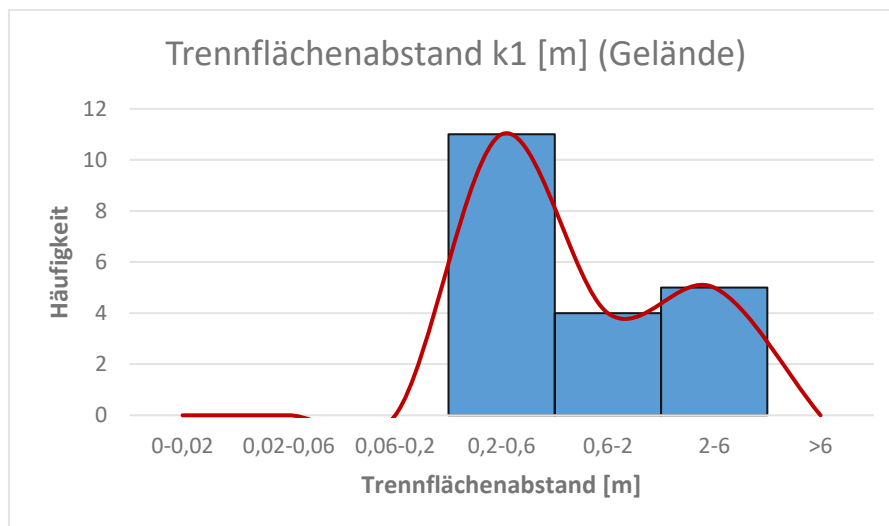


Abbildung 5-16: Trennflächenabstände k1 anhand der Geländeaufnahme der WLV

Wie Tabelle 5-3 zeigt, liegen der Median und der Mittelwert knapp 0,6 m auseinander. Dies schlägt sich jedoch nicht in der Bewertung nieder, da erst bei Unterschreiten von 0,6 m eine um 5 Punkte schlechtere Bewertung erfolgt. Abbildung 5-16 zeigt sehr deutlich, dass die Verteilung weit gestreut ist.

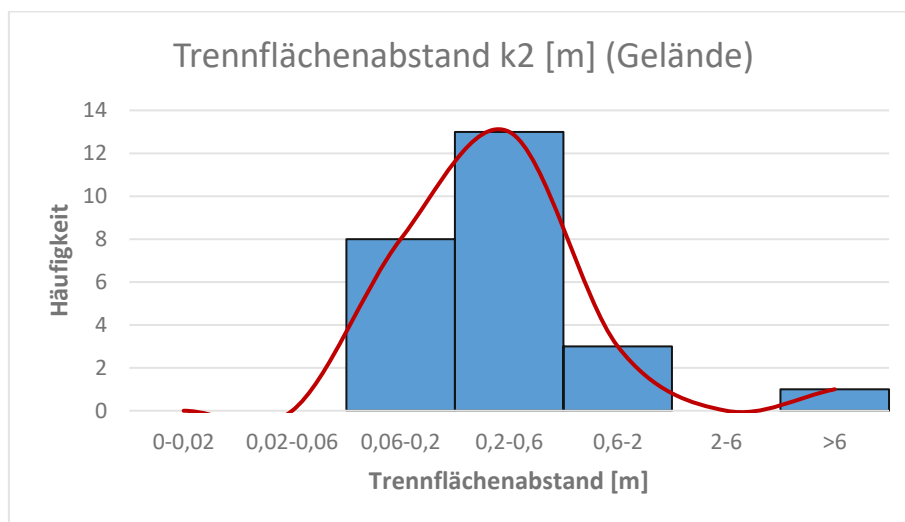


Abbildung 5-17: Trennflächenabstände k2 anhand der Geländeaufnahme der WLV

Dass ein Ausreißer nach oben den Mittelwert überproportional beeinflusst, zeigt sich bei den Trennflächenabständen der Trennfläche k2. Gut zusehen ist dies in Abbildung 5-17.

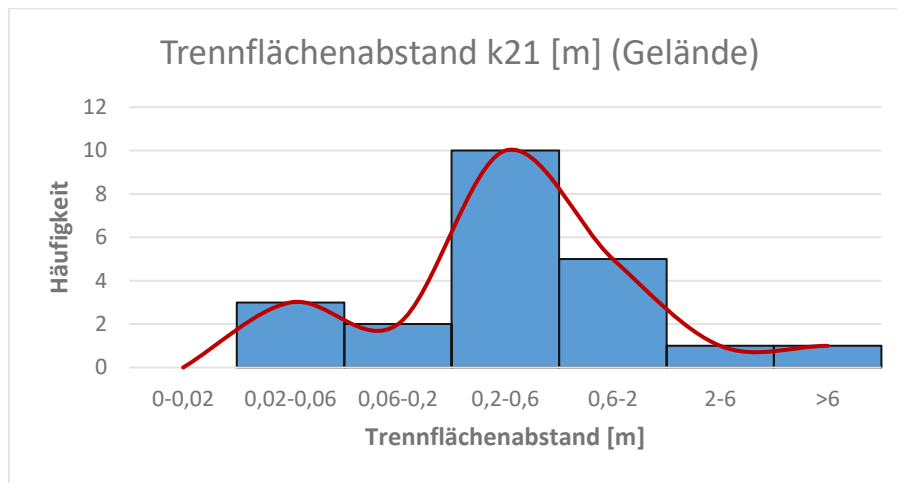


Abbildung 5-18: Trennflächenabstände k21 anhand der Geländeaufnahme der WLW

Abbildung 5-18 zeigt, dass eine große Abweichung zwischen Mittelwert und Median. Vor allem die Ausreißer nach oben führen zu einer starken Verzerrung des Mittelwerts.

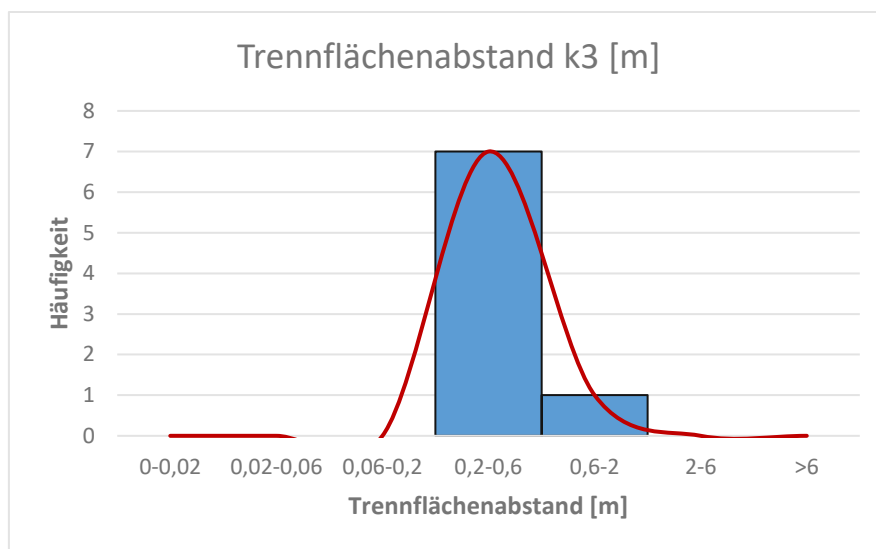


Abbildung 5-19: Trennflächenabstände k3 anhand der WLW aufnahmen

In Abbildung 5-19 ist ein Trennflächenabstand für die Trennfläche k3 erkennbar, der sehr eng zusammen liegt.

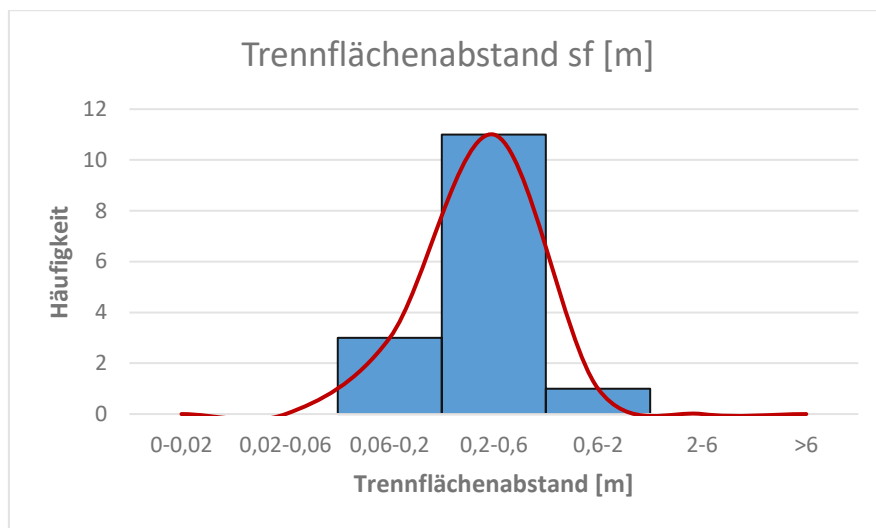


Abbildung 5-20: Trennflächenabstände s_f anhand der WLV aufnahmen

Auch bei der Auswertung der Abbildung 5-20 ergeben sich konstante Abstände, ohne größere Ausreißer nach oben oder unten für die Schieferung s_f .

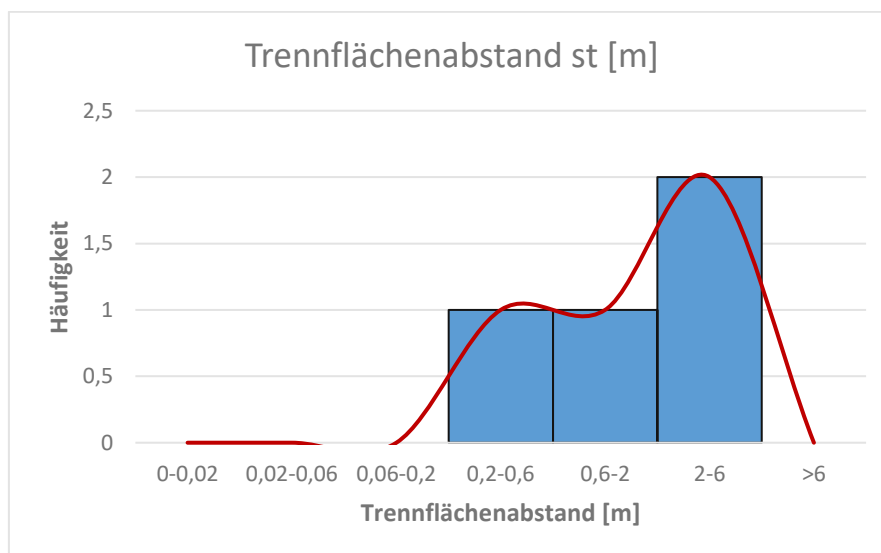


Abbildung 5-21: Trennflächenabstände s_t anhand der WLV aufnahmen

Bei der Störzone s_t ist die Stichprobe der aufgenommenen Trennflächen gering, wie aus der Abbildung 5-21 hervorgeht. Dies hat zur Folge, dass die Ergebnisse mit größerer Vorsicht betrachtet werden müssen.

In der Tabelle 5-3 wird die Bewertung, anhand der Tabelle 4-5 aus Kapitel 4.3.1, vorgenommen. Gut zu erkennen ist anhand der Abbildungen die doch teils beträchtliche Abweichung zwischen Mittelwert und Median.

Tabelle 5-3: Ermittlung des Trennflächenabstands (R_{TA}) anhand der Daten der WLV

| | Trennflächenabstand | R_{TA} |
|---------------------------|---------------------|-----------|
| <i>k1 (mittel)</i> | 1,17 m | 15 |
| <i>k1 (median)</i> | 0,62 m | 15 |
| | | |
| <i>k2(mittel)</i> | 1,13 m | 15 |
| <i>k2(median)</i> | 0,36 m | 10 |
| | | |
| <i>k21(mittel)</i> | 1,24 m | 15 |
| <i>k21(median)</i> | 0,35 m | 10 |
| | | |
| <i>k3(mittel)</i> | 0,48 m | 10 |
| <i>k3(median)</i> | 0,49 m | 10 |
| | | |
| <i>sf(mittel)</i> | 0,36 m | 10 |
| <i>sf(median)</i> | 0,31 m | 10 |
| | | |
| <i>st(mittel)</i> | 2,29 m | 20 |
| <i>st(median)</i> | 1,81 m | 15 |

Anschließend wird der Zustand der Trennfläche bewertet. Diese Bewertung erfolgt ebenfalls anhand der Daten, die von der WLV erfasst wurden. Hierbei haben die Trennflächenlänge, die Öffnung, die Rauigkeit der Öffnung sowie die Füllung und die Verwitterung einen Einfluss auf die Bewertung. Die Bewertung erfolgt anhand Tabelle 4-7 wobei die Ergebnisse in Tabelle 5-4 abgebildet sind. Wobei es sich um den Median oder Mittelwert jener Trennflächen handelt, wenn diese vorhanden sind.

Tabelle 5-4: Ermittlung des Trennflächenzustands (R_{TZ}) anhand der Daten der WLV

| | Trennflächenlänge | Öffnung | JRC | Füllung | Verwitterung | R_{TZ} |
|---------------------------|-------------------|-----------|-------|---------|--------------|-----------|
| <i>k1 (mittel)</i> | 10,29 m | 133,33 mm | 7,79 | keine | moderat | 12 |
| <i>k1 (median)</i> | 5,00 m | 100,00 mm | 8,00 | keine | moderat | 12 |
| | | | | | | |
| <i>k2(mittel)</i> | 1,69 m | 3,02 mm | 6,64 | s, u | moderat | 12 |
| <i>k2(median)</i> | 0,49 m | 0,63 mm | 8,00 | s, u | moderat | 18 |
| | | | | | | |
| <i>k21(mittel)</i> | 2,22 m | 19,48 mm | 5,60 | keine | moderat | 16 |
| <i>k21(median)</i> | 0,53 m | 0,50 mm | 5,00 | keine | moderat | 22 |
| | | | | | | |
| <i>k3(mittel)</i> | 3,75 m | | 9,00 | keine | moderat | 16 |
| <i>k3(median)</i> | 3,00 m | | 10,00 | keine | moderat | 16 |
| | | | | | | |
| <i>sf(mittel)</i> | 3,68 m | 0,25 mm | 5,15 | keine | moderat | 20 |
| <i>sf(median)</i> | 3,50 m | 0,10 mm | 5,00 | keine | moderat | 20 |
| | | | | | | |
| <i>st(mittel)</i> | 8,28 m | 739,50 mm | 5,80 | s, u | moderat | 8 |
| <i>st(median)</i> | 7,00 m | 30,00 mm | 5,00 | s, u | moderat | 8 |

Hierbei wurde insbesondere für die Füllung sowie für die Verwitterung eine vereinfachende Annahme auf Basis vorhandener Daten und wenn nicht vorhanden eine Abschätzung getroffen.

Die Grundwassersituation (R_{GS}) war nicht ganz einfach abzuschätzen, da ich Ende Oktober 2022 kurz nach einem Regeneignis den Felssturz Vals besichtigt habe. Dabei konnte ich zwar eine gewisse Restfeuchte feststellen, allerdings ist mir keine Stelle bzw. Trennfläche aufgefallen, an welcher ein Wasseraustritt stattgefunden wäre. So setzt sich der RMR_b -Wert für die einzelnen Trennflächen wie in der nachfolgenden Tabelle 5-5 beschrieben zusammen.

Tabelle 5-5: Ermittlung des RMR_b anhand der Daten der WLW

| | R_G | R_{ROD} | R_{TA} | R_{TZ} | R_{GS} | RMR_b |
|---------------------------|-------|-----------|----------|----------|----------|-----------|
| <i>k1 (mittel)</i> | 4 | 8 | 15 | 12 | 10 | 49 |
| <i>k1 (median)</i> | 4 | 8 | 15 | 12 | 10 | 49 |
| <i>k2(mittel)</i> | 4 | 8 | 15 | 12 | 10 | 49 |
| <i>k2(median)</i> | 4 | 8 | 10 | 18 | 10 | 50 |
| <i>k21(mittel)</i> | 4 | 8 | 15 | 16 | 10 | 53 |
| <i>k21(median)</i> | 4 | 8 | 10 | 22 | 10 | 54 |
| <i>k3(mittel)</i> | 4 | 8 | 10 | 16 | 10 | 48 |
| <i>k3(median)</i> | 4 | 8 | 10 | 16 | 10 | 48 |
| <i>sf(mittel)</i> | 4 | 8 | 10 | 20 | 10 | 52 |
| <i>sf(median)</i> | 4 | 8 | 10 | 20 | 10 | 52 |
| <i>st (mittel)</i> | 4 | 8 | 20 | 8 | 10 | 50 |
| <i>st(median)</i> | 4 | 8 | 15 | 8 | 10 | 45 |

5.3.2 Bestimmung des SMR-Werts

Mit Hilfe des für die Trennflächen ermittelten RMR_b -Werts und der Fallwinkel sowie die Fallrichtung der Böschung, die aus den Daten der Begehung des Amtes für Wildbach- und Lawinerverbauung Tirol unter der Leitung von T.J. Sausgruber entnommen wurden, kann z.B. mit Hilfe des SMR-Tools sehr einfach der zugehörige SMR-Wert ermittelt werden. Bei dieser Untersuchung wurden die Daten von 142 Trennflächen gesammelt, wobei nach WLW-Feldaufnahme sechs Haupttrennflächen, einschließlich der Schieferung und der Störung identifiziert wurden. Der Fallwinkel der Böschung wurde mit 65° und die Fallrichtung mit 154° bestimmt. Da die Trennfläche k_4 sowie deren Eigenschaften von der WLW nicht aufgenommen wurde, wird dieser der schlechteste RMR_b -Wert der vorhandenen Trennfläche zugewiesen. Das bedeutet für die Trennfläche k_4 einen RMR_b -Wert von 48, welcher gleichzeitig jener Wert von Trennfläche k_3 ist.

Da in der Arbeit von Moser (2020) auch die maßgebenden Kluftscharen ermittelt wurden, werden diese mit den von mir ermittelten Medianwerten verglichen. Dabei ist nur eine geringfügige Abweichung der Trennflächen zu erkennen. Die Abweichung der Schieferung ist diesbezüglich schon ausgeprägter und beträgt für den Fallwinkel, ausgehend von dem ermittelten Wert von Moser 45,45% und für die Fallrichtung 16,62%. Für die Störfläche liegt die Abweichung des Fallwinkels bei 11,69%, die Abweichung für der Fallrichtung in Prozent anzugeben ist wenig zielführend, da die diese zum einen durch die Verwendung unterschiedlicher Daten

erfolgt sein kann und zum anderen ist bei diesen beiden Trennflächen eine hohe Streuung der einzelnen Orientierungen erkennbar.

Tabelle 5-6: Fall- und Streichwinkel der maßgeblichen Trennflächen anhand der Daten der WLV sowie im Vergleich zu Moser (2020) sowie Preh und Illeditsch (2021)

| | Dip° | Dip Direction° |
|--------------------------------------|-----------|----------------|
| <i>Trennfläche k1 (Moser)</i> | 73 | 178 |
| <i>Trennfläche k1 (Preh)</i> | 70 | 192 |
| <i>Trennfläche k1 (Median)</i> | 72,5 | 174 |
| <i>Trennfläche k2 (Moser)</i> | 72 | 96 |
| <i>Trennfläche k2 (Preh)</i> | 68 | 118 |
| <i>Trennfläche k2 (Median)</i> | 72,5 | 103 |
| <i>Trennfläche k21 (Moser)</i> | 80 | 62 |
| <i>Trennfläche k21 (Preh)</i> | 50 | 80 |
| <i>Trennfläche k21 (Median)</i> | 78 | 59 |
| <i>Trennfläche k3 (Moser)</i> | 86 | 137 |
| <i>Trennfläche k3 (Preh)</i> | 53 | 138 |
| <i>Trennfläche k3 (Median)</i> | 85 | 142 |
| <i>Trennfläche k4 (Moser)</i> | | |
| <i>Trennfläche k4 (Preh)</i> | 44 | 172 |
| <i>Trennfläche k4 (Median)</i> | | |
| <i>Schieferung sf (Moser)</i> | 22 | 325 |
| <i>Schieferung sf (Preh)</i> | 22 | 325 |
| <i>Schieferung sf (Median)</i> | 32 | 271 |
| <i>Störfläche st (Moser)</i> | 77 | 16 |
| <i>Störfläche st (Preh)</i> | 60 | 260 |
| <i>Störfläche st (Median)</i> | 68 | 253 |

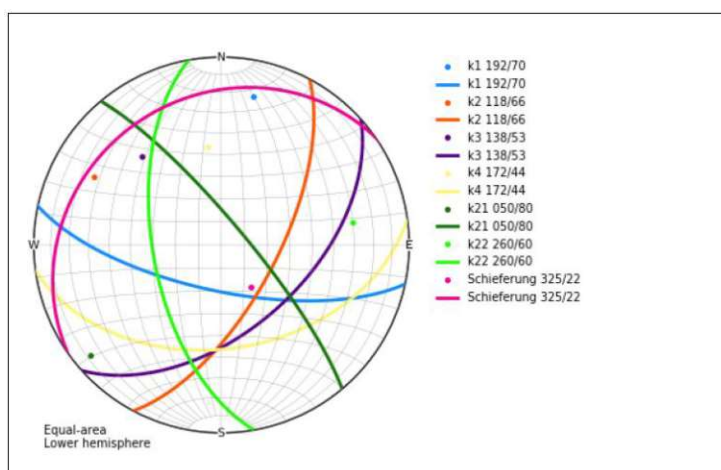


Abbildung 5-22: verwendetes Trennflächengefüge (Preh und Illeditsch 2021)

Die Raumstellung von Preh und Illeditsch (2021) wurde dabei mittels CloudeCompare ermittelt und im Anschluss mit der WLV abgestimmt. Besser erkennbar ist dies in Abbildung 5-22. Damit eine bessere Vergleichbarkeit hergestellt werden kann, wurde für die gegenständliche Bestimmung des SMR-Werts auf die Trennflächenorientierung von Preh und Illeditsch (2021) zurückgegriffen. Im Vergleich dazu wurde in der Tabelle 5-6 der von mir ermittelte

Medianwert mit der Datenbasis der WLW, sowie die von Moser (2020) angenommenen Trennflächenorientierungen abgebildet.

In der folgenden Abbildung 5-23 ist das Gefügediagramm der einzelnen Trennflächen aus Moser (2020), das auf Basis der Feldkartierung der WLW erstellt wurde, zur besseren Veranschaulichung nochmals dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die große Diskrepanz bei der Fallrichtung und dem Fallwinkel der Störung zwischen Moser (2020) und Preh und Illeditsch (2021) sowie den Medianwerten dieser Arbeit vermutlich auf einen Tippfehler zurückzuführen ist.

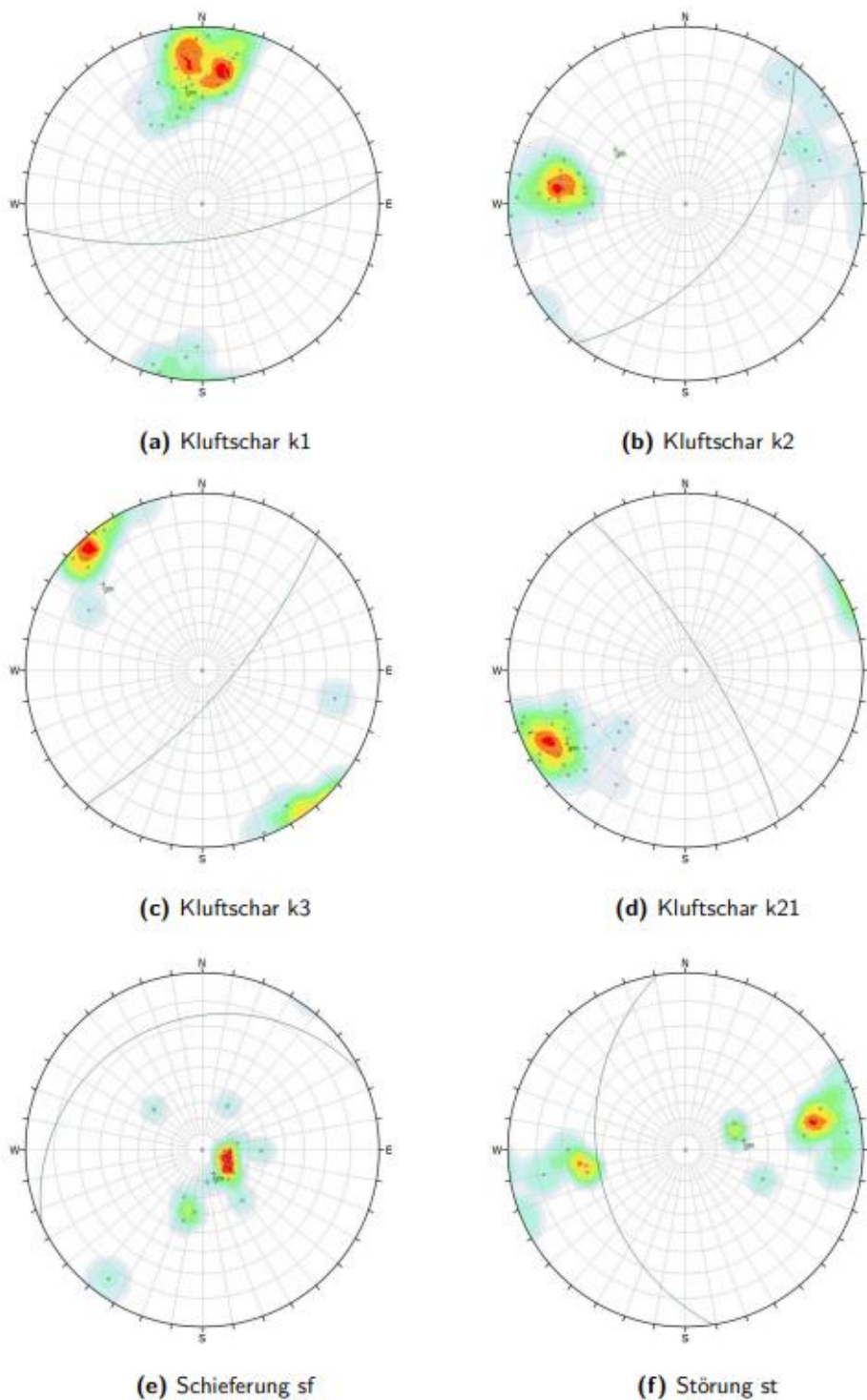


Abbildung 5-23: Gefügediagramm der einzelnen Klufscharen, Schieferungen und Störungen (Moser 2020)

Nachfolgend die Ermittlung der SMR-Werte für die verschiedenen Trennflächen anhand des SMR-Tools.

Tabelle 5-7: Auswertung des SMR-Tools mit den Ausgangswerten von Ebetshuber, für die Trenn- und Störfächen sowie die Schieferung nach Romana (freie Software verfügbar auf der Seite <https://perso-nal.ua.es/en/ariquelme/smrtool.html>)

| Böschung | 154° | 65° | | | | | | | | | | | Romana | | Tomas | |
|----------------------------------|-------------|---------|------------------|-------|-------|--------|----------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----|--------|-----|-------|--|
| ID | dip dir [°] | dip [°] | RMR _b | A [°] | B [°] | C [°] | Versagen | F ₁ | F ₂ | F ₃ | F ₄ | SMR | Class | SMR | Class | |
| J ₁ = k ₁ | 192 | 70 | 49 | 38,00 | 70,00 | 5,00 | Planar | 0,15 | 1,00 | -6,00 | 0 | 48 | III | 48 | III | |
| J ₂ = k ₂ | 118 | 66 | 50 | 36,00 | 66,00 | 1,00 | Planar | 0,15 | 1,00 | -6,00 | 0 | 49 | III | 46 | III | |
| J ₃ = k ₂₁ | 50 | 80 | 54 | 76,00 | 80,00 | 145,00 | Toppling | 0,15 | 1,00 | -25,00 | 0 | 50 | III | 50 | III | |
| J ₄ = k ₃ | 138 | 53 | 48 | 16,00 | 53,00 | -12,00 | Planar | 0,70 | 1,00 | -60,00 | 0 | 6 | V | 10 | V | |
| J ₅ = k ₄ | 172 | 44 | 48 | 18,00 | 44,00 | -21,00 | Planar | 0,70 | 0,85 | -60,00 | 0 | 12 | V | 15 | V | |
| J ₆ = sf | 260 | 60 | 45 | 74,00 | 60,00 | 125,00 | Toppling | 0,15 | 1,00 | -25,00 | 0 | 41 | III | 46 | III | |
| J ₇ = st | 325 | 22 | 52 | 9,00 | 22,00 | 87,00 | Toppling | 0,85 | 1,00 | 0,00 | 0 | 52 | III | 53 | III | |
| W ₁₂ | 147 | 63 | 49 | 6,59 | 62,93 | -2,07 | Wedge | 0,85 | 1,00 | -50,00 | 0 | 6 | V | 3 | V | |
| W ₁₃ | 128 | 50 | 49 | 26,18 | 50,11 | -14,89 | Wedge | 0,40 | 1,00 | -60,00 | 0 | 25 | IV | 27 | IV | |
| W ₁₄ | 131 | 53 | 48 | 23,38 | 52,77 | -12,23 | Wedge | 0,40 | 1,00 | -60,00 | 0 | 24 | IV | 23 | IV | |
| W ₁₅ | 112 | 26 | 48 | 41,82 | 25,89 | -39,11 | Wedge | 0,15 | 0,40 | -60,00 | 0 | 44 | III | 42 | III | |
| W ₂₃ | 117 | 66 | 50 | 37,32 | 65,99 | 0,99 | Wedge | 0,15 | 1,00 | -6,00 | 0 | 49 | III | 46 | III | |
| W ₂₄ | 184 | 43 | 48 | 29,57 | 42,89 | -22,11 | Wedge | 0,40 | 0,85 | -60,00 | 0 | 27 | IV | 30 | IV | |
| W ₂₅ | 183 | 43 | 48 | 29,04 | 43,47 | -21,53 | Wedge | 0,40 | 0,85 | -60,00 | 0 | 27 | IV | 29 | IV | |
| W ₂₆ | 192 | 32 | 45 | 37,55 | 32,46 | -32,54 | Wedge | 0,15 | 0,70 | -60,00 | 0 | 38 | IV | 34 | IV | |
| W ₃₄ | 127 | 52 | 48 | 27,27 | 52,46 | -12,54 | Wedge | 0,40 | 1,00 | -60,00 | 0 | 24 | IV | 27 | IV | |
| W ₃₅ | 132 | 37 | 48 | 21,54 | 36,67 | -28,33 | Wedge | 0,40 | 0,85 | -60,00 | 0 | 27 | IV | 23 | IV | |
| W ₄₅ | 182 | 44 | 48 | 28,27 | 43,54 | -21,46 | Wedge | 0,40 | 0,85 | -60,00 | 0 | 27 | IV | 29 | IV | |
| W ₄₆ | 195 | 36 | 45 | 40,80 | 36,00 | -29,00 | Wedge | 0,15 | 0,85 | -60,00 | 0 | 37 | IV | 31 | IV | |
| W ₅₆ | 200 | 41 | 45 | 45,61 | 40,55 | -24,45 | Wedge | 0,15 | 0,85 | -60,00 | 0 | 37 | IV | 33 | IV | |

Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar. The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

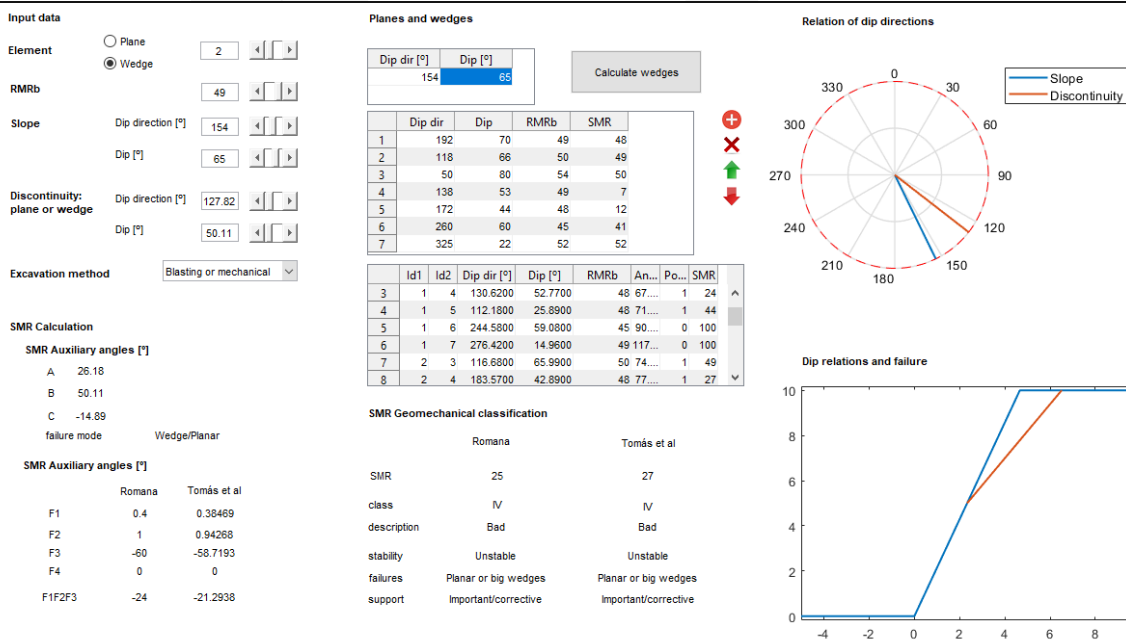


Abbildung 5-24: Die Oberfläche des SMR-Tools und der Keil W₁₃, welcher sich als Schnittlinie der Trennfläche k₁ und der Trennfläche k₂₁ ausbilden könnte (freie Software verfügbar auf der Seite <https://perso-nal.ua.es/en/ariquelme/smrtool.html>)

Die Werte wurden sowohl nach Romana (1985) als auch nach Tomas (2007) ermittelt. In der Tabelle 5-7 sind für den SMR-Wert jedoch die Werte nach Romana ausgegeben, jene nach Tomas wurden selbst ausgerechnet und mit der Ausgabe des Open Source Programms verglichen. Dabei liegen die SMR-Werte von Romana und Tomas, wie schon im Kapitel 4.3.2 beschrieben, nie weiter als 7 Punkte auseinander. In Tabelle 6-7 sind nur jene Keile ausgewiesen, welche kinematisch auch versagen können.

In der Abbildung 5-24 wird der Keil W_{13} abgebildet, dabei ist im rechten oberen Bereich der Abbildung die Fallrichtung sowohl der Böschung als auch der Schnittlinie des Keils eingezeichnet. Im rechten unteren Bereich ist der Fallwinkel der Böschung und der Schnittlinie abgebildet. Der Keil W_{13} wurde abgebildet, da dieser am ehesten jenem Keil entspricht, der tatsächlich zum Versagen geführt hat, auch wenn der Keil W_{12} schlechter bewertet ist. Bei dem aufgetretenen Versagen kann weiters davon ausgegangen werden, dass es sich hierbei um ein multiples Keilversagen der Trennflächen in diesem Bereich gehandelt hat, wie Preh, Illeditsch und Sausgruber (2022) schreiben. Dabei ist anzunehmen, dass der Versagenskeil auf mehreren Trennflächen ausgebrochen ist. Allerdings lässt sich dies nicht mittels SMR feststellen, da hier lediglich zwei Trennflächen miteinander geschnitten werden können.

Grundsätzlich lassen sich in der untersuchten Felsböschung zwei Versagensbereiche unterscheiden. Der erste Versagensbereich ist dabei in Tabelle 5-7 rot markiert. Die Fallrichtung liegt hier zwischen 130° und 150° und weist einem Fallwinkel zwischen 50° und 65° auf. In diesen Bereich fallen die Keile W_{12} , W_{13} , W_{14} , W_{34} und W_{35} sowie die Trennfläche k_3 , bei denen Gleitversagen auftreten kann. Die meisten Keile fallen in die Kategorie IV und haben sowohl nach Tomas als auch nach Romana keinen SMR-Wert höher als 27. Der Keil W_{12} und die Trennfläche k_3 fallen sogar in die Kategorie V und weisen SMR-Werte zwischen 3 und 10 auf. Dies bedeutet, dass hier eine massive Gefährdung vorliegt und wie in Kapitel 4.3.2 beschrieben, die Standsicherheit fast nicht mehr vorhanden sein dürfte. Bei natürlichen Felsböschungen wird davon ausgegangen, dass bei einem SMR-Wert unter 10 ein Standsicherheitsversagen einsetzt. Bis zu einem SMR-Wert von 20 wird empfohlen so schnell wie möglich Sicherungs- und Sanierungsmaßnahmen zu ergreifen.

Der zweite Versagensbereich, bzw. vermutete Versagenskeil ist in der Tabelle 5-7 grün markiert. Die Fallrichtung liegt für diesen Bereich zwischen 180° und 200° und der dazugehörige Fallwinkel liegt im Bereich von 30° bis 45° . Darunter fallen die Keile W_{24} , W_{25} , W_{26} , W_{45} , W_{46} und W_{56} welche der Kategorie IV, mit SMR-Werten von 27 bis 38, zuzuordnen sind. Problematischer ist in diesem Versagensbereich die Trennfläche k_4 , welche der Kategorie V, mit einem SMR-Wert nach Romana von 12 und nach Tomas von 15, zuzuordnen ist.

Nach der Bewertungstabelle 4-14 von Romana (1985) befindet sich die Böschung in einem äußerst kritischen Zustand und weist eine Versagenswahrscheinlichkeit beider Bereiche von 0.6 bis 0.9, anders ausgeschrieben zwischen 60% und 90% aus.

Im Allgemeinen ist aus der Tabelle 5-7 zu entnehmen, dass die Trennflächen für sich genommen schon in keinem Fall besser als Kategorie III sind. Für diese Kategorie liegt die Versagenswahrscheinlichkeit bei 0.4 bzw. 40%. Das gleiche Bild ergibt sich auch für die Keile W_{15} und W_{23} , welche noch keinem Versagensbereich zugewiesen sind und kinematisch versagen können.

Nach der Tabelle 4-15 von Romana (1985), die die Richtlinie für die Sanierung von Böschungen wiedergibt, sollte diese Böschung durch Oberflächendrainagen, oder alternativ durch eine Tiefendrainage gesichert werden, ein Neuaushub der „Wand“ ist dabei nicht möglich. Diese Tabelle ist jedoch immer im Zusammenhang mit dem ursprünglichen Anwendungsgebiet der

SMR-Klassifizierung zu sehen. Diese wird nach wie vor hauptsächlich für Böschungsein-schnitte sowie im Tagebau verwendet.

5.4 Bestimmung des Q-Slope Werts

Zur Berechnung des Q-Slope Werts für die Felsböschung Vals und damit verbunden den maximalen Fallwinkel der Böschung müssen die in Kapitel 4.3.3 beschriebenen Parameter, beginnend mit der Gebirgsqualität RQD bis hin zum Spannungsreduktionsfaktor SRF_{slope} ermittelt werden. Dabei ergibt sich für den Wert keine Änderung, ob man die Böschung vor oder nach dem Felssturzereignis 2017 betrachtet. Da es sich um eine Rückrechnung handelt, wird hierbei jener Keil betrachtet, der zum Versagen geführt hat. Um sich an die in dieser Arbeit beschriebenen Keilbezeichnungen zu halten, wird hier der Keil W_{13} , welcher schon beim SMR ermittelt wurde, genauer betrachtet. Dieser setzt sich aus der Trennfläche k_1 und k_{21} zusammen.

Der RQD-Wert wurde in Kapitel 5.4.1 ermittelt, dabei beträgt der Median, nach der Tabelle 5-2, 42%. Das bedeutet das der RQD-Wert 42 beträgt, allerdings schreiben Bar und Barton (2017), dass der RQD-Wert in Intervallschritten von 5 angegeben wird, da dies ausreichend genau ist. Da dieser Wert Anhand von Fotos ermittelt wurde, wird der RQD-Wert auf 40 abgerundet, um nicht mehr Genauigkeit anzugeben als tatsächlich möglich ist.

Den Parameter J_n bekommt man durch die Ermittlung der Anzahl der Trennflächenorientierungen. Nach Tabelle 4-16 lässt sich die Felsböschung Vals in die Kategorie H einordnen. Grund dafür ist, dass man mehr als vier Trennflächengruppen hat. Dies führt zu einem J_n Wert von 15.

Im nächsten Schritt wird die Trennflächenrauheitszahl anhand der Tabelle 4-17 bestimmt. Dabei wird auf die Daten der WLV zurückgegriffen, welche schon zur Bestimmung des RMRb in Kapitel 5.4.1 verwendet wurden. Da es sich um eine Rückrechnung handelt und der Hauptversagenskeil vermutlich W_{13} ist, wird als Haupttrennflächengruppe k_1 und k_{21} genommen. Nach der Tabelle 5-4 kann man hier von Fels-Wandkontakt für Trennfläche k_1 ausgehen und diese in Kategorie B einordnen. Trennfläche k_{21} fällt ebenfalls in die Kategorie B aufgrund der rauen Verbindung zwischen Felsen und Wand. Deshalb ergibt sich für beide Trennflächen ein J_r Wert von 3.

Bei der Trennflächenverwitterungszahl J_a muss man beachten, dass diese stets mit der Trennflächenrauheitszahl verbunden ist. In diesem Fall befindet man sich im Bereich (a) der Tabelle 4-18 und da es sich um geringfügig verwittertes Gestein handelt ohne Tonfüllung handelt, wird die Kategorie C gewählt. Das bedeutet die Trennflächenverwitterungszahl J_a kann mit 2,0 angenommen werden.

Dabei ist die Trennflächenorientierung und der damit verbundene Q-Faktor als mäßig günstig zu bewerten und bekommt daher für beide Trennflächengruppen nach Tabelle 4-19 auf einen Wert von 1,0. Dies wurde gewählt da beide Fallwinkel der Trennflächen größer als der Fallwinkel der Böschung sind. Man könnte auch eine ungünstige Trennflächenorientierung annehmen. Hier würde der Q-Wert für die Trennflächengruppe k_1 bei 0,75 und für k_{21} bei 0,9 liegen.

Da sich Vals im Mitteleuropäischen Raum befindet, kann man dies als Feuchte/Nasse Zone beschreiben. Der Fels an sich weist stabile Strukturen auf, das Gestein hingegen ist weniger gut, weswegen laut Tabelle 4-20 ein J_{wice} Wert von 0,6 gewählt wurde. Argumentativ könnte

man aufgrund des alpinen Raums auch von einer Gefahr durch „Eiskeile“ ausgehen, dies würde einen J_{wice} Wert von 0,5 bedeuten.

Bei der Festigkeitsreduktion wird der größte Wert von SRFa, SRFb und SRFc für die Berechnung genommen. Dabei würde für SRFa (Tabelle 4-21) sowohl die Kategorie A wie auch B passend erscheinen. Gab es vor dem Felssturz schon Anzeichen von Spannungsrissen oder Trennflächenabscherungen, oder gar lose Blöcke? In dieser Annahme wird die negativere Variante B gewählt, weswegen ein SRFa Wert von 5,0 gewählt werden muss. Für Variante A wäre dieser Wert mit 2,5 zu bewerten.

Für SRFb (Tabelle 4-22) wird ebenso wie in Kapitel 5.4.1 der Wert von $\sigma_n = 45,8$ MPa angenommen. Und geht man von einer Böschungshöhe von 200 Meter bei einer Gesteinsdichte von 2728 kg/m^3 aus Moser (2020) bekommt man für $\sigma_1 = 27,28 \times 200 \text{ m} = 5,456$ MPa. Das bedeutet bei (σ_n / σ_1) einen Wert von 8,4, damit bekommt man für SRFb nach Tabelle 4-22 einen Wert von 6,6.

SRFc (Tabelle 4-23) ist aufgrund des geringen Tonanteil und der ungünstigeren Trennflächenbeschaffenheit mit 2,0 zu bewerten.

Daraus ergeben sich folgende Werte

- RQD = 40
- $J_n = 15$
- $J_r = 3,0$ für k_1 und k_{21}
- $J_a = 2,0$ für k_1 und k_{21}
- Q-Faktor = 1,0 für k_1 und k_{21}
- $J_{wice} = 0,6$
- SRFb = 6,6

Setzt man diese Werte in folgende Formel ein

$$Q_{slope} = \frac{RQD}{J_n} \times \left(\frac{J_r}{J_a}\right)_0 \times \frac{J_{wice}}{SRF_{slope}}$$

So ergibt sich für die Keilberechnung

$$Q_{slope.40,g} = \frac{40}{15} \times \left(\frac{3}{2} \times 1,0 \times \frac{3}{2} \times 1,0\right) \times \frac{0,6}{6,6} = 0,545$$

Damit man den Fallwinkel der Böschung ermitteln kann wird das Ergebnis entweder in der Abbildung 4-10 ausgewertet oder anhand nachstehender Formel ermittelt:

$$\beta = 20 \log_{10}(Q_{slope}) + 65$$

$$\beta_{40,g} = 20 \log(0,545) + 65 = 59,73^\circ$$

Damit ergibt sich eine stabile Böschung unter 60° . Zwischen 60° und ca. 67° ist der Böschungszustand relativ unsicher zu bestimmen. In diesem Bereich versagen manche Böschungen und manche bleiben stabil. Da in Vals ein Fallwinkel von 65° für die Böschung ermittelt

wurde, befindet man sich hierbei in einem unsicheren Zustand. Für solche Fälle schreiben Bar und Barton (2017) empfiehlt sich eine detailliertere Analyse der Böschung. Dadurch würde sich ein fiktiver oder indirekter Sicherheitsfaktor F ermitteln lassen. Dabei würde man den maximalen Fallwinkel der Böschung durch den vorhandenen oder geplanten Fallwinkel der Böschung dividieren.

Dies sieht folgendermaßen aus:

$$F = \frac{\beta_{Qslope}}{\beta_{Böschung}}$$

$$F = \frac{\beta_{40,g}}{\beta_{Böschung}} = \frac{59,73^\circ}{65,00^\circ} = 0,919$$

Ermittelt man den Q_{slope} Wert allerdings mithilfe der schlechteren Bewertungen ergibt sich folgendes:

$$Q_{slope,40,s} = \frac{40}{15} \times \left(\frac{3}{2} \times 0,75 \times \frac{3}{2} \times 0,9 \right) \times \frac{0,5}{6,6} = 0,307$$

$$\beta_{40,s} = 20 \log(0,307) + 65 = 54,74^\circ$$

$$F = \frac{\beta_{40,s}}{\beta_{Böschung}} = \frac{54,74^\circ}{65,00^\circ} = 0,842$$

Nimmt man den RQD-Mittelwert von 45 und ermittelt den Q_{slope} Wert einmal mit den besseren Faktoren und einmal mit den schlechteren Faktoren ergibt sich folgendes Bild:

$$Q_{slope,45,g} = \frac{45}{15} \times \left(\frac{3}{2} \times 1,0 \times \frac{3}{2} \times 1,0 \right) \times \frac{0,6}{6,6} = 0,614$$

$$\beta_{45,g} = 20 \log(0,614) + 65 = 60,76^\circ$$

$$F = \frac{\beta_{45,g}}{\beta_{Böschung}} = \frac{60,76^\circ}{65,00^\circ} = 0,935$$

$$Q_{slope,45,s} = \frac{45}{15} \times \left(\frac{3}{2} \times 0,75 \times \frac{3}{2} \times 0,9 \right) \times \frac{0,5}{6,6} = 0,345$$

$$\beta_{45,s} = 20 \log(0,345) + 65 = 55,76^\circ$$

$$F = \frac{\beta_{40,g}}{\beta_{Böschung}} = \frac{55,76^\circ}{65,00^\circ} = 0,858$$

Dabei ergibt sich zwischen dem höchsten Wert, bei einem gewählten RQD von 45 und dem niedrigsten mit einem RQD von 40 und den schlechteren Rahmenbedingungen eine Differenz des möglichen Fallwinkels von 6° . Ebenso lässt sich ein fiktiver Sicherheitsfaktor ermitteln.

Da dieser jedoch unter 1,0 ist kann man hier nicht von einer standsicheren Böschung sprechen.

5.5 Bestimmung des Ingenieurgeologischen Werts

In einem ersten Schritt wird das anstehende Gestein betrachtet. Diese reichen nach Illeditsch, Preh und Sausgruber (2022) von guten Kalkmarmoren bis hin zu sehr schlechten Phylliten und Graphitphylliten. Daraus ergäbe sich in einer ersten Abschätzung gemäß Tabelle 4-24 eine jährliche Instandhaltung.

Bei der genaueren Bewertung der Böschung werden im ersten Schritt die einzelnen Werte bestimmt. Diese beziehen sich größtenteils auf die im Kapitel 5 bzw. aus den Arbeiten von Moser (2020), Eccel (2021), Preh und Illeditsch (2021), Illeditsch, Preh und Sausgruber (2022) und Preh, Illeditsch und Sausgruber (2022), welche sich mit den Felssturz Vals bereits befasst haben, angenommenen Werten. Der UCS-Wert von 45 MPa wird dabei aus der Arbeit von Moser (2020) entnommen, der Verwitterungsgrad wird anhand der Abbildungen 5-10 bis 5-14 als mäßig verwittert abgeschätzt. Der GSI-Wert wurde aus der Arbeit von Illeditsch, Preh und Sausgruber (2022) mit 32-36 entnommen. Die Abschätzung der Felsblöcke erfolgt anhand der Abbildung 5-25, das mir von Sausgruber zur Verfügung gestellt wurde. Dabei kann grob abgeschätzt werden, dass ein Großteil der Steine und damit die ungünstigste Kombination zwischen 200 mm und 2000 mm groß ist, wie auf der Abbildung 5-25 zu sehen ist. In dieser Abbildung handelt es sich um den Böschungsfuß, bzw. um die Rückstände des Felssturzes vom 24.12.2017, weshalb auch für die Gebirgsfestigkeit die ungünstigste Konstellation angenommen wurde.



Abbildung 5-25: Foto von Benedikt Rieger, zur Verfügung gestellt von T.J Sausgruber (2022)

Der Fallwinkel der Böschung wurde aus den Daten der WL V mit 65° entnommen. Für die Beurteilung des Versagensmechanismus ist die ungünstigste Variante anzunehmen. Als Referenz wird hier ebenso das ungünstigste Keilversagen des Felssturz Vals, aus dem Jahr 2017, angenommen. Die relevanten Keile sind in Tabelle 5-7 mit den dazugehörigen Fallwinkel und Fallrichtungen aufgelistet. Dabei weist der Keil W_{12} , der sich aus den Trennflächen k_1 und k_2

ergibt, die ungünstigste Konstellation auf. Der Fallwinkel der Schnittlinie dieses Keils beträgt 63° und die Fallrichtung ist mit 147° angegeben. Da die Fallrichtung der Böschung 154° beträgt, bedeutet dies, dass der Keil nahezu senkrecht aus der Böschung gleiten kann und deshalb in einem Bereich von 60° - 90° liegt. Geht man von einem systematischen Versagen aus, so ist dies die ungünstigste Konstellation. Aus der Tabelle 4-32 ergibt sich deshalb der entsprechende Wert von 0.

Tabelle 5-8: Bewertung nach Ingenieurgeologischer Klassifizierung

| | Wert | Bewertung |
|-------------------------|---|-------------|
| UCS | 45 MPa | 3,3 |
| Verwitterung | mäßig verwittert | 4,0 |
| Gesteinsstabilität | ziemlich stabil | 1,7 |
| GSI | 32-36 | 2,2 |
| Ab. der Felsblöcke | 200-2000 | 0,0 |
| Gebirgsfestigkeit | lose | 0,0 |
| Neigung d. Böschung | 65° | 30,0 |
| Häufigkeit d. Auftreten | Keilförmig; gelegentlich; $62^\circ/83^\circ$ | 0,0 |
| Gesamtwert | | 41,2 |

Die Addition der Einzelbewertungen ergibt ein Gesamtwert von 41,2, der in der Mitte der Bewertungsskala liegt. Daraus ergibt sich nach der Tabelle 4-25 ein zweijährliches Instandhaltungsintervall (Fla 2) der Böschung, bei dem alle potenziell gefährlichen Steine, die sich potentiell aus der Felsböschung lösen könnten, mechanisch entfernt werden. Dabei ist auf die Sicherung der Umgebung und der an der Böschung arbeitenden Personen zu achten. Eine Bewertung der Böschungsstandsicherheit wird damit nicht vorgenommen, es wird lediglich eine zweijährliche Instandhaltung und natürlich die damit verbundene Inspektion der Böschung angeordnet. Da sich jedoch unterhalb der Felsböschung Vals ein Böschungsgraben, sowie ein Böschungszaun befindet, fällt diese Böschung in den Bereich Flc und muss somit alle 3 Jahre einer Inspektion unterzogen werden.

6 Vergleich der Verfahren

6.1 Vergleich der numerischen Berechnungen mit dem empirischen SMR

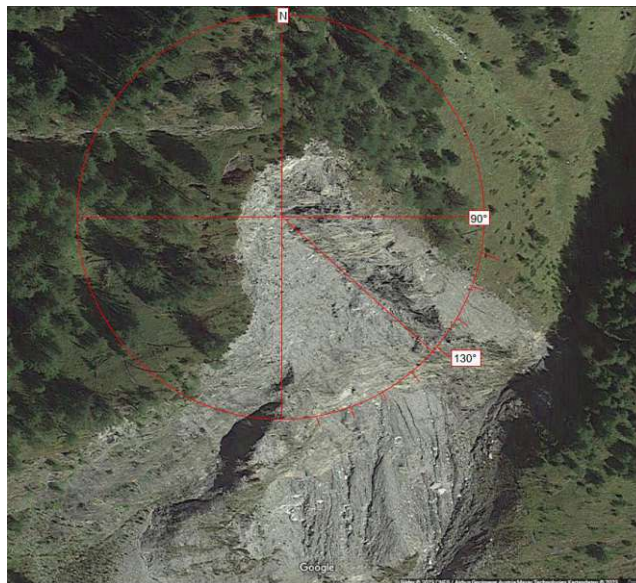


Abbildung 6-1 Fallrichtung des Versagenskeils des Felssturz Vals am 24.12.2017 (Google Maps, am 21.02.2023)

In der Abbildung 6-1 ist die vermutete Fallrichtung des Versagenskeils des Felssturz Vals vom 24.12.2017 dargestellt. Bei solch großvolumigen Felsstürzen ist davon auszugehen, dass nicht ein einzelnes Keilver sagen entlang zweier Trennflächen der Versagensmechanismus war. Vielmehr ist davon auszugehen, dass es entlang mehrerer Trennflächen zu einem multiplen Versagen bei den Keilen W_{12} , W_{13} , W_{14} , W_{34} und W_{35} (Tabelle 5-7) sowie entlang der Trennfläche k_3 (Tabelle 5-7) stattgefunden hat. Dies würde bedeuten, dass die Fallrichtung des Versagensbereichs zwischen 130° und 150° liegt, der vermutete Fallwinkel bewegt sich in einem Bereich zwischen 50° und 65° .

Wie Abbildung 5-24 zeigt, stimmt diese Abschätzung in etwa mit dem tatsächlichen Versagensereignis überein.

6.1.1 Vergleich DEM mit SMR

Vergleicht man den das empirisch ermittelte Keilver sagen mit dem numerischen (DEM) Verfahren aus Kapitel 5.1 von Moser (2020), so lassen sich die Keile des Modell A aus der Abbildung 5-3 und die Keile des Modell B aus der Abbildung 5-4 mit dem schematischen Keil aus der empirischen Ermittlung, welcher in Abbildung 5-24 dargestellt ist, vergleichen. Wie Moser (2020) schreibt, kann damit der tatsächliche Versagensvorgang nicht nachgebildet werden, jedoch können diese identifizierten Versagensflächen Hinweise auf den initialen Versagensmechanismus geben. Die Abbildung des Versagensprozesses ist jedoch auch nicht der Anspruch des empirischen Verfahrens, vielmehr soll ein potentieller Versagensmechanismus aufgezeigt werden. Ebenso ist ein Vergleich mit der ermittelten Standsicherheit des DEM-Modells nicht möglich, da bei der empirischen SMR-Berechnung lediglich eine Einstufung in eine Zustandsklasse erfolgt. Mit dem SMR wurde lediglich eine Reihe von potentiellen Versagenskeilen ermittelt und identifiziert. Diese können wiederum in grobe Gruppen eingeteilt werden. In Vals wurden dabei zwei mögliche Fallrichtungen erkannt und aufgezeigt, wobei ein sehr großes Problem dabei die örtliche Lokalisierung ist, da in diesem Fall eine Fläche von mehreren 100 m^2 betrachtet wurde, die punktuell eine starke Abweichung der Fallrichtung sowie des Fallwinkels aufweist. Ein weiteres Problem ist in diesem speziellen Fall ist,

dass die Orientierung der Trennfläche aufgrund der Faltungen des Gebirges lokal stark von den angenommenen Orientierungen abweichen kann. Dieses Problem besteht nicht nur beim SMR, weshalb man sich auf die in Abbildung 5-22 bzw. Tabelle 5-6 dargestellten Orientierungen geeinigt hat.

In einem ersten Schritt der Böschungsbewertung mittels SMR ist in Tabelle 5-7 gut zu erkennen, dass die mit den SMR Klassen IV und V bewerteten Keile und Trennflächen auch im Starrkörpermodell ausgewiesen wurden. Auch wenn im 3DEC-Modell, wie von Preh, Illeditsch und Sausgruber (2022) beschreiben, der bewegte Bereich größer als der tatsächliche Versagensbereich ist, können die Versagenskeile doch relativ genau lokalisiert werden. So ist die größere rot eingefärbte Fläche mit den rot markierten Keilen in der Tabelle 5-7 zu vergleichen. Die rot markierte Versagensfläche im unteren linken Bereich der Abbildung 6-2 könnte dabei die in der Tabelle 5-7 grün markierten Keile darstellen. Es lässt sich somit feststellen, dass im SMR als schlecht, bzw. sehr schlecht eingestufte Keile bzw. Trennflächen mit dem Bereich, der bei der numerischen Berechnung mit dem 3DEC-Modell zu sehr großen Verschiebungen führt, für ähnliche Keile ein Versagen ausweisen. Der Unterschied liegt hier vor allem in der Lokalisierung, sowie in der Angabe eines Sicherheitsfaktors bei der numerischen Berechnung.

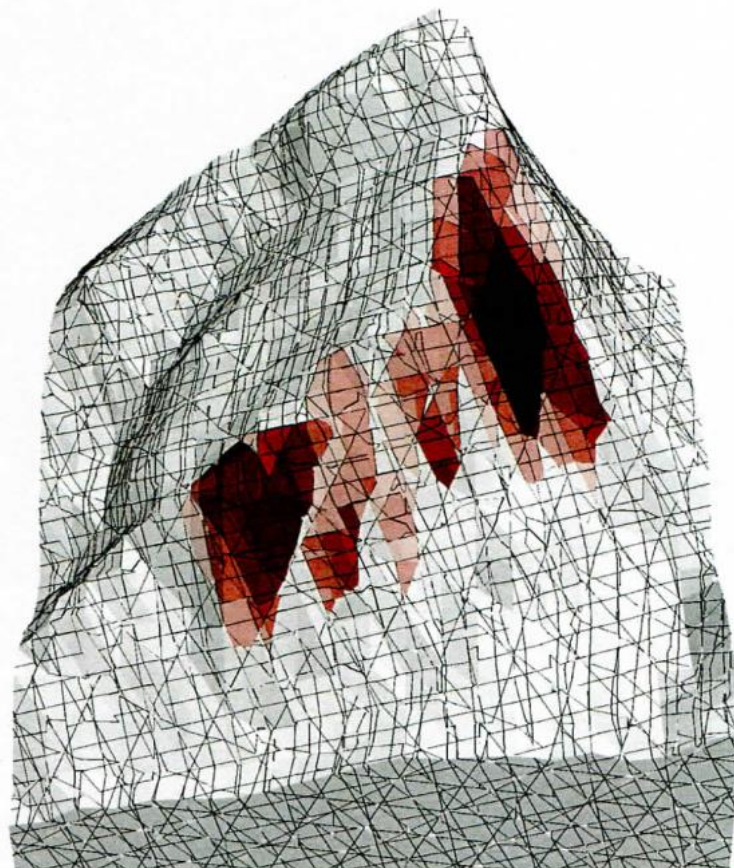


Abbildung 6-2: Berechnetes Keilversagen beim konventionellen 3DEC-Modell (Starrkörper), rote Blöcke zeigen Verschiebungen ≥ 1 m (Preh, Illeditsch und Sausgruber 2022)

6.1.2 Vergleich FDM mit SMR

Wie Eccel (2021), Preh und Illeditsch (2021) und Illeditsch, Preh und Sausgruber (2022) in ihren Arbeiten schreiben, war es bei der kontinuumsmechanischen (verschmierten) Berechnung mittels FDM nicht möglich, das strukturelle Keilversagen nachzubilden. Dies wurde in

dem Kapitel 5.2 näher erläutert. Was mit dieser Berechnungsmöglichkeit jedoch gelang, war die instabile Fläche (Abbildung 5-9a) zu verifizieren. Die Verwendung der scheinbaren MC-Parameter bei der Berechnung erwies sich als besonders effektiv und genau. Dies wird in den Abbildungen 5-9 deutlich ersichtlich. In dieser Abbildung wurde, der in der Natur aufgetretene, Versagensbereich mit hoher Übereinstimmung identifiziert. Da in diesem Bereich jedoch ein Hangkriechen erkannt wurde, kann das SMR-Verfahren damit nicht verglichen werden, da hierbei lediglich ein Gleiten, Keilgleiten oder Kippen identifiziert werden kann. Dies ist auch einer der größten Nachteile des SMR-Verfahrens.

6.2 Vergleich der numerischen Berechnungen mit der empirischen Q-Slope Methode

Spannend bei dieser Methode ist, dass es möglich ist einen fiktiven Sicherheitsfaktor zu ermitteln. Nicht im klassischen Sinn wie dies etwa bei den numerischen Methoden geschieht, sondern über den indirekten Weg des maximalen Fallwinkel der Böschung. Bei der Q-Slope Methode wird dieser als Endergebnis ermittelt und mit der vorhandenen oder geplanten Böschungsneigung, anders ausgedrückt dem Fallwinkel der Böschung, gegenübergestellt. So erhält man für die Talflanke Vals einen fiktiven Sicherheitsfaktor von 0,919 in dem man den ermittelten maximalen Böschungswinkel durch den geplanten oder vorhandenen Fallwinkel der Böschung, dividiert.

Ich spreche hierbei von einem fiktiven Sicherheitsfaktor, da im Gegensatz zu den analytischen bzw. numerischen Verfahren keine Kräfte verglichen werden, ebenso wenig muss man im Vorfeld einen Versagensmechanismus annehmen, noch bekommt man diesen als Ergebnis. Hier wird lediglich die Aussage getroffen, dass die Böschung bis zu einem gewissen Fallwinkel standsicher ist. Danach gibt es einen Bereich von etwa 5° bis 7° indem ein indifferenter Zustand herrscht, in diesem Bereich gibt es in den über 400 Fallstudien, welche von Bar und Barton (2017) durchgeführt wurden, sowohl standsichere Böschungen als auch Böschungen die versagt haben.

6.2.1 Vergleich DEM und FDM mit der Q-Slope Methode

Ein direkter Vergleich dieser Verfahren ist nicht möglich, da sowohl bei der numerischen Distinkte Elemente Methode als auch bei der Finite Elemente Methode das Grenzgleichgewicht der Felsböschung mit dem dazugehörigen Versagensmodell ermittelt wird. Bei der Q-Slope Methode wird anhand von sechs, wird der Q-Faktor mitgezählt, sieben Grundparametern der maximal standsichere Fallwinkel der Böschung ermittelt. Dabei wird im Vorfeld keine Aussage über den Versagensmechanismus getroffen, dieser lässt sich erst im Rückblick feststellen. Dies ist der Grund, weshalb hier sowohl kontinuums- wie auch diskontinuumsmechanische Methoden gemeinsam mit der Q-Slope Methode verglichen werden.

7 Schlussfolgerungen

7.1 Vor- und Nachteile des SMR

Anhand der durchgeführten SMR-Bewertung des Felssturz Vals und dem Vergleich mit den numerischen Berechnungsverfahren möchte ich nochmals die Vor- und Nachteile dieser Methode aufzeigen.

Der größte Vorteil gegenüber den numerischen Berechnungsmethoden ist, dass hierbei keine langen Rechenzeiten benötigt werden. Das SMR-Tool, mit dem diese Berechnungen durchgeführt werden können, ist als Open-Source-Software (3) von Riquelme, Tomas und Abellan (2014) auf der Homepage der Universität Alicante verfügbar.

Die Eingabe der Parameter in das Tool ist dabei relativ selbsterklärend und ebenso einfach zu bedienen. Negativ anzumerken ist dabei, dass man beim Datenexport lediglich die diskrete Bewertung des SMR nach Romana ausgegeben bekommt, die kontinuierliche Bewertung nach Tomas wird einem nur direkt im Tool angezeigt. Dies ist insofern problematisch, da es bei den Korrekturfaktoren F1 und F2, sowie bei dem Mobilisierungsfaktor F3 bei den Übergängen, welche in Tabelle 4-12 ersichtlich sind, zu Abweichungen kommt. Diese Abweichungen können im Endwert eine Differenz von 7 Punkten ausmachen.

Ein weiterer positiver Aspekt ist, dass es für eine Erstbewertung der Felsböschung gut geeignet ist. Es ist sofort ersichtlich, wie stark die Trennflächen im Einzelnen, sowie in Kombination mit einer zweiten, sprich als Keil, gefährdet ist.

Damit komme ich zum letzten positiven Aspekt der SMR-Bewertung. Aus der Bewertung ist direkt ersichtlich um welchen Versagensmechanismus es sich handelt, bzw. welcher Versagensmechanismus am wahrscheinlichsten eintritt, solange es sich dabei um Gleiten, Keilgleiten oder Kippen handelt.

Dies ist gleichzeitig auch einer der größten Nachteile. Es werden nämlich nur diese drei Versagensmodelle berücksichtigt. Obwohl diese drei sicher zu den häufigsten gehören, werden viele der in Kapitel 3 aufgezählten Versagensmodelle nicht berücksichtigt. Darunter sind zum Beispiel auch Hangkriechen oder die Translation mehrerer Klufkörper.

Wie bereits bei den positiven Aspekten erwähnt, erhält man eine Bewertung und ein Versagensmodell der einzelnen Trennflächen, sowie von zwei sich schneidenden Trennflächen. Es kann argumentiert werden, dass der initiale Versagensvorgang wahrscheinlich von einer Trennfläche, bzw. der Schnittlinie eines Keiles ausgeht, jedoch ist bei Felsstürzen dieser Größenordnung ein multiples Keilversagen, bestehend aus mehreren Trennflächen, wahrscheinlicher. Solche multiplen Versagensmodelle kann man, mit den hier getroffenen Vereinfachungen, nicht beurteilen.

Ein weiterer Punkt auf der negativen Seite ist, dass die Ermittlung der Datengrundlage deutlich aufwendiger ist, als es auf den ersten Blick scheint. So ist es nicht unerheblich oder zumindest von großem Vorteil, wenn ein „erfahrener“ Ingenieurgeologe diese Daten aufnimmt. Im Wesentlichen sind der RMR_b und die Trennflächenorientierungen aufzunehmen. Dies wird ausführlicher in Kapitel 4.3.1 und 4.3.2 beschrieben. Besonders hervorzuheben ist die Ermittlung der Gebirgsqualität, auch bekannt als RQD-Wert. Dieser sollte möglichst mit einer mindestens einen, besser noch drei Meter tiefen Kernbohrung festgestellt werden und in der Nähe des gefährdeten Bereichs erfolgen. Dies ist einerseits mit hohen Kosten verbunden und andererseits oft nicht möglich, da diese Bereiche schwer oder gar nicht zugänglich sind. Ist dies

nicht möglich, kann wie in Kapitel 5.4.1 beschrieben, vorgegangen werden. Dazu müssen Fotos mit einer hochauflösenden Kamera vorhanden sein und selbst dann ist die Auswertung äußerst schwierig und ungenau. Schließlich handelt es sich hierbei um Oberflächenaufnahmen, so dass auch hier schwer zu beurteilen ist, ob und wo Brüche aufgetreten sind.

Ein wesentlicher Punkt bei der Datenerhebung ist die Ermittlung der Trennflächen, mit den zugehörigen Fallrichtungen sowie Fallwinkel, Trennflächenabstände und natürlich der Zustand dieser. Auch hier ist es von Vorteil, wenn diese Feldaufnahme von einem Ingenieurgeologen durchgeführt wird.

Der letzte und wohl entscheidende negative Aspekt des SMR ist, dass bei großräumigen Untersuchungen eine örtliche Lokalisierung des Versagensmodells nicht möglich ist. Zumindest nicht durch die analoge Berechnung oder durch das vorgestellte Tool. Ein Ingenieurgeologe kann anhand der Trennflächen bzw. der Schnittlinien der Trennflächen und der zugehörigen Bewertung, den Versagensbereich grob abschätzen können.

Trotz aller genannten negativen Aspekte ist es allerdings wichtig zu betonen, dass diese Methode ihren Hauptanwendungsbereich definitiv nicht bei großräumigen Felsböschungen hat. Das SMR wurde in erster Linie für (Fels-)Böschungseinschnitte im Zuge von Infrastrukturprojekten, wie etwa Straßen und Eisenbahnen sowie bei allen kleinflächigeren Felsböschungen, die im Zuge von (Wohn-)Bauprojekten in Hanglagen entstehen, entwickelt worden. Handelt es sich dabei um reine Felsböschungen, die lokal begrenzt sind, kann mit dieser Methode eine gute Beurteilung der Gefährdungssituation und ein eventueller Vorschlag zur Hangsicherung erstellt werden. Dies hängt von der Qualität der Feldaufnahme ab.

7.2 Vor- und Nachteile des Q-Slope

Der Vorteil ist ähnlich den Vorteilen der SMR-Methode. Es gibt keine lange Rechenzeit sowie ein aufwendiges Einspielen von Daten, oder skalieren von Trennflächenabständen. Sofern alle Grundparameter vorhanden sind, lässt sich die Berechnung der maximalen Böschungsneigung innerhalb weniger Minuten durchführen.

Durch diese Geschwindigkeit ergibt sich der zweite große Vorteil, es kann als erste Abschätzung oder auch als baubegleitende Kontrolle dienen, da auf sich ändernde Verhältnisse einfach und schnell eingegangen werden kann.

Ein weiterer positiver Aspekt dieser Methode besteht in seiner Einfachheit. Damit meine ich, dass hier nicht probiert wird eine Aussage über den möglichen Versagensmechanismus zu treffen, es wird auch nicht probiert eine Lokalisierung von möglichen Versagensbereichen vorherzusagen. Damit lässt man sich nicht zu vermeintlichen Gewissheiten, von vermuteten Annahmen, verführen. Man ermittelt damit lediglich den maximal möglichen standsicheren Fallwinkel einer Böschung.

Ein zusätzlicher Vorteil gegenüber dem SMR ist, dass hierbei ein „fiktiver Sicherheitsfaktor“ bestimmt werden kann. Dieser kann als weiteres nützliches Werkzeug im Kasten eines Ingenieurgeologen gesehen werden, jedoch empfehlen auch Bar und Barton (2017), sprich ein Begründer dieser Methode, davon bei unklaren Verhältnissen zu einer detaillierteren Analyse überzugehen.

Die negativen Aspekte dieser Methode sind dabei ähnlich, der zweiten untersuchten empirischen Methode. Dabei besteht nach wie vor das Problem bei der Ermittlung des RQD-Werts, welcher am besten mittels Kernbohrung festgestellt wird. Ein weiterer Punkt ist natürlich die Aufnahme, sowie Auswertung der einzelnen Parameter. Wie schon im Kapitel 6.1.3 angemerkt ist dies nicht immer selbsterklärend und bedarf einer gewissen Fachkunde.

Wie auch bei der SMR Methode lässt sich, der Versagensmechanismus nicht genau lokalisieren, mehr noch, man kann aufgrund des Ergebnis keine Rückschlüsse auf diesen ziehen. Wie allerdings bei den positiven Aspekten erwähnt, ist das auch nicht der Anspruch der Q-Slope Methode. Ebenso wie das SMR kommt diese Methode aus dem Infrastruktur- wie auch Tagebau und sollte seinen Möglichkeiten entsprechend angewandt werden. Die Vorteile dieses Verfahrens liegen in seiner Einfachheit, vorausgesetzt man besitzt das nötige Wissen und die Erfahrung, um sowohl eine detaillierte Feldaufnahme durchführen zu können wie diese auch entsprechend zu bewerten.

8 Empfohlene Anwendungsbereiche

Grundsätzlich gilt es in Einzelböschungen und in Böschungen/Böschungssystemen entlang linienhafter Bauwerke, z.B. Einschnitte für eine Straße oder Bahn entlang einer Felsböschung zu unterscheiden. Bei einzelnen natürlichen Felsböschungen, wie beispielsweise der Talflanke in Vals, sind empirische Verfahren zur Vorbewertung nicht aber für eine Detailanalyse geeignet, da diese Böschungen aufgrund wechselnder Einflüsse (z.B. unterschiedliche Wand- und Trennflächenorientierungen) über die Höhe in viele Homogenbereiche unterteilt und diese separat bewertet werden müssen. Hier sind auch aufgrund der hohen dreidimensionalen Einflüsse numerische Verfahren jenen Grenzgleichgewichtsverfahren, die in Schnitten rechnen oder nur einzelne Keile und Trennflächen betrachten, vorzuziehen. Aber der Reihe nach.

Betrachtet man in Kapitel 2 die rechtlichen Rahmenbedingungen und Anforderungen der wichtigsten Unternehmen und Behörden, die für die Standsicherheit von Felsböschungen zuständig sind, so zeigt sich, dass es beispielsweise bei den ÖBB eine gut strukturierte und klare Vorgabe gibt, wie eine flächenhafte Überwachung von Gefahrenbereichen aussehen könnte. Im Prinzip wird eine auf die ÖBB zugeschnittene RMR- bzw. SMR-Methode angewandt. Diese hat den Vorteil, dass es mit „verhältnismäßig überschaubarem“ Aufwand und finanziellen Mitteln möglich ist auch ein weitläufiges Streckennetz, wie es bei den ÖBB der Fall ist, effizient und zielgerichtet zu überwachen. Näheres dazu ist in der Arbeit von Laimer, Müllegger und Darsow (2021) nachzuschlagen. Diese Beurteilungsmethode trifft keine Aussage über die Standsicherheit, sondern nur über die Instandhaltungs- und Inspektionsintervalle, sowie deren Umfang.

Die Inspektionsintervalle der ASFiNAG und bei der WLW sind weniger häufig, ebenso standen weniger detaillierte Informationen über deren risikobasiertes Naturgefahrenmanagement bzw. deren Standards zur Beurteilung von Gefahrenstellen, sprich der gefährdeten Böschung, zur Verfügung. Hier wäre, ein standardisiertes Regelwerk zu empfehlen, das die Bedürfnisse der ASFiNAG und der WLW abdeckt. Im Idealfall sollte dieses Regelwerk dem ÖBB-Regelwerk ähnlich sein bzw. dieses zur Gänze übernommen werden. Natürlich ist jede Böschung ein Unikat, ebenso gibt es unterschiedliche Anforderungen der jeweiligen Unternehmen bzw. Behörden. Eine Vereinheitlichung der Systeme ist jedoch sehr hilfreich, um über Behörden- und Unternehmensgrenzen hinweg eine einheitliche Sprach- und Ausgangsbasis zu schaffen.

Auch wenn das von den ÖBB entwickelte Verfahren auf den ersten Blick nicht unbedingt komplex erscheint, so ist doch ein tieferes geologisches Verständnis und Erfahrung notwendig, um den Versagensmechanismus der Böschung, die Beschaffenheit der Trennflächen, sowie die Bestimmung der Gesteins- und Gebirgsparameter richtig erfassen und interpretieren zu können. Ebenso ist es bei der Methode, welche von Laimer und den ÖBB entwickelt wurde, nicht mehr notwendig den RQD-Wert zu ermitteln. Damit wurde ein wesentlicher Kosten- und Unsicherheitsfaktor eliminiert. In der folgenden Abbildung 8-1 möchte ich eine mögliche Erweiterung, der ingenieurgeologischen Bewertungsskala bzw. des Maßnahmenkataloges, vorstellen.

Im konkreten Fall bedeutet dies, dass insbesondere ab der Klasse III, bzw. ab einem Wert von weniger als 50, je nach prognostizierten Versagensmechanismus, eine gesonderte, vorzugsweise eine numerische Standsicherheitsberechnung zur Ermittlung des Standsicherheitsfaktors durch den beurteilenden Ingenieurgeologen angeordnet wird. Ebenso sollte ab dem Unterschreiten dieses Wertes eine Pluviometermessung (Niederschlagsmessung) angeordnet

werden. Diese Erkenntnis geht aus der Stellungnahme der ÖBB in Kapitel 2.1 hervor. So schreiben Müllegger, Lenz und Laimer (2011), dass jeweils zwei Tage nach solchen Ereignissen große Verschiebungen bei den Trennflächen aufgetreten sind. Der Grenzwert ist für jede Böschung sehr individuell festzulegen. Ergänzt wird die Überwachung durch eine gesonderte Fissurometer Überwachung, bei den gefährdeten Trennflächen ab der Klasse V überwacht werden sollten. Dieser sollte alle Vektorrichtungen (x, y, z) erfassen können. Der Grund für den späten Einsatz dieser Methode liegt vor allem an den Kosten und dem Aufwand.

| Bewertung | 0 10 15 20 30 | 40 45 50 55 60 | 65 70 75 80 90 | 100 | |
|----------------------------|--|----------------------------|----------------------------|-----|------------|
| Zustand | sehr schlecht | schlecht | durchschnittlich | gut | sehr gut |
| Fla 1 | jährliche Instandhaltung | | | | |
| Fla 2 | | 2-jährliche Instandhaltung | | | |
| Fla 3 | | | 3-jährliche Instandhaltung | | |
| Flb - Flc | | | | | Inspektion |
| Standsicherheitsberechnung | abhängig vom prognostizierten Versagensmechanismus | | | | |
| Fissurometer | zusätzliche 3D | | | | |
| Niederschlagsmessung | zusätzliche Pluviometermessung | | | | |

Abbildung 8-1: Adaptierung und Erweiterungsmaßnahmen der Ingenieurgeologischen Bewertungsskala (Laimer, Müllegger und Darsow 2021)

Diese Einstufung wurde gewählt, da die ingenieurgeologische Klassifizierung für die Felsböschung Vals einen Wert von 41,5 ergab. Sowohl nach den Ergebnissen der numerischen Berechnung als auch nach der empirischen Bewertung ist von einem schlechten Gesamtzustand auszugehen. Der Grund für den relativ hohen Wert, nach dieser Bewertungsmethode, liegt in der starken Übergewichtung der Böschungsneigung. Diese macht zwischen einem Fallwinkel der Böschung von 50° bis 70°, 30 Punkte aus und kann trotz sehr schlechtem Gesamtzustand noch in die Klasse III fallen, wie das Beispiel Vals zeigt. Unter 50° Neigung wird die Böschung nicht bewertet. Um diesen „Fehler“ im Einzelfall ausgleichen zu können, empfiehlt es sich, ab einer Bewertung von weniger als 50 Punkten über ein Monitoring bzw. über eine genauere Untersuchung nachzudenken. Die Notwendigkeit hängt einerseits vom Gesamtbild und andererseits, durch die sehr hohe Gewichtung des Fallwinkels der Böschung sowie des Versagensmechanismus, von den Gesteinsarten ab.

Wird zusätzlich zum Monitoring eine Standsicherheitsberechnung beauftragt, so gilt der erste Blick dem Versagensmechanismus und den 3D-Einflüssen der zu betrachtenden Böschung. Als erste Abschätzung bieten sich hierbei die empirischen Verfahren an. Diese haben den Vorteil gegenüber den Grenzgleichgewichtsverfahren, dass diese kostengünstiger und schneller durchführbar sind. Dabei kann man sowohl auf die SMR-Methode wie auch die Q-Slope-Methode zurückgreifen. Der Nachteil bei der SMR-Bewertung ist, dass hierbei die Böschung lediglich kategorisiert und Versagenswahrscheinlichkeiten zugeordnet wird, sowie nur für die Versagensmechanismen Gleiten, Kippen und Keilgleiten relevant ist. Anders verhält es sich hier bei der Q-Slope-Methode. Diese gibt keinen potenziellen Versagensmechanismus an und benötigt diesen auch für die Berechnung nicht. Aufgrund der über 400 durchgeführten Fallstudien von Bar und Barton (2017) kann mit dieser Methode, bis zu Böschungshöhen von 50

Meter eine sehr gute Vorhersage zur Böschungsstabilität gemacht werden, jedoch wurden auch Böschungen mit bis zu 250 Meter Höhe beurteilt. Aufgrund des geringen Datenumfanges ist die Unsicherheit bei der Bewertung höher, weshalb Überlegungen wie der „fiktive“ Sicherheitsfaktor bewertet wird, angestellt werden sollten. Ob und wie sinnvoll ein minimaler „fiktiver“ Sicherheitsfaktor wäre, kann in einer weiterführenden Arbeit erörtert werden. Spätestens ab jenen Zeitpunkt, ab dem der maximal errechnete Fallwinkel der Böschung niedriger ist als der vorhandene, ist eine detailliertere Standsicherheitsanalyse zu empfehlen. Aufgrund des breiteren Anwendungsfeldes ist die Q-Slope-Methode für die Vorbeurteilung von Böschungsstandsicherheiten zu empfehlen. Näheres über die empirischen Verfahren ist in Kapitel 4.3 und zu deren Anwendung in Kapitel 5.3 und 5.4 zu finden.

Kommt es zu einer detaillierteren Standsicherheitsbeurteilung, kann bei kleineren Böschungen die Standsicherheit auch mit dem Grenzgleichgewichtsverfahren nach Krey/Bishop (1955), Gussmann (1986), etc. konventionell (analytisch) berechnet werden. Die Praktikabilität nimmt jedoch mit zunehmender Komplexität des Versagensmechanismus und wechselnder Einflüsse (z.B. unterschiedliche Wand- und Trennflächenorientierungen) ab. Hier sind auch aufgrund der hohen dreidimensionalen Einflüsse numerische Verfahren jenen Grenzgleichgewichtsverfahren, die in Schnitten rechnen oder nur einzelne Keile und Trennflächen betrachten, vorzuziehen. Die einzelnen numerischen Verfahren haben Vor- und Nachteile und wurden in anderen Arbeiten, beispielsweise für Vals von Moser (2020), Illeditsch, Preh und Sausgruber (2022) etc. sehr ausführlich beschrieben. Kurz umrissen, der Vorteil der Distinkte Elemente Methode (DEM) liegt in der Beschreibung des Blockverhaltens. Hier liegt aber auch der große Nachteil, dass dies derzeit aufgrund der noch begrenzten Rechenleistung der Hardware nicht in akzeptabler Zeit durchführbar ist. Dies hat zur Folge, dass das Modell stark vereinfacht werden muss, wodurch es nicht mehr der Realität entspricht und entsprechende Abweichungen im Ergebnis der numerischen Berechnung liefert. Verschmierte Berechnungen mittels der FEM oder FDM haben den Vorteil, dass die Böschung als ein Kontinuum betrachtet und mit Hilfe des Hoek-Brown-Versagenskriteriums gut an die Realität angepasst werden kann. Für Vals konnte mithilfe der kontinuumsmechanischen Berechnungen der tatsächliche Versagensmechanismus nicht abgebildet werden.

Detaillierte Analysen sind in letzter Konsequenz notwendig, wenn aus den Voruntersuchungen Zweifel an der Standsicherheit der Felsböschung festgestellt werden. Das bedeutet, dass im Einzelfall auf Grundlage aller oben genannten Berechnungen und Verfahren, dazu zählen die analytischen, numerischen und empirischen Verfahren, sowie aus den gewonnenen Daten und Erkenntnisse, über Sicherungsmaßnahmen zum Schutz von Menschen und Infrastruktur entschieden werden kann.

9 Zusammenfassung

Im Rahmen dieser Arbeit werden die inhaltlichen und rechtlichen Rahmenbedingungen und deren Anforderungen an die Standsicherheitsbeurteilung, der großen Auftraggeber in Österreich, darunter fallen die Österreichischen Bundesbahnen (ÖBB), die ASFiNAG und das Amt für Wildbach und Lawinenverbauung, analysiert und die gängigen Beurteilungsverfahren beschrieben. Grundlage jeder Standsicherheitsbeurteilung ist die Kenntnis des vorherrschenden Versagensmechanismus. Dazu wurden die gängigen Klassifizierungssysteme von Felsböschungen diskutiert und die für Felsböschungen relevanten Versagensmodelle beschrieben.

In einem weiteren Schritt wurden die beiden wichtigsten Gruppen von Beurteilungsverfahren von Felsböschungen einander gegenübergestellt und die theoretischen Grundlagen der einzelnen Verfahren dargelegt. Dies sind auf der einen Seite die Berechnungsverfahren, zu denen die analytischen und numerischen gehören und auf der anderen Seite die empirischen Verfahren. Bei letzteren wurden das Rock Mass Rating (RMR) als Basis für das Slope Mass Rating (SMR) und die Q-Slope Methode näher betrachtet. Die Schwierigkeit bei den empirischen Verfahren besteht vor allem in der Aufnahme und Bewertung der Gegebenheiten, denn die Berechnung ist in kürzester Zeit durchgeführt.

Aufgrund der umfangreichen Datenlage, durch Feldaufnahmen der WLV sowie der vorhandenen numerischen Rückrechnungen durch Moser (2020) und Preh, Illeditsch und Sausgruber (2022) eignete sich die Talflanke Vals sehr gut für einen Methodenvergleich der numerischen und empirischen Verfahren. Dabei ergab sich mittels diskontinuumsmechanischen Verfahren ein Sicherheitsfaktor von $S=1,2$ bei starrer Modellierung bis hin zu einem Sicherheitsfaktor von $S = 0,4$ bei einer fragmentierten Abbruchmasse. Bei dem verschmierten Modell konnte der Versagensmechanismus nicht nachgebildet werden, jedoch ergab sich ein Grenzgleichgewicht, berechnet mit dem Hoek-Brown Kriterium, von 1,207 nach dem Felssturzereignis. Mithilfe des kontinuumsmechanischen Verfahren konnte die Versagensfläche identifiziert werden.

Zur Ermittlung des SMR wurde ein RMR_b für die Trennflächen, Störzonen und Schieferungen zwischen 45 und 54 ermittelt. Mithilfe dieser Werte konnte in weiterer Folge der SMR-Wert für die einzelnen Trennflächen, Störzonen und Schieferungen, sowie die daraus resultierenden Keile ermittelt werden. Dabei konnten zwei mögliche Hauptversagensrichtungen, anhand der Fallrichtungen, identifiziert werden. Der erste Versagensbereich weist eine Fallrichtung zwischen 130° und 150° , sowie einen Fallwinkel im Bereich von 50° bis 65° entlang mehrerer Trennflächen auf, weshalb davon auszugehen ist, dass es zu einem multiplen Versagen bei den Keilen W_{12} , W_{13} , W_{14} , W_{34} und W_{35} (Tabelle 5-7) sowie entlang der Trennfläche k_3 (Tabelle 5-7) kommt. Dabei liegen die SMR-Werte zwischen 3 und 27, dies entspricht einer Versagenswahrscheinlichkeit von 60% bis zu 90% bei SMR-Werten unter 20. Der zweite Versagensbereich weist eine Fallrichtung zwischen 180° und 200° , sowie einen Fallwinkel im Bereich von 30 bis 45° entlang mehrerer Trennflächen auf, weshalb ebenfalls davon auszugehen ist, dass es zu einem multiplen Versagen bei den Keilen W_{24} , W_{25} , W_{26} , W_{45} , W_{46} und W_{56} (Tabelle 5-7) sowie entlang der Trennfläche k_4 (Tabelle 5-7) kommt. Dabei liegen die SMR-Werte zwischen 15 und 34, dies entspricht einer Versagenswahrscheinlichkeit von 60% bis zu 90% bei SMR-Werten unter 20. Es kann davon ausgegangen werden, dass der erste Versagensbereich auch jener ist, der am 24.12.2017 zum Versagen geführt hat. Wie schon im Kapitel 6 beschrieben, liegt der Hauptanwendungsbereich des Slope Mass Rating (SMR) bei Böschungseinschnitten und ist weniger gut geeignet zur Beurteilung der Standsicherheit von großflächigen, sowie dreidimensional ausgeprägten Böschungen. Ein weiteres Problem des SMR besteht darin, dass lediglich drei Versagensmechanismen, nämlich gleiten, keilgleiten und kippen, nachgewiesen werden können.

Bei der Q-Slope-Methode wird der Versagensmechanismus nicht betrachtet, es wird lediglich eine Aussage getroffen bis zu welchem Fallwinkel die Böschung Standsicher ist. Durch Variieren der verschiedenen Parameter wie etwa dem RQD-Wert ergibt sich eine stabile Böschung mit einem Fallwinkel zwischen 55° und 61° . Die Versagenswahrscheinlichkeit beträgt dabei 1%. Die Felsböschung Vals weist nach den Daten der WLV jedoch einen Fallwinkel von 65° aus, wodurch sich die Böschung in einem instabilen Zustand nach Abbildung 4-10 befindet. Der „fiktive“ Sicherheitsfaktor F , welcher sich mittels $\beta_{\text{Qslope}} / \beta_{\text{Böschung}}$ errechnet, liegt zwischen $F=0,842$ und $F=0,935$ und damit auf der unsicheren Seite. Diese Methode eignet sich besser zur Standsicherheitsbeurteilung, da hierbei unabhängig vom Versagensmechanismus ein standsicherer Fallwinkel der Böschung ermittelt wird. Jedoch schreiben Bar und Barton (2017) und damit einer der Entwickler der Q-Slope-Methode, dass ab Böschungshöhen jenseits von 50 Meter sowie komplexeren Gegebenheiten eine detailliertere Analyse und Standsicherheitsbeurteilung der Böschung notwendig werden kann und nicht durch die Q-Slope-Methode alleine abgedeckt wird. Auch dieses Verfahren findet sein Hauptanwendungsgebiet bei Böschungseinschnitten und damit verbunden entlang von linienhaften Bauwerken, sowie den Tagebau.

Ebenso wurde die für die ÖBB entwickelte ingenieurgeologische Klassifizierung, die zu den Beobachtungsverfahren gehört, näher beschrieben. Durch die Systematisierung der Beobachtungsmethode wurde ein einfaches Verfahren zur Ermittlung der Instandhaltungs- sowie Inspektionsintervalle entlang des Streckennetzes der ÖBB geschaffen, welches ähnlich dem RMR aufgebaut wurde. Die Talflanke Vals würde bei dieser Bewertung auf 41,2 Punkte kommen und müsste, wäre nicht ein Schutzdamm am Fuß der Böschung vorhanden, alle 2 Jahre instandgehalten und inspiziert werden. Durch den erwähnten Schutzdamm ist eine jährliche Inspektion ausreichend. In dieser Arbeit wurde die Bewertungsskala noch um eine Empfehlung, ab wann der zuständige Ingenieurgeologe eine Standsicherheitsberechnung anordnen kann sowie um ein Monitoring Programm, ergänzt.

Im nächsten Punkt wurden die empirischen mit den numerischen Verfahren verglichen sowie die Vor- und Nachteile dieser identifiziert. Dabei zeigte sich für das SMR, dass dieses (nur) für Gleiten, Keilgleiten und Kippen den Versagensmechanismus sowie die Versagensflächen gut prognostizieren kann, jedoch muss dieser Bereich lokal begrenzt sein. Ein weiterer positiver Aspekt des SMR ist, dass dies, sofern man die notwendigen Daten wie etwa den RQD kennt, schnell zu berechnen ist. Im Gegensatz zum SMR erhält man durch die Berechnung bei der Q-Slope-Methode keinen Versagensmechanismus, dieser wird hier gänzlich ignoriert. Bei diesem Verfahren wird der maximale Fallwinkel der Böschung bei dem diese noch standsicher ist errechnet, wodurch sich ein „fiktiver“ Sicherheitsfaktor errechnen lässt. Ein direkter Vergleich mit den numerischen Methoden ist deshalb nur sehr bedingt möglich, da diese den Versagensmechanismus sowie einen Sicherheitsfaktor ermitteln. Wichtig dabei ist, dass man bei der Anwendung der jeweiligen Methode, deren Haupteinsatzgebiet kennt.

Im letzten Schritt werden die Anwendungsbereiche der verschiedenen Methoden beschrieben. Hier lässt sich festhalten, dass die empirischen Methoden, eine sinnvolle Ergänzung zu den analytischen sowie numerischen Methoden darstellt. So eignet sich das SMR für die baubegleitende Kontrolle bei Böschungseinschnitten und Tagebau ebenso wie die Q-Slope Methode. Für die Ersteinschätzungen der Standsicherheit von Böschungen ist die Q-Slope Methode besser geeignet. Empirische Verfahren haben nicht den Anspruch eine detailliertere Standsicherheitsbeurteilung zu ersetzen, diese können lediglich ein Teil davon sein. Für genauere Standsicherheitsberechnungen, sowie die Bemessung der Schutzmaßnahmen sind analytische wie numerische Verfahren nach wie vor notwendig.

10 Literaturverzeichnis

10.1 Literatur

Adam D.: Grundbau und Bodenmechanik. Studienunterlagen zur Vorlesung. Technische Universität Wien, Österreich. 2019.

Barton N., Lien R., Lunde J.: Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. In: Rock Mechanics, 6. New York, USA. 1974.

Bar N., Barton N.: The Q-Slope Method for Rock Slope Engineering. In: Rock Mechanics and Rock Engineering. New York, USA. 2017.

Bieniawski Z.T.: Rock mass classification in rock engineering. In: Bieniawski Z. T. (Ed.), Exploration for rock engineering, Proceedings of the Symposium Expl. Rock Engineering. Johannesburg, Südafrika. 1976.

Bieniawski Z.T.: The geomechanics classification in rock engineering application. In: Proceedings of the 4th Congress of the International Society of Rock Mechanics (Vol. 2). Montreux, Schweiz. 1979.

Bieniawski Z.T.: Engineering Rock Mass Classification. John Wiley & Sons Ltd. Chichester, Großbritannien. 1989.

Bieniawski Z.T.: The RMR system and future trends, comprehensive rock engineering. In: Hudson J.A.: Classification of rock masses for engineering (Vol 3.). New York, USA. 1993.

Bishop A.W.: The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Clay Slopes. Geotechnique. Vol. V. 1955.

Cavers D.S.: Simple methods to analyse buckling of rock slopes. In: Rock Mechanics 14. 1981.

Cruden D.M., Varnes D.J.: Landslide Types and Processes. Transportation Research Board. In: U.S. National Academy of Sciences, Special Report. Washington, USA. 1996.

Cundall P., Hart R.: Numerical Modelling of Discontinua. In: Engineering Computations, Vol. 9 No. 2. S. 101-113. Bingley, Großbritannien. 1992.

Deere D.U.: Rock quality designation (RQD) after 20 years. U.S. Army Corps Engrs Contract Report GL-89-1. Vicksburg, MS: Waterways Experimental Station, USA. 1989.

Eccel M.: Vergleich der Anwendbarkeit des Hoek-Brownschen und des Mohr-Coulombschen Bruchkriteriums am Beispiel der Felsböschung Vals. (MSc). Technische Universität Wien, Österreich. 2021.

Filipello A., Mandrone G., Bornaz L.: Structural Data Treatment to Define Rockfall Susceptibility Using Long Range Laser Scanner. In: Lollino G., Giordan D., Thuro K., Carranza-

- Goodman R.E., Bray J.W.: Toppling of rock slopes. Proc. Conf. Rock Engineering for foundation and slopes, Vol 2. 1976.
- Goodman R.E., Shi G-H.: Block theory and its application to rock engineering. Prentice Hall. New Jersey, USA. 1985.
- Gußmann P.: Die Methode der kinematischen Elemente. Mitteilung des Instituts für Geotechnik. Stuttgart, Deutschland. 1986.
- Gußmann P.: KEM (Kinematical Element Method) in geomechanics. Proc. 6th Congr. Numerical Methods in Geomechanics. Innsbruck, Österreich. 1988.
- Gußmann P., König D., Schanz T.: Die Methode der kinematischen Elemente in der Geotechnik – aktuelle Entwicklung und Anwendung. Geotechnik, Vol.39 (1) S. 40-53. Berlin, Deutschland. 2016.
- Hittinger M., Goodman R.E.: JTROCK, a computer program for stress analysis of two dimensional, discontinuous rock masses. Report No. UCB/GT/78-04. University of California, Berkeley, USA. 1978.
- Hölzl T.F.: Grundlagen der Standsicherheitsberchnung. Springer Fachmedien Wiesbaden. Wiesbaden, Deutschland. 2019.
- Hoek E., Brown E.: Empirical strength criterion for rock masses. In: Journal of the Geotechnical Engineering Division. New York, USA. 1980.
- Hoek E., Marinos P.: Predicting Tunnel Squeezing Problems in Weak Heterogeneous Rock Masses. In: Tunnels and Tunnelling International. London, Großbritannien. 2000.
- Hungr O., Leroueil S., Picarelli L.: The Varnes classification of landslide types, an update. Springer-Verlag GmbH. Heidelberg, Deutschland. 2014.
- Kahneman D.: Think, Fast and Slow. Farrar, Strauss and Giroux. New York, USA. 2011
- Kieffer D.S.: Rock slumping: A compound failure mode of jointed hard rock slopes. PhD Thesis. University of California, Berkeley, USA. 1998.
- Konietzky H.: Numerische Simulation in der Geomechanik mittels expliziter Verfahren. Itasca Consultant GmbH. Gelsenkirchen, Deutschland. 2000.
- Li A., Merifield R., Lyamin A.: Stability charts for rock slopes based on the Hoek-Brown failure criterion. In: International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences. Amsterdam, Niederlande. 2008.
- Illeditsch M: Berechnung der reduzierten Hoek-Brown Parameter. TU Wien, Österreich. 2021.

Illeditsch M., Preh A., Sausgruber JT.: Challenges Assessing Rock Slope Stability Using the Strength Reduction Method with the Hoek–Brown Criterion on the Example of Vals (Tyrol/Austria). In: *Geosciences* 12(7):255. Basel, Schweiz. 2022.

Kempfert H-G., Raithel M.: Bodenmechanik und Grundbau – Band 1 Bodenmechanik, Bauwerk Verlag. Berlin, Deutschland. 2007.

Kieffer D.S.: Rock Slumping: A Compound Failure Mode of Jointed Hard Rock Slopes. (PhD). University of Berkeley California, USA. 1998.

Konietzky H.: Numerische Simulation in der Geotechnik mittel expliziter Verfahren. Gelsenkirchen, Deutschland. 2000.

Laimer H.J., Müllegger M., Darsow A.: A New Engineering-Geological classification Method for the Determination of Rock Scaling Intervals Along Railways. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering*. Wien, Österreich. 2021.

Marinos P., Hoek E.: GSI – A geologically friendly tool for rock mass strength estimation. In: *Proceedings of the GeoEng*. Melbourne, Australia. 2000.

Moser B.: Synthetic Rock Mass (SRM) Modelle für Stabilitätsanalysen von Felsböschungen: Einsatzmöglichkeiten und Grenzen am Beispiel Vals (Tirol). (MSc). Technische Universität Wien, Österreich. 2020.

Möller G.: Methode der Finiten Elemente (FEM). Wiley-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA. Geotechnik. Weinheim, Deutschland. 2016.

Müllegger M., Lenz G., Laimer H.J.: Geotechnische Messungen als zentraler Bestandteil des Sicherheitsmanagementplans beim Felssturz Drünstein/Wachau. *Geomechanics and Tunneling*. Berlin, Deutschland. 2011.

Pastor J.L., Riquelme A.J., Tomas R., Cano M.: Clarification of the slope mass rating parameters assisted by SMRTTool, an open-source software. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. Springer-Verlag GmbH. Berlin, Deutschland. 2019.

Poisel R.: Kippen, Sacken, Gleiten – Die Geomechanik von Massenbewegungen und Felsböschungen. *Felsbau* 16. Technische Universität Wien, Österreich. 1998.

Poisel R.: Versagensmechanismen von Felsböschungen - Grundtypen, deren Kombinationen und deren Übergänge. Vortrag im Rahmen der Vortragsreihe "Geotechnik" an der Technischen Universität Graz, Österreich. 2003.

Poisel R., Preh A.: Rock Slope Initial Failure Mechanisms and their Mechanical Models. *Felsbau*, 22/2, 40–45. Essen, Deutschland. 2004.

Poisel R., Preh A., Zettler A.H.: *Proceedings EUROCK 2004 & 53rd Geomechanics Colloquy*. Verlag Glückauf GmbH. Essen, Deutschland. 2004.

- Poisel R.: Die Standsicherheit von Festgesteinsböschungen. Bericht der Geologischen Bundesanstalt. Wien, Österreich. 2016.
- Poisel R.: Felsstürze – Ablösemechanismen. In: Berichte der Geologischen Bundesanstalt B. 125, S. 49-59. St. Pölten, Österreich. 2018.
- Preh A.: Ermittlung von Sicherheitsfaktoren mittels des diskontinuumsmechanischen Finiten Differenzen – Codes UDEC. (MSc.) Technische Universität Wien, Österreich. 2000.
- Preh A.: Modellierung des Verhaltens von Massenbewegungen bei großen Verschiebungen mit Hilfe des Particle Flow Codes (PFC). (Diss.) Technische Universität Wien, Österreich. 2004.
- Preh A.: Felsstürze – Sturzprozess. In: Berichte der Geologischen Bundesanstalt B. 125, S. 59-65. St. Pölten, Österreich. 2018.
- Preh A.: Felsstürze Valsertal: Analysen und Prognoseberechnungen von Massenstürzen. In: Interner Bericht an die Wildbach- und Lawinenverbauung, Stabstelle Geologie. Innsbruck, Österreich. 2019.
- Preh A., Illeditsch M.: FuE-Projekt „Synthetic Rock Mass Models“ zur Beurteilung von Hangbewegung am Beispiel des Felssturz Vals in Tirol. Technische Universität Wien. Wien, Österreich. 2021.
- Preh A., Illeditsch M., Sausgruber J.T.: Diskrete vs. Verschmierte Modellierung von Felswänden oder wo sind die Anwendungsgrenzen des HB-Kriteriums. In: 51. Geomechanik-Kolloquium Tagungsbeiträge, Heft 2022-2. TU Bergakademie Freiberg, Deutschland. 2022.
- Preh A.: Angewandte Felsmechanik, Skriptum zur Vorlesung. Technische Universität Wien. Wien, Österreich. 2022.
- Priest S.D., Hudson J.A.: Discontinuity spacings in rock. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. Amsterdam, Niederlande. 1976.
- Reitmeier W.: Die Lagekugel – ein Hilfsmittel zur Lösung von Aufgaben in der Felsmechanik. In: Beiträge zur Felsmechanik, Schriftenreihe, Heft 10. TU München, Deutschland. 1987.
- Riquelme A., Tomas R., Abellan A.: SMR Tool beta. A calculator for determining Slope Mass Rating (SMR). Universidad de Alicante, Spanien. 2014.
- Riquelme A., Tomas R., Abellan A.: Characterization of rock slopes through slope mass rating using 3D point clouds. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. Amsterdam, Niederlande. 2016.
- Roghanchi P., Kallu R., Thareja R.: A New Expression of Three Adjustment Factors of Slope Mass Rating Classification. International Journal of Earth Sciences and Engineering 6(3):7-17. Hyderabad, Telangana, Indien. 2013.

Romana M.: New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes. In: Proceedings of the International Symposium on the Role of Rock Mechanics in Excavations for Mining and Civil Works, S. 49-53. International Society of Rock Mechanics. Zacatecas, Mexico. 1985.

Romana M., Tomas R., Seron J.B.: Slope Mass Rating (SMR) Geomechanics classification: thirty years Review. 13th ISRM Congress. Quebec, Kanada. 2015.

Sausgruber J.T.: Ingenieurgeologische und geotechnische Untersuchungen von Massenbewegungen im Gebiet des Bunzkögeles bei Matrei in Osttirol. (Dis.) Technische Universität Wien. 2010.

Singh B., Goel R.K.: Rock Mass Rating. In: Engineering Rock Mass Classification: tunneling, foundations, and landslides, S. 45-62. Butterworth-Heinemann. Oxford, Großbritannien. 2011.

Schmüdderich C.: Anwendung der Methode der Kinematischen Elemente auf die Berechnung des räumlichen Erdwiderstands. (Msc.) Ruhr-Universität Bochum, Deutschland. 2016.

Schmüdderich C., Gußmann P., König D., Schanz T.: Vergleichende Untersuchungen zum räumlichen Erdwiderstand mit der Kinematischen-Elemente-Methode. Die Bautechnik, Vol. 94 (9) S.613-623. Berlin, Deutschland. 2017

Tomas R., Delgado J., Seron J.B., Modification of slope mass rating (SMR) by continuous functions. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 44(7):1062-1069. Amsterdam, Niederlande. 2007.

Torres C., Wu F., Marions P., Delgado C.: Engineering Geology for Society and Territory V. 6. S. 721-724. Basel, Schweiz. 2015.

Witt K.J.: Grundbau-Taschenbuch Teil 1: Geotechnische Grundlagen. Ausgabe 8. Ernst & Sohn GmbH. Berlin, Deutschland. 2017.

Wittke W.: Rock Mechanics. Springer. Berlin, Deutschland. 1990.

Zienkiewicz O.C., Humpheson C., Lewis R.W.: Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics. In Geotechnique 25. 1975.

10.2 Normen, Gesetze, Richtlinien und Vorschriften

EC 7

ÖNORM B 1997-1-1:2021

ÖNORM B 1997-1-5:2017

ÖNORM EN 1997-1: 2014

ÖNORM EN 1997-1: Band 6: Geländebruch

ÖNORM EN ISO 17892-7:2018

ÖNORM EN ISO 14688-1:2002

ÖNORM EN ISO 14689-1:2003

ONR 24810:2017

Eisenbahngesetz 1957

§ 19 Pflichten des Eisenbahnunternehmens, BGBl. Nr. 60/1957 zuletzt geändert durch BGBl. I Nr. 143/2020.

§ 19a Regelmäßig wiederkehrende Überprüfungen, BGBl. Nr. 60/1957 zuletzt geändert durch BGBl. I Nr. 143/2020.

§ 20 Einfriedungen, Schutzbauten, BGBl. Nr. 60/1957 zuletzt geändert durch BGBl. I Nr. 125/2006.

§ 43 Gefährdungsbereich, BGBl. Nr. 60/1957 zuletzt geändert durch BGBl. I Nr. 125/2006.

§ 45 Beseitigung eingetretener Gefährdungen, BGBl. Nr. 60/1957 zuletzt geändert durch BGBl. I Nr. 125/2006.

Wasserbautenfördergesetz 1985 - WBFVG: BGBl. Nr. 148/1985 zuletzt geändert durch BGBl. I Nr. 61/2018.

§ 3 Allgemeine Voraussetzungen der Gewährung und Bereitstellung von Bundes- und Fondsmitteln, BGBl. Nr. 148/1985 zuletzt geändert durch BGBl. I Nr. 61/2018.

§ 9 Wildbach- und Lawinenverbauung, BGBl. Nr. 148/1985 zuletzt geändert durch BGBl. I Nr. 61/2018.

Planungshandbuch Brücke, ASFiNAG, Freigabe am 02.08.2021

Technische Richtlinie für die Wildbach- und Lawinenverbauung TRL-WLV gemäß § 3 Abs 1 Z 1 und Abs 2 WBFVG 1985, Fassung von März 2015

10.3 Internetquellen

- (1) <https://www.rocscience.com/assets/resources/learning/hoek/Practical-Rock-Engineering-Chapter-3-Rock-Mass-Classification.pdf>, am 15.09.2022
- (2) <https://personal.ua.es/en/ariquelme/discontinuity-set-extractor-software.html>, am 15.09.2022
- (3) Riquelme, A. & Tomás, R. & Abellán A. (2014). SMRTool beta. A calculator for determining Slope Mass Rating (SMR). Universidad de Alicante. <http://personal.ua.es/es/ariquelme/smrtool.html> (download date)., am 15.09.2022
- (4) <https://personal.ua.es/en/ariquelme/smrtool.html>, am 09.12.2022
- (5) <https://www.tt.com/artikel/15879931/nach-felssturz-geht-es-in-vals-jetzt-rasch-mit-verbauung-los>, am 20.02.2023
- (6) <https://tirol.orf.at/v2/news/stories/2885967/index.html>, am 6.10.2022
- (7) https://maps.naturgefahren.at/?g_card=hist_ereignisse, am 25.02.2023

11 Verzeichnisse

11.1 Abbildungsverzeichnis

| | |
|---|----|
| <i>Abbildung 2-1: Komponenten und deren Anordnung des Monitoringsystems (Müllegger, Lenz und Laimer 2011)</i> | 3 |
| <i>Abbildung 2-2: Dargestellt sind hierbei die Fissurometer Verschiebungsdaten des Punktes 3 und 4 sowie die dazugehörige Temperatur und der Niederschlag (Müllegger, Lenz und Laimer 2011)</i> | 4 |
| <i>Abbildung 3-1: Beispiele von Versagensmechanismen von Felsböschungen mit dem jeweiligen mechanischen Modell (Poisel und Preh 2004)</i> | 9 |
| <i>Abbildung 3-2: Fallen eines Kluftkörpers aus einem Überhang aus der ÖNORM B 1997-1-5</i> | 10 |
| <i>Abbildung 3-3: Translation eines Gleitkörpers im Festgestein auf einer Trennfläche aus der ÖNORM B 1997-1-5</i> | 11 |
| <i>Abbildung 3-4: Translation mehrerer Teilgleitkörper auf einer ebenen Gleitfläche aus der ÖNORM B 1997-1-5</i> | 11 |
| <i>Abbildung 3-5: Rückwärtsrotation von Kluftkörper (Kieffer 1998)</i> | 12 |
| <i>Abbildung 3-6: Die Rotation eines schalenförmigen Gleitkörpers aus der ÖNORM B 1997-1-5</i> | 13 |
| <i>Abbildung 3-7: Abfahren, abgleiten oder kippen (Poisel und Preh 2004)</i> | 13 |
| <i>Abbildung 3-8: Rotation einzelner Kluftkörper (Poisel und Preh 2004)</i> | 14 |
| <i>Abbildung 3-9: Rotation einzelner Kluftkörper (Poisel und Preh 2004)</i> | 14 |
| <i>Abbildung 3-10: Darstellung des Kippmechanismus (Poisel 1998)</i> | 15 |
| <i>Abbildung 3-11: Biegekippen aus (Poisel und Preh 2004)</i> | 15 |
| <i>Abbildung 3-12: Hangkriechen (Poisel und Preh 2004)</i> | 16 |
| <i>Abbildung 3-13: Knickbandsackung (Poisel und Preh 2004)</i> | 16 |
| <i>Abbildung 4-1: Block auf der schiefen Ebene (Preh 2000)</i> | 18 |
| <i>Abbildung 4-2: Annäherung an die 1. Ableitung durch finite Differenzen (Sausgruber 2010)</i> | 22 |
| <i>Abbildung 4-3: Block auf der schiefen Ebene (Preh 2000)</i> | 23 |
| <i>Abbildung 4-4: Herangehensweise zur Messung und Berechnung des RQD-Werts aus ((1) nach Deere 1989)</i> | 27 |
| <i>Abbildung 4-5: Parallelität (A) zwischen der Fallrichtung der Trennfläche und der Fallrichtung der Böschung bei Gleitversagen (Pastor, Riquelme, Tomas, Cano 2019)</i> | 33 |
| <i>Abbildung 4-6: Parallelität (A) zwischen der Fallrichtung der Trennfläche und der Fallrichtung der Böschung bei Kippversagen (Pastor, Riquelme, Tomas, Cano 2019)</i> | 33 |
| <i>Abbildung 4-7: Parallelität (A) zwischen der Fallrichtung der Trennfläche und der Fallrichtung der Böschung bei Keilversagen (Pastor, Riquelme, Tomas, Cano 2019)</i> | 33 |
| <i>Abbildung 4-8: Hilfestellung bei der Berechnung des Winkels A für a) Gleit- und Kippversagen und b) Keilversagen (Pastor, Riquelme, Tomas, Cano 2019)</i> | 35 |
| <i>Abbildung 4-9: Flussdiagramm für Gleitversagen (P) und Kippversagen (T) sowie für Keilversagen (W) (Riquelme, Tomas und Abellan 2016)</i> | 38 |
| <i>Abbildung 4-10: Q-Slope Stabilitätsdiagramm (Bar und Barton 2017)</i> | 42 |
| <i>Abbildung 4-11: gewichtetes Bewertungsmodell (Laimer, Müllegger und Darsow 2021)</i> | 44 |
| <i>Abbildung 4-12: Tabellen zur Charakterisierung der Gebirgsmasse sowie Abschätzung der Verformbarkeit und Gebirgsfestigkeit (Hoek und Marinos 2000)</i> | 45 |
| <i>Abbildung 4-13: Projektschema und Arbeitsschritte, al jene welche von bahninternen Fachleuten durchgeführt werden müssen, sind dabei grün hinterlegt (Laimer, Müllegger und Darsow 2021)</i> | 48 |
| <i>Abbildung 5-1: Bergsturz Vals in Tirol (Tiroler Tageszeitung, am 20.02.2023 (5))</i> | 49 |
| <i>Abbildung 5-2: repräsentativer Aufschluss für das stark gefaltete und geklüftete Gebirge des Bündner Schiefer im Valser Tal: S-Schieferung (magenta), 2-konjugierte Diskontinuitäten (gelb), 3-Störungsfläche (rot) (Illeditsch, Preh und Sausgruber 2022)</i> | 50 |
| <i>Abbildung 5-3: Konturplot der Magnitude der Verschiebung in Meter des Modell A (Moser 2020)</i> | 51 |
| <i>Abbildung 5-4: Konturplot der Magnitude der Verschiebung in Meter des Modell B (Moser 2020)</i> | 52 |
| <i>Abbildung 5-5: Konturplot der Magnitude der Verschiebung in Meter des Modell C (Moser 2020)</i> | 52 |
| <i>Abbildung 5-6: Vergleich der HB-Einhüllenden mit der MC-Geraden (Li 2008)</i> | 54 |
| <i>Abbildung 5-7: Die allgemeine HB – Hüllkurve im Normal-Scherspannungsdiagramm (grün) und die sich daraus ergebende Hüllkurve nach deren Reduktion um den Faktor F (grün punktiert) (Illeditsch, Preh und Sausgruber 2022)</i> | 54 |
| <i>Abbildung 5-8: Hierbei wurde das MC-Modell nach dem Felssturz abgebildet (Illeditsch, Preh und Sausgruber 2022)</i> | 55 |
| <i>Abbildung 5-9: Hierbei wurde das HB-Modell nach dem Felssturz abgebildet (Illeditsch, Preh und Sausgruber 2022)</i> | 56 |

| | |
|--|----|
| Abbildung 5-10: Ermittlung des RQD-Werts von Vals_001 (Foto bereitgestellt von Sausgruber) | 57 |
| Abbildung 5-11: Ermittlung des RQD-Werts von Vals_003 (Foto bereitgestellt von Sausgruber) | 58 |
| Abbildung 5-12: Ermittlung des RQD-Werts von Vals_042 (Foto bereitgestellt von Sausgruber) | 58 |
| Abbildung 5-13: Ermittlung des RQD-Werts von Vals_049 (Foto bereitgestellt von Sausgruber) | 59 |
| Abbildung 5-14: Ermittlung des RQD-Werts von Vals_074 (Foto bereitgestellt von Sausgruber) | 59 |
| Abbildung 5-15: Position der Aufschlussfotos in Vals (Sausgruber) | 60 |
| Abbildung 5-16: Trennflächenabstände k_1 anhand der Geländeaufnahme der WL.V. | 61 |
| Abbildung 5-17: Trennflächenabstände k_2 anhand der Geländeaufnahme der WL.V. | 61 |
| Abbildung 5-18: Trennflächenabstände k_{21} anhand der Geländeaufnahme der WL.V. | 62 |
| Abbildung 5-19: Trennflächenabstände k_3 anhand der WL.V. aufnahmen | 62 |
| Abbildung 5-20: Trennflächenabstände s_f anhand der WL.V. aufnahmen | 63 |
| Abbildung 5-21: Trennflächenabstände s_t anhand der WL.V. aufnahmen | 63 |
| Abbildung 5-22: verwendetes Trennflächengefüge (Preh und Illeditsch 2021) | 66 |
| Abbildung 5-23: Gefügediagramm der einzelnen Klufscharen, Schieferungen und Störungen (Moser 2020) ... | 67 |
| Abbildung 5-24: Die Oberfläche des SMR-Tools und der Keil W_{13} , welcher sich als Schnittlinie der Trennfläche k_1 und der Trennfläche k_{21} ausbilden könnte (freie Software verfügbar auf der Seite https://personal.ua.es/en/ariquelme/smrtool.html) | 68 |
| Abbildung 5-25: Foto von B. Rieger, zur Verfügung gestellt von T.J Sausgruber (2022) | 73 |
| Abbildung 6-1 Fallrichtung des Versagenskeils des Felssturz Vals am 24.12.2017 (Google Maps, am 21.02.2023) | 75 |
| Abbildung 6-2: Berechnetes Keilversagen beim konventionellen 3DEC-Modell (Starrkörper), rote Blöcke zeigen Verschiebungen ≥ 1 m (Preh, Illeditsch und Sausgruber 2022)..... | 76 |
| Abbildung 8-1: Adaptierung und Erweiterungsmaßnahmen der Ingenieurgeologischen Bewertungsskala (Laimer, Müllegger und Darsow 2021) | 82 |

11.2 Tabellenverzeichnis

| | |
|--|----|
| Tabelle 3-1: Verschiebungsgeschwindigkeit bei Böschungsversagen (Cruden und Varnes 1996) | 10 |
| Tabelle 4-1: Teilsicherheitsbeiwerte für geotechnische Einwirkungen (γ_E) für alle Schadensfolgekassen aus der ÖNORM B 1997-1-5 | 19 |
| Tabelle 4-2: Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngrößen (γ_M) aus der ÖNORM B 1997-1-5 | 19 |
| Tabelle 4-3: Festigkeit der Gesteinsprobe (Bieniawski 1979) | 27 |
| Tabelle 4-4: RQD-Wert und daraus folgendes Rating (Bieniawski 1979) | 28 |
| Tabelle 4-5: Abstand der Trennflächen (Bieniawski 1979) | 28 |
| Tabelle 4-6: Zustand der Trennflächen (Bieniawski 1979)..... | 29 |
| Tabelle 4-7: Richtlinie für die Klassifikation des Trennflächenzustands (Bieniawski 1993) | 29 |
| Tabelle 4-8: Grundwassersituation (Bieniawski 1979)..... | 29 |
| Tabelle 4-9: Bewertung der Trennflächenorientierung im Tunnel (Bieniawski 1989) | 30 |
| Tabelle 4-10: Anpassungen für die Trennflächenorientierung (Bieniawski 1979) | 30 |
| Tabelle 4-11: Konstruktions- und Ingenieurparameter des Felses (Bieniawski 1993) | 31 |
| Tabelle 4-12: Korrekturparameter für SMR (Romana 1985) | 34 |
| Tabelle 4-13: Parameter F_4 (Romana 1985) | 34 |
| Tabelle 4-14: Beschreibung der SMR-Klassifikation (Romana 1985)..... | 36 |
| Tabelle 4-15: Leitlinie zur Böschungs- / Hangsanierung auf Basis des SMR (Romana 1985) | 36 |
| Tabelle 4-16: Anzahl der Trennflächenorientierungen (Bar und Barton 2017) | 40 |
| Tabelle 4-17: Trennflächenrauheitszahl (Bar und Barton 2017)..... | 40 |
| Tabelle 4-18: Trennflächenverwitterungszahl (Bar und Barton 2017)..... | 40 |
| Tabelle 4-19: Trennflächenorientierung Faktor – Q-Faktor (Bar und Barton 2017)..... | 41 |
| Tabelle 4-20: Umwelt und geologische Korrekturparameter (Bar und Barton 2017)..... | 41 |
| Tabelle 4-21: SRF_a physikalischer Zustand (Bar und Barton 2017)..... | 41 |
| Tabelle 4-22: SFR_b Spannung und Festigkeit (Bar und Barton 2017)..... | 41 |
| Tabelle 4-23: SFR_c Haupttrennflächenbeschaffenheit (Bar und Barton 2017)..... | 42 |
| Tabelle 4-24: Kalibrierungsprozess der jeweiligen Gesteinsarten (Laimer, Müllegger und Darsow 2021) | 43 |
| Tabelle 4-25: Feldbestimmung der Druckfestigkeit (EN ISO 14689-1 nach Laimer, Müllegger und Darsow 2021) | 44 |
| Tabelle 4-26: Skala der Verwitterungsstufen von Gesteinsmassen (EN ISO 14688-1 nach Laimer, Müllegger und Darsow 2021)..... | 45 |
| Tabelle 4-27: Stabilität des Gesteinsmaterials (EN ISO 14688-1, nach Laimer, Müllegger und Darsow 2021) . | 45 |

| | |
|---|----|
| <i>Tabelle 4-28: GSI-Bewertungstabelle (Laimer, Müllegger und Darsow 2021)</i> | 46 |
| <i>Tabelle 4-29: Abmessungen von Felsblöcken (EN ISO 14688-1, nach Laimer, Müllegger und Darsow 2021) ...</i> | 46 |
| <i>Tabelle 4-30: Klassifizierung der Gebirgsfestigkeit (ONR 24810, nach Laimer, Müllegger und Darsow 2021) .</i> | 46 |
| <i>Tabelle 4-31: Klassifizierung der Neigung der Böschung (Laimer, Müllegger und Darsow 2021)</i> | 46 |
| <i>Tabelle 4-32: Auswertung des Versagensmodus. Fallwinkel in der Spalte der Versagensart bezieht sich auf die Fallrichtung der Versagensebene bzw. der Bewegungsrichtung in Bezug auf die Böschung (Laimer, Müllegger und Darsow 2021).....</i> | 46 |
| <i>Tabelle 4-33: Gesamtbewertung (Laimer, Müllegger und Darsow 2021)</i> | 47 |
| <i>Tabelle 5-1: Grenzgleichgewichtsbetrachtung und Festigkeitsreduktionsfaktor (Illeditsch, Preh und Sausgruber 2022)</i> | 55 |
| <i>Tabelle 5-2: Ermittlung des RQD-Werts anhand der in Abbildung 5-10 bis 5-14 vermessenen Messlinien</i> | 60 |
| <i>Tabelle 5-3: Ermittlung des Trennflächenabstands (R_{TA}) anhand der Daten der WLW.....</i> | 64 |
| <i>Tabelle 5-4: Ermittlung des Trennflächenzustands (R_{TZ}) anhand der Daten der WLW.....</i> | 64 |
| <i>Tabelle 5-5: Ermittlung des RMR_b anhand der der Daten der WLW.....</i> | 65 |
| <i>Tabelle 5-6: Fall- und Streichwinkel der maßgeblichen Trennflächen anhand der Daten der WLW sowie im Vergleich zu Moser (2020) sowie Preh und Illeditsch (2021).....</i> | 66 |
| <i>Tabelle 5-7: Auswertung des SMR-Tools mit den Ausgangswerten von Ebetshuber, für die Trenn- und Störflächen sowie die Schieferung nach Romana (freie Software verfügbar auf der Seite https://personal.ua.es/en/ariquelme/smrtool.html)</i> | 68 |
| <i>Tabelle 5-8: Bewertung nach Ingenieurgeologischer Klassifizierung</i> | 74 |