

Berichte der Geologischen Bundesanstalt, Band 125



Tagungsband

Gefahren durch Steinfall und Felssturz

22. bis 23. Mai 2018, St. Pölten



Gefahren durch Steinfall und Felssturz

Impressum:

Titel: Tagungsband – Gefahren durch Steinfall und Felssturz

Berichte der Geologischen Bundesanstalt <ISSN 1017-8880>, Band 125

Redaktion: Rainer Poisel, Alexander Preh & Bernd Kolenprat

Alle Rechte für das In- und Ausland vorbehalten

© Geologische Bundesanstalt, Wien

Medieninhaber, Herausgeber und Verleger:

Geologische Bundesanstalt

Neulinggasse 38

A 1030 Wien

www.geologie.ac.at

Druck: Riegelnik Ges.m.b.H, Piaristengasse 17–19, 1080 Wien

Inhalt

Vorwort: ANDREAS ROHATSCH	4
KOLENPRAT BERND, JAUERNIG PETER & PREH ALEXANDER	
Empirische Methoden zur Bestimmung von Reichweiten von Sturzprozessen in Tagbauen	5
PREH ALEXANDER & MÖLK MICHAEL	
Steinschlagmodelle.....	18
PREH ALEXANDER, FLERIS EMMANOUIL & ILLEDITSCH MARIELLA	
THROW, ein dynamisch stochastisches Simulationsmodell zur Prognose von Steinschlag	25
KOLENPRAT BERND & SCHMID NIKOLAUS	
Evaluierung von tagbauspezifischen Gefahrenbereichen am Böschungsfuß durch Steinfall am Beispiel des Tagbaus Limberg der Hengl Mineral GmbH	39
POISEL RAINER	
Felsstürze – Ablösemechanismen	49
PREH ALEXANDER	
Felsstürze – Sturzprozess	59
MÖLK MICHAEL & HOFMANN ROBERT	
Schutzbauwerke gegen Steinschlag nach ONR 24810	66
POISEL RAINER, GRASEMANN BERNHARD, HÖDLMOSEER NIKOLAUS, KOLENPRAT BERND & BERTAGNOLI MICHAEL	
Das vom ehemaligen Tagbau Spitz ausgehende Risiko	90
MÜLLEGGER MARTIN	
Felssanierung der Biratalwand bei Dürnstein/Wachau	104

Vorwort

Die Tagung *Gefahren durch Steinfall und Felssturz* legt ihren Schwerpunkt auf die Charakterisierung von Sturzprozessen und Gefährdungsbereichen, sowie die Arbeitnehmersicherheit in aktiven und stillgelegten österreichischen Tagbaubetrieben. Die Besonderheit dieser Veranstaltung liegt darin, dass, wie international bereits üblich, nicht nur rein empirische Methoden, wie zum Beispiel die Steinfallversuche in Steinbrüchen, sondern auch dynamisch stochastische Simulationsmodelle in enger Verknüpfung zueinander angewandt wurden.

Generell weisen Steinfall und Felssturzprozesse im besiedelten alpinen Lebensraum, wie auch in Tagbaubetrieben ein enormes Gefährdungspotenzial für Menschenleben und Infrastruktur auf. Diese an sich völlig natürlichen gravitativen Prozesse gelangen jedoch nur dann in das Bewusstsein einer breiteren öffentlichen Wahrnehmung, wenn private oder öffentliche (Infrastruktur)bauwerke durch derartige Ereignisse beschädigt oder vollständig zerstört werden und Todesopfer zu beklagen sind.

Ausschließlich ingenieurgeologische Detailkartierungen, Auswertungen und Interpretationen der jeweiligen Gefährdungsareale reichen heute bei weitem nicht mehr aus, um ein vertieftes Verständnis über die relevanten Prozessmechanismen zu erlangen. Obwohl diese Kartierungen nach wie vor die wesentliche Grundlage zur Erfassung der Felseigenschaften, wie Zerlegungsgrad, Raumstellung und Eigenschaften von Trennflächen, Verwitterungszustand, etc. sind und für die Disziplin Felsmechanik grundlegende Eingangsparameter liefert, können erst mit den modernen Methoden der numerischen Modellierung aus Rückrechnungen von bereits erfolgten Ereignissen und Feldversuchen die zu erwartenden Prozessmechanismen, sowie das Gefährdungspotenzial, der von Felssturzereignissen bedrohten Flächen seriös abgeleitet und prognostiziert werden.

Mit der Hoffnung, einen kleinen, aber wichtigen Teil zur Steinschlagforschung beizutragen wünschen wir den Teilnehmer/innen an unserer Veranstaltung ein herzliches Glück Auf!

Andreas Rohatsch

22. bis 23. Mai 2018

Empirische Methoden zur Bestimmung von Reichweiten von Sturzprozessen in Tagbauen

Bernd Kolenprat (1), Peter Jauernig (1), Alexander Preh (2)

(1) Bundesministerium für Arbeit, Soziales, Gesundheit und Konsumentenschutz, Sektion Arbeitsrecht und Zentral-Arbeitsinspektorat, Stubenring 1, 1010 Wien. bernd.kolenprat@sozialministerium.at, peter.jauernig@sozialministerium.at

(2) Technische Universität Wien, Institut für Geotechnik, Forschungsbereich für Ingenieurgeologie, Karlsplatz 13, 1040 Wien. alexander.preh@tuwien.ac.at

1. Einleitung

Fallversuche stellen (sofern diese hinsichtlich der Anzahl der Würfe, der Verteilung der Blockmassen, der Böschungsformen oder -höhen usw. repräsentativ sind) die plausibelste Methode dar, um Reichweiten von abgehenden Einzelblöcken zu bestimmen und in Folge tagbauspezifische Gefahrenbereiche am Böschungsfuß festzulegen.

Mit Hilfe eines umfangreichen empirischen Datensatzes, welcher auf Untersuchungen eines breiten Spektrums von Fallhöhen, Neigungen und Formen von Felseinzelböschungen und einer größeren Bandbreite an Blockformen und -massen basiert, ist in gewisser Weise eine Vorhersage von Reichweiten von Sturzprozessen für Tagbauböschungen möglich. Eine solche verallgemeinerte Vorhersage sollte der Festlegung von tagbauspezifischen Gefahrenbereichen dienen, insbesondere im Fall von Genehmigungen, bei denen nur grobe Angaben zur Böschungsgeometrie gemacht werden können.

Im Fall von Berechnungen von Reichweiten mittels Steinfallprogrammen sind (zumindest in Tagbauen), Fallversuche vor Ort durchzuführen. Die Ergebnisse der Fallversuche dienen der Kalibrierung der Modellparameter von Steinfallprogrammen. Dadurch soll sichergestellt werden, dass diese Programme verlässliche Ergebnisse in Übereinstimmung mit den natürlichen Vorgängen liefern (insbesondere hinsichtlich der Verteilung der Reichweiten).

Im Folgenden wird, neben den rechtlichen Vorgaben zur Gefahrenbereichsermittlung, die Vorgangsweise bei Fallversuchen, sowie die erzielten Ergebnisse und deren Auswertung dargestellt.

2. Tagbauspezifische Gefahrenbereiche am Böschungsfuß

Die Tagbauarbeitenverordnung (TAV, BGBl. II Nr. 416/2010) gibt vor, dass tagbauspezifische Gefahrenbereiche im Rahmen der Gefahrenermittlung und -beurteilung (nach §§ 8 u. 10 TAV) festzulegen sind. Als tagbauspezifische Gefahrenbereiche werden hierbei (nach § 2 Z 7 TAV) jene Bereiche eines Tagbaus (insbesondere auf Arbeitsetagen) bezeichnet, in denen Gefahren wie Absturz, Herabfallen von Gestein, Verschüttet werden oder Ertrinken, bestehen. Eine weitere Konkretisierung und Differenzierung wird jedoch mit der Tagbauarbeitenverordnung nicht vorgegeben. Im Zusammenhang mit dem Terra Firma Konzept bzw. Gefahrenbereichskonzept (Kolenprat 2007 und 2012) wurde vorgeschlagen tagbauspezifische Gefahrenbereiche am Böschungsfuß bzw. an der Böschungsunterkante (GB_{UK}) aufgrund der Reichweiten von Sturzereignissen und den zu schützenden Objekten entsprechend weiter zu untergliedern. Hierbei sind aber grundsätzlich folgende zwei Szenarien zu unterscheiden:

- die Gefährdung durch das Abgehen von einzelnen, isolierten Blöcken (Steinfall), oder
- die Gefährdung durch das Abgehen einer mehr oder weniger kohärenten Felsmasse.

Betrachtet man den ersten Fall des Abgehens von Einzelblöcken (Steinfall), so kann der tagbauspezifische Gefahrenbereich am Böschungsfuß aufgrund der Reichweiten von Sturzereignissen, also der Auftreffdistanzen (ATD) und der Ausrolldistanzen (ARD) von Einzelblöcken, in Verbindung mit den Schutzobjekten, welche sich im Auftreff- und Ausrollraum von Sturzereignissen befinden, zumindest in folgende zwei Kategorien unterteilt werden (siehe Abbildung 1):

- Gefahrenbereiche für die Maschinenführer von selbstfahrenden Arbeitsmitteln mit und ohne Kabinenschutzaufbauten gegen herabfallendes Gestein (FOPS und FGPS), jedoch mit einer erhöhten Sitzposition des Maschinenführers in der Kabine, also von Erdbaumaschinen und Lastkraftwagen (GB_{UK-AM}), welche durch die Auftreffdistanzen (ATD) von Einzelblöcken bestimmt werden. Für diese Bereiche ist ein Betretungs- und Befahrungsverbot festzulegen.
- Gefahrenbereiche für Fußgänger (Sprengbefugte und -gehilfen oder Maschinenführer, welche ihre Arbeitsmittel verlassen) bzw. für die Führer von Personenkraftwagen (GB_{UK-AN}), welche durch die Ausrolldistanzen (ARD) von Einzelblöcken bestimmt werden. Für diese Bereiche ist ein Betretungsverbot durch Fußgänger bzw. ein Befahrungsverbot für Personenkraftwagen festzulegen.

Hinsichtlich des Gefahrenbereichs für die Maschinenführer von selbstfahrenden Arbeitsmitteln ist anzumerken, dass hierbei die erhöhte Sitzposition der Maschinenführer in den Kabinen das ausschlaggebende Kriterium ist, da davon ausgegangen wird, dass ausrollende Blöcke für die Führer von Erdbaumaschinen und Lastkraftwagen eine geringere Gefährdung darstellen. Bezüglich selbstfahrender Arbeitsmittel deren Kabinen mit Schutzaufbauten gegen herabfallende Gegenstände ausgestattet sind (Erdbaumaschinen), ist festzuhalten, dass selbst Kabinenschutzaufbauten der höchsten Leistungsstufe (FOPS der Stufe II nach EN ISO 3449:2009 bzw. FOPS und FGPS des Levels II nach ISO 10262:1998) nur einen äußerst begrenzten Widerstand gegen herabfallendes Gestein bieten können ($\leq 11,6$ bzw. $\leq 5,8$ kJ). Aufgrund der im Festgesteinstagbau üblichen Böschungshöhen und den üblicherweise auftretenden Blockmassen bieten diese Schutzaufbauten somit keinen ausreichenden Schutz. Das Befahren des Auftreffbereiches (ATD) von Einzelblöcken ist somit im Regelfall nicht zulässig. Eine Differenzierung des Gefahrenbereiches am Böschungsfuß in einen für Erdbaumaschinen und einen für Lastkraftwagen braucht daher nicht zu erfolgen.

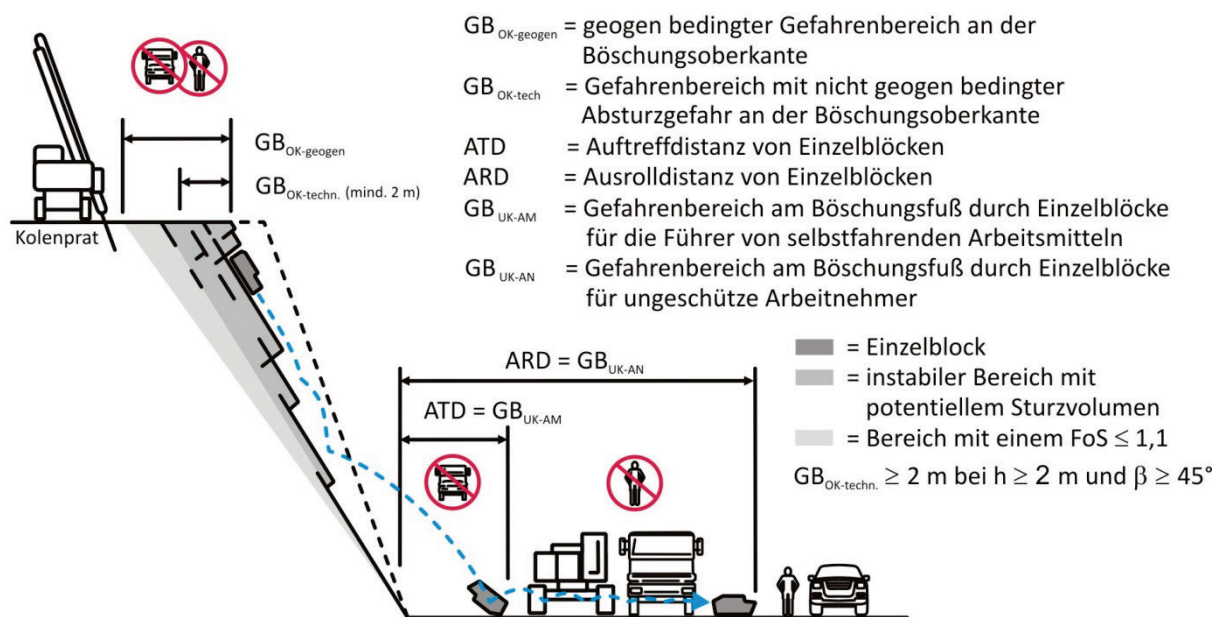


Abbildung 1: Unterteilung der tagbauspezifischen Gefahrenbereiche am Böschungsfuß (GB_{UK}) mit der Gefahr durch herabfallende Einzelblöcke aufgrund der Reichweiten von Sturzereignissen (Auftreffdistanzen und Ausrolldistanzen von Einzelblöcken) und der im Auftreff- bzw. Ausrollraum befindlichen Schutzobjekte (Führer diverser selbstfahrender Arbeitsmittel und Fußgänger).

Bezüglich der Festlegung von tagbauspezifischen Gefahrenbereichen am Böschungsfuß, welche sich aufgrund der Gefahr durch das Abgehen von größeren Felsmassen (GB_{UK-FM}) ergeben, ist keine Diffe-

renzierung hinsichtlich der Schutzobjekte (Führer von Erdbaumaschinen oder Lastkraftwagen bzw. Fußgänger), welche sich auf der Arbeitsetage befinden, möglich, da abgehende Felsmassen für alle eine nicht akzeptierbare Gefährdung darstellen. Für die Festlegung dieses Gefahrenbereiches (GB_{UK-FM}) ist somit die Ausrolldistanz einer Felsmasse maßgeblich (siehe Abbildung 2). Für die betroffenen Bereiche ist somit ein Betretungs- und Befahrungsverbot festzulegen.

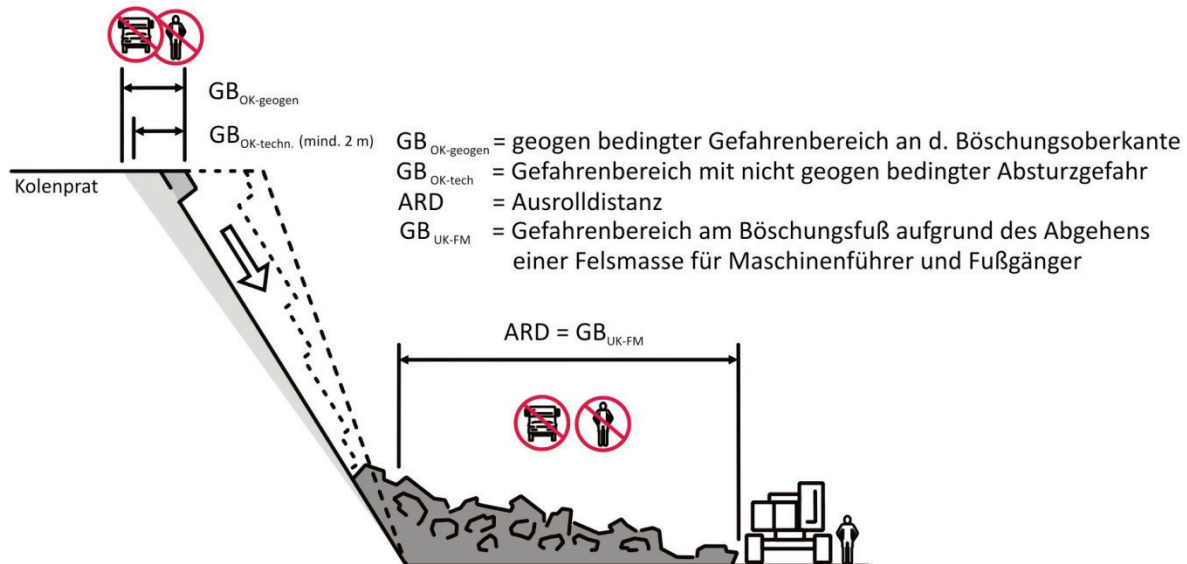


Abbildung 2: Darstellung des tagbauspezifischen Gefahrenbereiches am Böschungsfuß mit der Gefahr durch Abgehen von größeren Felsmassen (GB_{UK-FM}), für dessen Festlegung die Ausrolldistanz der Felsmasse maßgeblich ist.

Zu betonen ist, dass die angeführten Konzepte ausschließlich für Felsböschungen gelten und nicht etwa für die Festlegung von tagbauspezifischen Gefahrenbereichen am Böschungsfuß von Hauwerkfächern angewandt werden können. In diesem Zusammenhang zeigten Fallversuche, dass Blöcke aufgrund der erreichten Geschwindigkeiten beim Aufprall auf das Planum hohe Rückprallhöhen hatten und somit die Kabine treffen können, auch wenn sich diese nicht im Auftreffbereich der Einzelblöcke befindet und der Maschinenführer in der Kabine in einer erhöhten Position sitzt.

3. Fallversuche

In zwei Kooperationsprojekten zwischen dem Institut für Geotechnik, Forschungsbereich für Ingenieur-geologie, der TU Wien und dem Bundesministerium für Arbeit, Soziales, Gesundheit und Konsumentenschutz, Sektion Arbeitsrecht und Zentral-Arbeitsinspektorat, wurde mit Unterstützung einer Reihe von Unternehmen der Bergbaubranche ab dem Jahr 2007 begonnen, systematische Fallversuche in Tagbauen durchzuführen. Die hierbei unterstützenden Unternehmen der mineralrohstoffgewinnenden Industrie bzw. deren Tagbaue waren folgende:

- Tagbau Stiftbruch (Limberg, NÖ) der Hengl Mineral GmbH
- Tagbau Wanko (Meidling im Tal, NÖ) der Asamer Kies- und Betonwerke GmbH
- Tagbau Klöch (Klöch, Stmk) der Klöcher Basaltwerke GmbH & Co KG (Abb. 3)
- Erzberg (Eisenerz, Stmk) der VA Erzberg GmbH
- Tagbau Pauliberg (Markt St. Martin, Bgld) der Basaltwerk Pauliberg GmbH & Co KG
- Tagbau Preg (St. Lorenzen, Stmk) der Pornat Steinbruch Preg GmbH
- Tagbau Loja (Persenbeug, NÖ) der Schotter- und Betonwerk Karl Schwarzl Betriebs-GmbH
- Tagbau Eberstein (Eberstein, Ktn) der Dolomit Eberstein Neuper GmbH

- Tagbau Gaaden (Gaaden, NÖ) der Baukontor Gaaden GmbH (Mineral Abbau GmbH)
- Tagbau Hollitzer (Bad Deutsch Altenburg, NÖ) der Cemex Austria AG
- Tagbau Mannerdorf (Mannersdorf, NÖ) der Lafarge Perlmooser GmbH
- Tagbau Dürnbach (Waldegg, NÖ) der Wopfinger Baustoffindustrie GmbH
- Felssanierung der Biratalwand (Dürnstein, NÖ) der ÖBB/NÖVOG

Die Ziele dieser Untersuchungen waren einerseits, Erkenntnisse über den Prozessablauf und die Reichweite von Steinschlag zu gewinnen und den Einfluss von verschiedenen Parametern (wie der Böschungshöhe, Böschungsneigung, Böschungsform, Oberflächenrauigkeit, Blockmasse und -form und der Materialeigenschaften von Blöcken und Untergrund) auf die Auftreff- und die Ausrolldistanz zu untersuchen. Weiters sollte (wie in der Einleitung erwähnt) ein empirischer Datensatz geschaffen werden, welcher eine Prädiktion von Reichweiten von Sturzprozessen für Tagbauböschungen ermöglichen soll.

Repräsentative Versuchsserien wurden dazu verwendet, um eine Verifizierung und Kalibrierung von Steinschlagprogrammen (in Form von Rückrechnungen) durchzuführen. In diesem Zusammenhang wurden die Ergebnisse dieser Untersuchungen dazu verwendet, um in einer Kooperation mit der University of British Columbia den von Hungr (2014) entwickelten Berechnungsansatz PIERRE für Tagbauböschungen zu adaptieren und in das von Preh (2015) bzw. Preh et al. (2015) entwickelte Steinschlagprogramm THROW zu implementieren.



Abbildung 3: Beispiel einer Versuchsanordnung (Tagbau Klöch).

Bei den Fallversuchen wurden vor allem Worst-Case-Szenarien untersucht, also die Ermittlung der Verteilung der Reichweiten von Sturzprozessen (Auftreff- und Ausrolldistanzen) unter Zugrundelegung der ungünstigsten Verhältnisse.

Untersuchungsschwerpunkt waren Felseinzelböschungen mit einer Höhe von 8 bis 30 m und einer Neigung von 53° bis 71° . Weiters wurden Böschungssysteme (bestehend aus bis zu 3 Einzelböschungen) und Hauwerksfächer mit einer Höhe von bis zu 75 m untersucht. Ein weiterer Schwerpunkt der Untersuchungen war, die Wirkungsweise und geeignete Dimensionierung von Sicherungsmaßnahmen zur

Reduktion von Ausrolldistanzen zu untersuchen (Anschüttungen mit dämpfender Wirkung und unterschiedliche Typen von Schutzwällen).

Aufgrund der Vorgabe Worst-Case-Szenarien zu untersuchen und unter der Annahme, dass rundliche Blöcke (welche von der Böschungsoberkante abgestürzt werden) die größeren Ausrolldistanzen bewirken, wurde versucht vor allem rundliche bzw. isometrische Blockformen zu verwenden. Bei der Wahl der Blockmassen bzw. der Verteilung der Blockmassen wurden bei den einzelnen Versuchen teilweise unterschiedliche Ziele verfolgt. Unter der Annahme, dass große Blockmassen höhere Ausrolldistanzen bewirken bzw. kleine Blockmassen zu größeren Auftreffdistanzen führen können, wurden im Regelfall versucht Blockmassen entsprechend der maximalen Kluftkörpergrößen auszuwählen und diese mit einer Auswahl von kleineren Massen zu ergänzen. In einigen Versuchsanordnungen, bei denen der Einfluss der Blockmassen auf die Reichweiten genauer untersucht wurde, wurde eine Gleichverteilung der Massen angestrebt (z.B. Blöcke in 100 kg-Klassen von 0 bis 5.000 kg).

Bei den Versuchen selbst erfolgte ein langsames Abschieben der Versuchsblöcke von der Böschungsoberkante, um ein initiales Rollen zu vermeiden. Das Abschieben erfolgte je nach Versuchsziel, entweder als punktuell Abschieben der Blöcke (von einer oder mehrerer Stellen an der Böschungsoberkante aus) oder durch Abschieben einer auf kurzen Strecke gleichmäßig verteilten Serie von Blöcken. Zur Vermeidung von Block-Block-Interaktionen (Ziel war es, ein unbehindertes Ausrollen zu ermöglichen), erfolgten im Regelfall nach 5 Abwürfen ein Beseitigen der Versuchsblöcke sowie ein Säubern des Böschungsfußes von ausgelöstem Steinfallmaterial.

Die Dokumentation der Sturzprozesse (Dokumentation der Bewegungsmechanismen, der Trajektorien und insbesondere der Auftreffpositionen) erfolgte mit mehreren HD-Videokameras. Im Laufe der Versuche wurden die Anzahl der Kameras erhöht, Kameras durch Modelle mit immer höherer Auflösung und Bildrate ersetzt bzw. auch eine drohnengestützte Kamera eingesetzt. Die Dokumentation der Böschungsgeometrie, welche für die Erstellung von genauen Schnitten für die Analyse erforderlich war, wurde mit einem photogrammetrischen System erstellt.

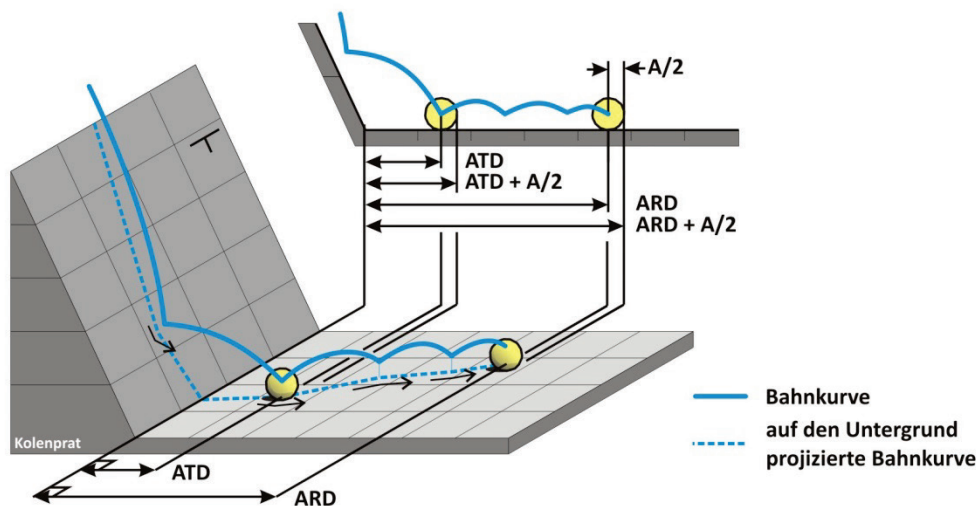


Abbildung 4: Reichweiten von Einzelblöcken (ATD - Auftreffdistanz, ARD - Ausrolldistanz, $A/2$ - Länge der größten Halbachse des Blockes).

Die Ermittlung der Reichweiten von Einzelblöcken erfolgte in folgender Weise:

Die Ausrolldistanzen (ARD) sind die orthogonal auf das Streichen der Böschung stehenden Strecken zwischen dem Böschungsfuß und dem Blockmittelpunkt der Endlage der abgestürzten Blöcke. Diese Distanzen wurden vorrangig mittels Maßband ermittelt, wobei eine Messgenauigkeit von 10 bis 20 cm angestrebt wurde. In diesem Zusammenhang ist auf den Unterschied zwischen der Ausrolldistanz und der tatsächlich von einem ausrollenden Block zurückgelegte Wegstrecke hinzuweisen (Abb. 4). Addiert man zu dieser Distanz die Länge der größten Halbachse des abgestürzten Blockes ($A/2$), so erhält man jenen Wert, welcher in die Bestimmung des Ausmaßes der tagbauspezifischen Gefahrenbereiche ($GB_{UK-AN} = ARD + A/2$) eingeht. Bezüglich der Analysen der Reichweiten ist festzuhalten, dass nur jene Werte für die Ausrolldistanzen gewertet wurden, bei welchen die Blöcke ungehindert (ohne Block-Block-Interaktionen) die Endlagen erreichen konnten.

Die Auftreffdistanzen (ATD) sind die orthogonal auf das Streichen der Böschung stehenden Strecken zwischen dem Böschungsfuß und dem Blockmittelpunkt der auftreffenden Blöcke. Diese Distanzen wurden aus den Videoaufzeichnungen ermittelt. Zur Bestimmung dieser wurde bei allen Versuchsanordnungen am Böschungsfuß eine Schar von parallel zum Böschungsfuß verlaufenden Linien mit Sprühfarbe hergestellt. Bei der Ermittlung der Auftreffdistanzen wurde eine Messgenauigkeit von 25 cm angestrebt. Addiert man zu diesem Wert wiederum die größte Halbachsenlänge des abgestürzten Blockes ($ATD + A/2$), so wird wiederum jener Wert erhalten, welcher in die Bestimmung des Ausmaßes der tagbauspezifischen Gefahrenbereiche (GB_{UK-AM}) eingeht.

4. Ergebnisse der Fallversuche

Die Versuche zeigten, dass aufgrund der Vielzahl von Einflussfaktoren (Blockmasse, Blockform, Gesteinsart und -festigkeit, Böschungshöhe bzw. Fallhöhe, Böschungsneigung, Böschungsform, Rauigkeit und Restitution des Untergrundes) der genaue Einfluss der einzelnen Parameter auf den Bewegungsablauf, auf die Bewegungszustände (freier Fall, Springen, Gleiten und Rollen) und schlussendlich auf die Reichweiten (Auftreff- und Ausrolldistanzen von Blöcken) nur schwer empirisch ermittelt werden kann.

Folgende allgemeine Beobachtungen konnten jedoch gemacht werden:

- je größer die Böschungshöhe bzw. die Fallhöhe, desto größer sind die durchschnittlichen Auftreff- und Ausrolldistanzen,
- größere Böschungshöhen bzw. Fallhöhen führen zu einer größeren Streuung der Auftreff- und Ausrolldistanzen,
- steile oder überhängende Böschungen sowie Böschungen mit konvexer Form zeigen im Vergleich zu flacher geneigten Böschungen oder Böschungen mit konkaver Form größere Auftreffdistanzen aber geringere Ausrolldistanzen,
- flacher geneigte Böschungen sowie Böschungen mit konkaver Form erzeugen geringe Auftreffdistanzen nahe dem Böschungsfuß,
- Springen stellt den dominanten Bewegungsmechanismus dar, Rollen tritt meist nur am Anfang und am Ende des Sturzprozesses auf, Gleiten kann initial auftreten,
- die Rauigkeit der Böschungen hat einen starken Einfluss auf den Bewegungsmechanismus des Springens und somit auf die Auftreffdistanz,
- große Sprunghöhen konnten generell nicht beobachtet werden,
- Blöcke mit einer höheren Masse zeigen im Vergleich zu leichten Blöcken eine niedrige Rückprallhöhe,
- Blöcke mit einer geringeren Masse zeigen im Vergleich zu schwereren Blöcken größere Auftreffdistanzen,
- Gesteinsart und -festigkeit beeinflussen nur untergeordnet den Sturzprozess, ausgenommen davon sind Fälle, bei denen eine starke Fragmentierung der Blöcke während des Sturzprozesses eintritt,

- Blöcke mit einem großen Volumen fraktionieren leichter als kleine, da größere Blöcke im Regelfall eine größere Anzahl von Schwachstellen aufweisen,
- ein starker Einfluss der Blockform auf den Ausrollprozess konnte nicht beobachtet werden (anzumerken ist aber, dass bei den Versuchen vor allem rundliche Blöcke und nur wenige stark tafelige und stengelige Blöcke getestet wurden),
- Blöcke mit tafeliger oder schwach stengeliger Form zeigten im Vergleich zu isometrischen Blöcken eine Tendenz zum verstärkten Springen und eine größere Streuung bei der Ausrolldistanz

Wesentlich für die Bestimmung von tagbauspezifischen Gefahrenbereichen ist die Verteilung der Reichweiten (und nicht etwa die maximal erreichten Reichweitenwerte). Ein Großteil der Versuche zeigte, dass die ermittelten Reichweitenwerte (Auftreff- und Ausrolldistanzen) bzw. die auf die jeweilige Böschungshöhe normierten Reichweitenwerte rechtsschief verteilt waren. Die Erkenntnis, dass Auftreff- und Ausrolldistanzen von Sturzprozessen im Regelfall rechtsschiefen Verteilungen folgen, stellt ein wesentliches Ergebnis der Untersuchungen dar (ein Aspekt der bis dato auch nicht in der Literatur zu empirischen Versuchen beschrieben wurde). Diese Verteilungen der Reichweitenwerte ließen sich mit Dichtefunktion approximieren (etwa mit logarithmischen Normalverteilungen) aus denen wiederum Perzentile (also Grenzen, die mit einer bestimmten Wahrscheinlichkeit nicht überschritten werden) bestimmt werden konnten.

Vorgeschlagen wird, dass für die Festlegung von tagbauspezifischen Gefahrenbereichen am Böschungsfuß durch Einzelblöcke (GB_{UK-AM} und GB_{UK-AN}) das 0,95-Perzentil der Auftreff- und der Ausrolldistanzen ($(ATD+A/2)/h$ und $(ARD+A/2)/h$) verwendet wird. Ein 0,95-Perzentil bedeutet, dass max. 5 % der Ereignisse über dem Perzentilwert liegen. Das 0,95-Perzentil ist ein in der Statistik gebräuchlicher Referenzwert und stellt einen Kompromiss aus der geforderten Sicherheit (bzw. vice versa der akzeptierbaren Gefährdung) und einer technischen Machbarkeit dar. Aufgrund der bei den Fallversuchen ermittelten Daten erscheint dieser Kompromiss bei den Reichweitenwerten der 0,95-Perzentile gegeben zu sein.

In Hinblick auf eine ausreichende Sicherheit ist zu betonen, dass die Sicherheit insgesamt aber nicht alleine von diesem Perzentilwert für Reichweiten abhängig ist, sondern von einer Reihe weiterer Faktoren bestimmt wird. Die Wahrscheinlichkeit von einem Block getroffen zu werden, ergibt sich aus dem Produkt der Eintrittswahrscheinlichkeit, dass ein Steinfallereignis eintritt, und den Wahrscheinlichkeiten, dass sich genau zu diesem Zeitpunkt eine Person (ein Schutzobjekt) im Auftreff- und Ausrollbereich dieses Steinfallereignisses befindet. Diese definiert auch den tagbauspezifischen Gefahrenbereich durch Einzelblöcke weiter: Für die Festlegung eines tagbauspezifischen Gefahrenbereiches durch Einzelblöcke muss die Möglichkeit gegeben sein, dass sich Blöcke aus einer Böschung lösen können und es muss eine zeitliche und örtliche Koinzident gegeben sein. Geht eine der Wahrscheinlichkeiten gegen Null, z.B. ist die Böschung perfekt von möglichem Steinfall gesäubert und somit kein Steinfall möglich, so ist kein Gefahrenbereich gegeben, auch wenn sich eine Person zu einem beliebigen Zeitpunkt im theoretisch möglichen Auftreff- oder Ausrollbereich befindet. Bezüglich der technischen Machbarkeit ist anzuführen, dass die auf Grund der 0,95-Perzentile ermittelten tagbauspezifischen Gefahrenbereiche umsetzbar sind.

Analysiert man den Datensatz, welcher sich aus der Gesamtheit aller Fallversuche ergab (ATD/h mit $n = 484$ und ARD/h mit $n = 646$), so zeigt sich, dass die Häufigkeitsverteilungen der Auftreff- und Ausrolldistanzen (wie bei den meisten Versuchsanordnungen an einzelnen Böschungen) rechtsschief sind (siehe Histogramme der Abbildungen 5 und 6). Da dieser Datensatz auf der Untersuchung eines umfangreicheren Spektrums von Fallhöhen, Neigungen und Böschungsformen sowie einer größeren Bandbreite an Blockformen und -massen basierte, ermöglicht die Analyse allgemein gültigere Aussagen bzw. in gewisser Weise eine Vorhersage von Reichweiten von Sturzprozessen für Tagbauböschungen.

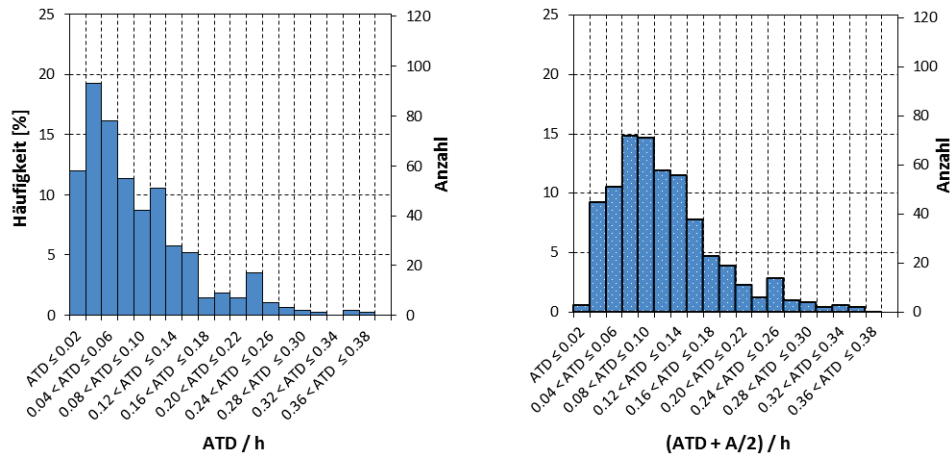


Abbildung 5: Verteilung der auf die jeweiligen Böschungshöhen normierten Auftreffdistanzen (ATD/h) bzw. um die längste Halbachse der Blöcke ergänzt und auf die jeweiligen Böschungshöhen normierten Auftreffdistanzen ((ATD+A/2)/h) aller Versuchsanordnungen (n = 484).

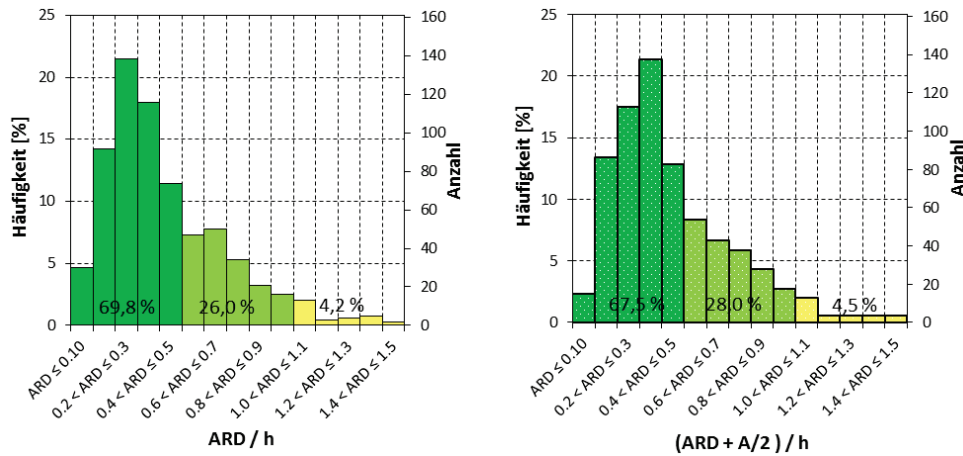


Abbildung 6: Auf die jeweiligen Böschungshöhen normierten Ausrolldistanzen (ARD/h) bzw. um die längste Halbachse der Blöcke ergänzt und auf die jeweiligen Böschungshöhen normierten Ausrolldistanzen ((ATD+A/2)/h), welche sich aus dem gesamten Datensatz aller Versuchsanordnungen ergaben (n = 646).

Tabelle 1: Perzentile aufgrund der approximierten logarithmischen Normalverteilung für den Datensatz, welcher sich aus der Gesamtheit der Versuche ergab, sowie die Schätzparameter (μ^* , σ^*), welche diesen Funktionen zu Grunde gelegt wurden. Die Angabe der Perzentilen für ATD/h war aufgrund des KS-Tests nicht zulässig.

LogNorm Perzentile	ATD/h	$\frac{(ATD + \frac{A}{2})}{h}$	ARD/h	$\frac{(ARD + \frac{A}{2})}{h}$
0.99	-	0.39	1.66	1.58
0.95	-	0.26	1.05	1.04
0.90	-	0.21	0.82	0.83
0.80	-	0.16	0.61	0.63
0.50	-	0.10	0.34	0.37
μ^*	-	-2.349	-1.068	-0.984
σ^*	-	0.607	0.677	0.620

Es zeigte sich, dass die rechtsschiefen Verteilungen der Reichweiten gut durch logarithmische Normalverteilungen approximiert werden können. Die logarithmischen Normalverteilungen wurden einerseits über deren Parameter (Stichprobenmittel und Standardabweichung) geschätzt oder numerisch berechnet. Wesentlich bei jeglicher Approximation mit einer Verteilungsfunktion ist, dass die Zulässigkeit

der Verteilungsannahme überprüft wird. Dies erfolgte im gegenständlichen Fall durch einen Kolmogorov-Smirnov-Anpassungstest (siehe Abbildung 7). Tabelle 1 sind die Perzentile, welche aufgrund der Approximation mittels logarithmischer Normalverteilung für den gesamten Datensatz ermittelten wurden, zu entnehmen.

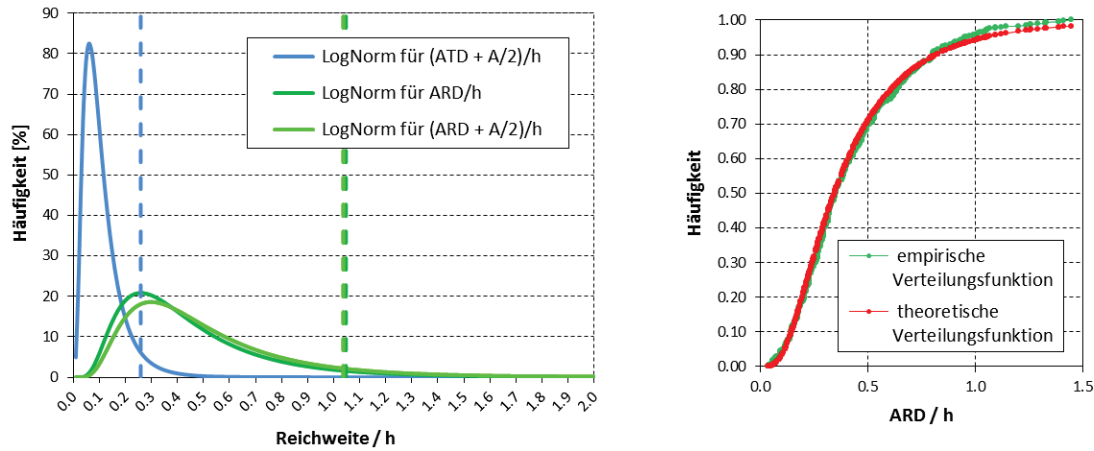


Abbildung 7: linke Grafik: Darstellung der Dichtefunktionen für die Verteilung der auf die jeweiligen Böschungshöhen normierten Reichweiten für den Datensatz, welcher sich aus der Gesamtheit der Versuche ergab. Zusätzlich darin als Vertikale eingetragen die jeweiligen 0,95-Perzentile (0,26, 1,04 und 1,05). Rechte Grafik: Graphische Darstellung des Kolmogorov-Smirnov-Anpassungstestes mit dem Vergleich zwischen der sich aus den Versuchen ergebenden empirischen Verteilungsfunktion (grüne Kurve für die ARD/h) und der für die Approximation verwendeten logarithmischen Normalverteilung (rote Kurven). Der KS-Test ergab, dass eine Approximation der Reichweitenwerte durch eine logarithmische Normalverteilung als Arbeitshypothese zulässig war.

Ist eine Approximation der empirischen Reichweiten mit einer Verteilungsfunktion nicht möglich (etwa in Fällen in denen die Reichweiten Verteilungen mit zwei Maxima ergaben) und kann somit die Zulässigkeit der Approximation nicht bestätigt werden (etwa durch einen KS-Test), so können in diesen Fällen keine Perzentile für Reichweiten bestimmt werden.

Um dennoch Perzentile ermitteln zu können, erfolgte die Anwendung eines verteilungsunabhängigen Verfahrens zur Bestimmung einseitiger nach oben begrenzter Konfidenzintervalle für Perzentilen (P) für eine Irrtumswahrscheinlichkeit (α). Der wesentliche Vorteil dieses Verfahren ist es, dass es unabhängig von Verteilungen ist. Die einzige Voraussetzung für die Anwendbarkeit dieses Verfahrens ist das Vorliegen der Stetigkeit einer Wahrscheinlichkeitsverteilung. Bei diesem Verfahren (siehe etwa Rinne 2008), werden die Ergebnisse einer Stichprobe (z.B. die Ergebnisse eines Fallversuches) der Größe nach aufsteigend sortiert und mit einer fortlaufenden Rangzahl (i) versehen. Die obere Grenze des Konfidenzintervalls eines Perzentils ist jener Wert, dessen Rangzahl (m) aus folgender Ungleichungskette bestimmt wird:

$$\sum_{i=m}^n \binom{n}{i} \cdot P^i \cdot (1 - P)^{n-i} \leq \alpha < \sum_{i=m-1}^n \binom{n}{i} \cdot P^i \cdot (1 - P)^{n-i}$$

n = Stichprobenumfang bzw. Anzahl der Abwürfe

P = Perzentil

i = Summenindex bzw. Rangzahl

m = Rangzahl bei der die Ungleichungskette erfüllt wird

α = Irrtumswahrscheinlichkeit

Die mit diesem Verfahren ermittelten Obergrenzen von Konfidenzintervallen für Perzentile von Reichweitenwerten (mit einer Irrtumswahrscheinlichkeit von $\alpha = 5\%$), welche sich aus der Gesamtheit der Versuche ergab, sind der Tabelle 2 zu entnehmen.

Tabelle 2: Einseitigen nach oben begrenzte Konfidenzintervalle für Perzentile (mit einer Irrtumswahrscheinlichkeit von $\alpha = 5\%$) für auf die jeweiligen Böschungshöhen normierten Reichweiten für den Datensatz, welcher sich aus der Gesamtheit der Fallversuche ergab.

OG KI f. Perzentile	ATD/h	$\frac{(ATD + \frac{A}{2})}{h}$	ARD/h	$\frac{(ARD + \frac{A}{2})}{h}$
0.99	0.341	0.357	1.387	1.416
0.95	0.227	0.260	1.035	1.046
0.90	0.205	0.220	0.848	0.874
0.80	0.136	0.166	0.669	0.701
0.50	0.070	0.106	0.349	0.391

Neben dem Vorteil, dass mit diesem Verfahren unabhängig von einer Verteilung die Konfidenzintervalle für Perzentile bestimmt werden können, ist es ein weiterer Vorteil, dass mit diesem Verfahren auch eine Abschätzung des erforderlichen Stichprobenumfangs erfolgen kann. Dies stellt eine zentrale Frage bei empirischen Fallversuchen dar.

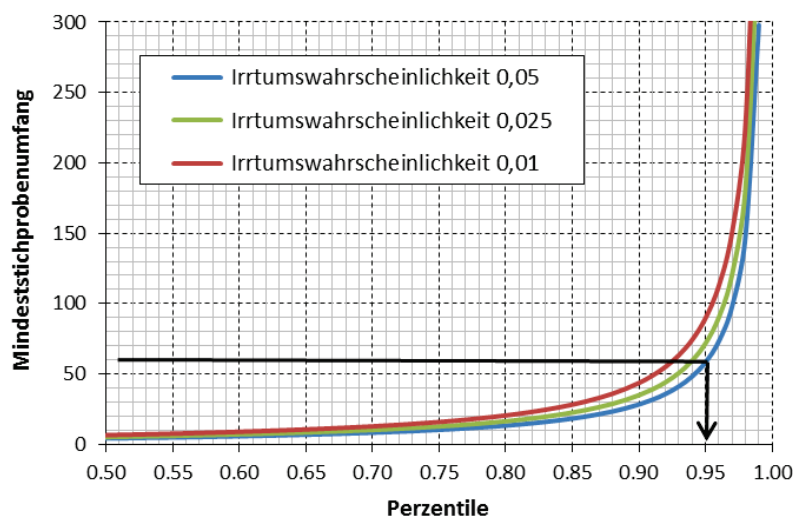


Abbildung 8: Mindeststichprobenumfang für Perzentile für Irrtumswahrscheinlichkeiten von $\alpha = 1\%$, $2,5\%$ und 5% .

Abbildung 8 gibt den Zusammenhang zwischen Perzentile und dem erforderlichen Mindeststichprobenumfang wieder. Für das 0,95-Perzentil benötigt man bei einer Irrtumswahrscheinlichkeit von $\alpha \leq 5\%$ einen Mindeststichprobenumfang von 59 Würfeln. Würde man für das 0,95-Perzentil eine Irrtumswahrscheinlichkeit von $\alpha \leq 1\%$ verlangen, so müsste der Mindeststichprobenumfang 90 Würfe betragen. Aufgrund dieser Überlegungen wurde bei den Fallversuchen eine Mindestanzahl von 60 bis 100 verwertbaren Würfeln pro Versuchsserie angestrebt, um ausreichend sichere Aussagen über die Lage der Konfidenzintervalle machen zu können.

Neben Versuchen zur Bestimmung der Reichweitenverteilung (bei welchen ein möglichst unbehindertes Ausrollen angestrebt wurde), wurden Fallversuche durchgeführt, um die Wirkungsweise und geeignete Dimensionierung von Sicherungsmaßnahmen zur Reduktion der Ausrolldistanzen zu testen.

Untersucht wurden hierbei vor allem jene Maßnahmen, welche jederzeit in Tagbauen hergestellt werden können, wie Anschüttungen am Böschungsfuß im Bereich der Auftreffdistanzen von Einzelblöcken. Im Fall der in Abbildung 9 dargestellten Versuchsserie, wurden aufbauend auf einer Referenzserie (bei welcher durch Beseitigen der losen Etageauflagerung möglichst weite Ausrolldistanzen erzielt werden sollten) sukzessive Dämpfungsschichten aus Hauwerk aufgebracht. Wie das Durchgangsdigramm (Abbildung 9, rechte Grafik) zeigt, ergab bereits die erste Anschüttung im Bereich des Auftreffraums eine drastische Reduktion der Ausrolldistanzen, wohingegen die zweite Anschüttung nur mehr zu einer geringen, weiteren Reduktion führte. In Summe bewirkte das Aufbringen einer Anschüttung (mit einer Mächtigkeit von mehreren Dezimetern) in diesem Fall eine Reduktion der Ausrolldistanz um etwa die Hälfte (ca. 49 %).

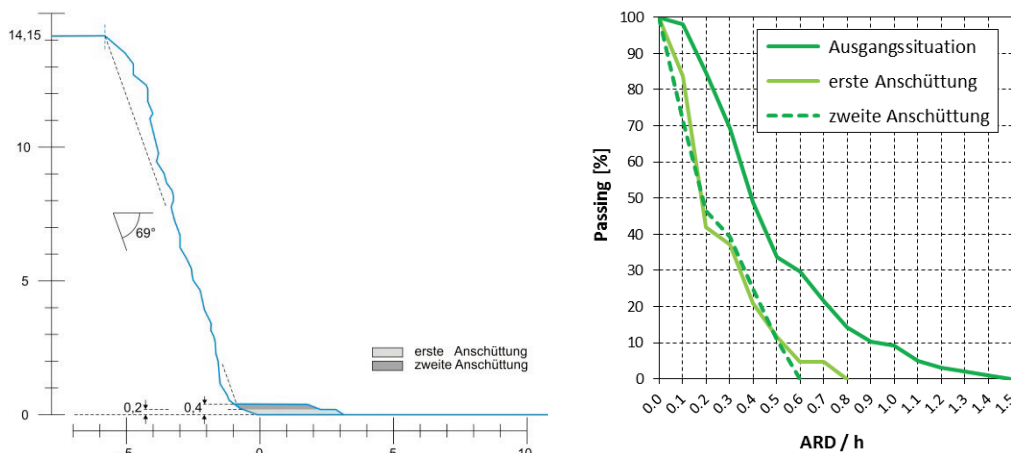


Abbildung 9: Versuchsanordnung mit einer Anschüttung am Böschungsfuß im Bereich der Auftreffdistanzen von Einzelblöcken (linke Grafik), Durchgangsdigramm, welches die Reduktion der Ausrolldistanzen verdeutlicht (rechte Grafik).

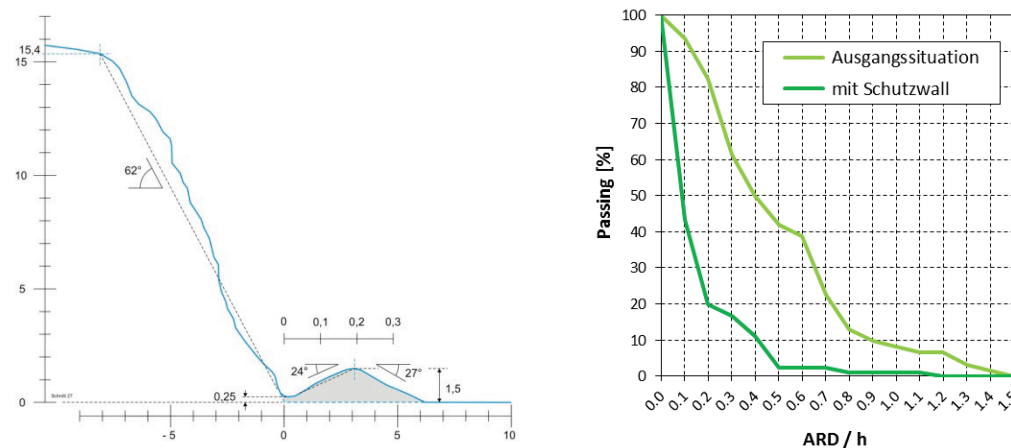


Abbildung 10: Versuchsanordnung mit Schutzwall (linke Grafik), Durchgangsdigramm, welches die Reduktion der Ausrolldistanzen verdeutlicht (rechte Grafik).

Im Rahmen der Untersuchungen wurde eine Reihe unterschiedlicher Typen von Schutzwällen zur Reduktion der Ausrolldistanz getestet. Abbildung 10 zeigt einen effizienten Typ, welcher im Zuge der Versuche entwickelt wurde. Vergleichbar mit den vorher dargestellten Anschüttungen am Böschungsfuß, soll auch hier eine Anschüttung mit hoher dämpfender Wirkung (beginnend am Böschungsfuß) in Kombination mit einer ca. senkrecht auf die Bahnkurven der auftreffenden Blöcke stehenden Anprallfläche ein Überrollen des Walls verhindern. Als Orientierungswert für die Wahl des Kronenabstands bieten

sich Auftreffdistanzen an (0,95-Perzentile), da diese auch durch im Vorfeld durchgeführte Versuche ermittelt werden können. Wie das Durchgangssdiagramm der Abbildung 10 (rechte Grafik) verdeutlicht, betrug in diesem Fall die gesamte Reduktion etwa 69 % (die Obergrenze des Konfidenzintervalls für das 0,95-Perzentil wurde etwa um die Hälfte reduziert).

Vergleicht man die Ergebnisse dieser Untersuchungen mit anderen Studien, so ist festzuhalten, dass sich diese in erster Line auf natürliche (im Regelfall bewachsene) Böschungen beziehen. Die im Zusammenhang mit dem Arbeitnehmerschutz wesentlichste Frage, nämlich nach den möglichen Auftreffdistanzen (ATD), wird in den meisten Untersuchungen nicht behandelt.

Die umfangreichste zur Verfügung stehende Studie stellt jene von Pierson et al. (2001) dar. Diese behandelt jedoch Reichweiten von Sturzereignissen im Zusammenhang mit speziell konzipierten (ebenen) Straßenböschungen und ist, wie sich aufgrund des Vergleichs mit den eigenen Untersuchungen zeigte (Preh et al. 2015) nur bedingt auf Tagbauböschungen anwendbar. Insbesondere stehen die darin angeführten Entwurfsdiagramme im Widerspruch zu den Ergebnissen dieser Untersuchungen bzw. korrespondieren die darin angeführten Retentionswerte nicht mit den Perzentilwerten der eigenen Untersuchungen.

Zusammenfassung

Die Fallversuche ergaben, dass die Reichweiten von Sturzprozessen im Regelfall rechtsschiefen Verteilungen folgen. Diese lassen sich beispielsweise durch logarithmische Normalverteilungen approximieren. Sofern die Zulässigkeit der Approximation durch Tests bestätigt werden kann, ist es möglich Perzentile zu bestimmen. Für die Festlegung von tagbauspezifischen Gefahrenbereichen am Böschungsfuß durch Einzelblöcke (GB_{UK-AM} und GB_{UK-AN}) wird vorgeschlagen die 0,95-Perzentile der Auftreff- und der Ausrolldistanzen ($(ATD+A/2)/h$ und $(ARD+A/2)/h$) zu verwenden.

Aus dem Datensatz, welcher sich aus der Gesamtheit aller Versuche für Einzelblöcke ergab, wurden mit einem verteilungsunabhängigen Verfahren einseitig nach oben begrenzte Konfidenzintervalle für 0,95-Perzentile ($\alpha \leq 5 \%$) bestimmt. Als Wert für die auf die Böschungshöhen normierten Auftreffdistanzen $(ATD+A/2)/h$ ergab sich 0,26 (26 % der Böschungshöhe), für die $(ARD+A/2)/h$ ergab sich ein Wert von 1,05 (also 105 % der Böschungshöhe).

Diese Werte für Einzelblöcke können als grobe Richtwerte (Faustformeln) für Tagbauböschungen mit Höhen bis zu 15 m und Neigungen zwischen 50° und 70° bei leicht konvexen bis leicht konkaven Böschungsformen angesehen werden. Sie ersetzen aber keinesfalls vor Ort durchgeführte Fallversuche oder Simulationen mit Steilfallprogrammen, welche anhand von Fallversuchen kalibriert wurden.

Dank

Abschließend wird den Unternehmen (siehe Kapitel 3), welche die Durchführung der Fallversuche ermöglichten und ohne die die vorliegenden Ergebnisse nicht möglich gewesen wären, herzlich für ihre Unterstützung gedankt.

Literatur

- Hungr O. (2014): PIERRE, Rockfall Ballistics Analysis. Unpublished Users Manual. Department of Earth and Ocean Sciences, University of British Columbia, Vancouver, BC, Canada.
- ISO 10262:1998-06-15: Earth-moving machinery – Hydraulik excavators – Laboratory tests and performance requirements for operator protective quards.
- Kolenprat B. (2007): Georischen im Obertragebergbau, Kapitel 33 in Praxishandbuch Evaluierung, Hsg. Hutterer W., Weka Verlag Wien, 25 S.
- Kolenprat B. (2012): Tagbauarbeitenverordnung, Berg- und Hüttenmännische Monatshefte, 147/4, 160–164.
- ÖNORM EN ISO 3449:2009-05-01: Erdbaumaschinen - Schutzaufbauten gegen herabfallende Gegenstände - Prüfungen und Anforderungen (ISO 3449:2005).
- Pierson L.A., Gullixson C.F. & Chassie R.G. (2001): Rockfall Catment Area Design Guide Final Report SPR-3(032) Oregon Department of Transportation – Research Group, 284 S.
- Preh A. (2015): THROW, ein dynamisch stochastisches Simulationsmodell zur Prognose von Steinschlag. unveröffentlichtes Benutzerhandbuch.
- Preh A., Kolenprat B., Hungr O. & Mitchell A. (2015): Stochastische Steinschlagprognose zur Festlegung von (tagbauspezifischen) Gefahrenbereichen laut Tagbauarbeitenverordnung (TAV). ÖIAZ - Österreichische Ingenieur- und Architektenzeitschrift, 160, 177–185.
- Rinne H. (2008): Taschenbuch der Statistik, 4. Auflage, Wissenschaftlicher Verlag Harri Deutsch, Frankfurt am Main, 1060 S.
- Verordnung des Bundesministers für Arbeit, Soziales und Konsumentenschutz, mit der die Verordnung über den Schutz der Arbeitnehmer/innen bei der Durchführung von Arbeiten im Tagbau (Tagbauarbeitenverordnung - TAV) erlassen wird und die Bauarbeiterschutverordnung geändert wird, StF.: BGBl. II Nr. 416/2010.

Steinschlagmodelle

Alexander Preh (1), Michael Mölk (2)

(1) Technische Universität Wien, Institut für Geotechnik, Forschungsbereich für Ingenieurgeologie, Karlsplatz 13, 1040 Wien. alexander.preh@tuwien.ac.at

(2) Wildbach- und Lawinenverbauung, Geologische Stelle, Wilhelm Greil Straße 9, Innsbruck. michael.moelk@die-wildbach.at

Problemstellung / Stand der Wissenschaft

Unter dem Prozess Steinschlag versteht man die Bewegung individueller Fels-Fragmente (Sturzblöcke), die mittels episodischer Einschläge mit dem Untergrund interagieren (Evans & Hungr 1993, Hungr et al. 2014, Bourrier et al. 2013). Der Prozess beginnt im Allgemeinen mit dem Abbruch einzelner Blöcke oder kleinerer Felsmassen (siehe Beitrag Poisel: Felsstürze – Ablösemechanismus).

Prozessmodelle zur Simulation von Steinschlag (Steinschlagmodelle) existieren seit Mitte der 70er Jahre (z.B. Azimi & Desvarreux 1977, Piteau & Clayton 1977). Gegenwärtig steht eine große Anzahl von Modellen sowohl für zwei als auch für drei Dimensionen zur Verfügung (für einen aktuellen Vergleich siehe Tabelle 1 nach Volkwein et al. 2011). Alle gegenwärtigen Modelle beschränken sich auf die Modellierung des eigentlichen Sturzprozesses, der initiale Abbruch (Disposition) wird in den Modellen nicht simuliert, sondern lediglich durch die Anfangsbedingungen (Anfangsposition und Anfangsgeschwindigkeiten) abgebildet. Daher benötigen alle Modelle als Eingabe die potentiellen Ablösebereiche welche mit Hilfe anderer Methoden zu ermitteln sind.

Arten von Steinschlagmodellen

Die Prozessmodelle zur Berechnung bzw. Abschätzung der Reichweite und der Ausbreitung von Steinschlag werden unter anderem in 2D- und 3D-Modelle unterschieden.

Mittels 2D-Modellen können entlang eines Hangprofils (Bemessungsprofils) die Trajektorien von Sturzblöcken berechnet werden. 2D-Berechnungen (Energien, Reichweite, Sprungweite und Sprunghöhen) werden zumeist für die Planung und Dimensionierung sekundärer Schutzmaßnahmen (Netze, Dämme) auf der Hangskala (Objektebene) verwendet. 2D-Modelle können jedoch auch für die Ausweisung von Gefahrenzonen für größere Hangabschnitte (kommunale Ebene, örtliche Raumplanung) eingesetzt werden. Hierbei werden mehrere repräsentative Hangprofile ausgewählt und die Simulationsergebnisse (z.B. der Verlauf der kinetischen Energien) von diesen Hangquerschnitten mittels Expertenwissen interpoliert (Melzner & Preh 2012). Schwierigkeiten bei der Anwendung dieses Modelltyps ergeben sich vorwiegend bei der Festlegung des repräsentativen Hangprofils bzw. des adäquaten Abstands von mehreren Hangprofilen zueinander. 2D-Analysen haben darüber hinaus auch eine Bedeutung bei der Überprüfung/Verifikation von 3D-Analysen.

Mit Hilfe von 3D-Modellen können flächendeckende Aussagen über die potentiellen Wirkungsbereiche von Steinschlagprozessen getroffen werden. Nachteilig bei der Anwendung von 3D-Modellen ist zum einen der erheblich erhöhte Aufwand für die flächendeckende Datenerhebung und Aufbereitung und zum anderen die Berechnungsdauer, die je nach Modellauflösung bzw. dem Modell zugrunde gelegten Algorithmen hoch sein kann.

Berechnungsansätze

Ein weiteres signifikantes Unterscheidungskriterium zwischen den unterschiedlichen Steinschlagmodellen ist der Berechnungsansatz, d.h. die mathematische Formulierung und programmtechnische Implementierung des Sturzblocks, des Rückpralls (Dämpfung bzw. Restitution), der Oberflächenrauheit, des Rollwiderstands, etc.

Nach Ihrem Berechnungsansatz werden die Modelle grob in:

- Massenpunktmodelle („lumped mass approach“),
- Starrkörpermodelle („rigid body approach“) und in
- hybride Modelle („hybrid approach“) unterschieden.

Bei den Massenpunktmodellen wird der Block als form- und dimensionsloser Massenpunkt („lumped mass“) betrachtet. Im Gegensatz dazu wird bei den Starrkörpermodellen der Sturzblock als komplexer Starrkörper („rigid body“) modelliert. Eine Mischform zwischen diesen beiden Ansätzen stellt der sogenannte hybride Ansatz dar, bei dem der Sturzblock als dimensionsloser Block für die Simulation der Flugbahn, bei der Berechnung des Rückpralls jedoch als Starrkörper (Berücksichtigung von Blockgröße und Form) betrachtet wird.

Der aktuelle Trend in der Entwicklung geht in Richtung komplexer Starrkörpermodelle, bei denen versucht wird, die möglichen Blockformen so naturgetreu wie möglich abzubilden (Glover et al. 2012, Vijayakumar et al. 2012, Andrew et al. 2012). Weitere wesentliche Unterschiede ergeben sich bei den Modellen beispielsweise in der Art, wie wichtige Hangparameter (z.B. Rauigkeit, Dämpfungseigenschaften) in das Modell integriert sind und ob und wie der Effekt von Bäumen und sekundärer Schutzmaßnahmen auf den Sturzprozess berücksichtigt wird. Einige Modelle verwenden einen probabilistischen Ansatz, um die Unsicherheiten in der Qualität der Eingangsparameter besser zu berücksichtigen.

Tabelle 1: Auswahl vorhandener Modelle, Tabelle verändert nach Volkwein et al. 2011

Modell / Programm Name	Referenz	2D/3D	Ansatz	Probabilistisch	Wald
CRSP (4.0)	Pfeiffer & Bowen 1989	2D (Profil)	Hybrid	Ja	Nein
Rockfall 7.1 (2008)	Spang & Sönser 1995	2D (Profil)	Starrkörper	Ja	Ja
ROFMOD 4.1	Zinggeler et al. 1990	2D (Profil)	Hybrid	Ja	Ja
3D-GEOTEST-Zinggeler	Krummenacher et al. 2008	3D (x,y,z)	Hybrid	Ja	Ja
RocFall 5.0 (2013)	Stevens 1998	2D (Profil)	Massenpunkt	Ja	Nein
Sturzeschwindigkeit	Meissl 1998	2D (x,y)	Massenpunkt	Nein	Nein
STONE	Guzzetti et al. 2002	3D (x,y,z)	Massenpunkt	Ja	Nein
Rockyfor 3D 5.2 (2014)	Dorren et al. 2006	3D (x,y,z)	Hybrid	Ja	Ja
RAMMS::Rockfall	Christen et al. 2007	3D (x,y,z)	Starrkörper (reale Form)	Ja	Ja
THROW	Preh 2015	2D (Profil)	Hybrid	Ja	Ja
WURF	Fleris & Preh 2016	3D (x,y,z)	Hybrid	Ja	Ja

Anwendung von Steinschlagmodellen

Es existieren grundsätzliche Unterschiede zwischen den Fragestellungen in Tagbauen (Tagbauskala) und bei natürlichen Hängen (Hangskala).

In Tagbauen dienen die Steinschlagmodelle primär zur Festlegung der laut Tagbauarbeitenverordnung (TAV, BGBl. II Nr. 416/2010) erforderlichen Gefahrenbereiche. Dabei ist es erforderlich die Verteilung der Auftreff- und Ausrolldistanzen auf der Tagbauetage (Böschungsfuß) aufgrund der auftretenden Blockgrößenverteilung (festzulegen anhand des vorherrschenden Trennflächengefüges) zu bestimmen. Die auftretenden kinetischen Energien spielen dabei eine untergeordnete Rolle, da selbst geringe Energien (Absturz eines nur wenige kg schweren Blocks aus geringer Höhe) für den Arbeitnehmer gefährlich sein können.

Im Gegensatz dazu sind in der Hangskala bei der Bemessung von Schutzmaßnahmen (Schutzdämme, Schutznetze) und bei der Erstellung von Gefahrenhinweiskarten bzw. Gefahrenzonenplänen die maximal auftretenden Energien und Sprunghöhen ausschlaggebend.

In der Tagbauskala (Steinbruch)

Zur Erläuterung der Anwendung von Steinschlagprogrammen in Tagbauen wird auf den Beitrag von Kolenprat und Schmid „Evaluierung von tagbauspezifischen Gefahrenbereichen am Böschungsfuß“ verwiesen.

In der Hangskala

In der ON-Regel 24810:2017: Technischer Steinschlagschutz wird gefordert, dass für die Bemessung von Steinschlagschutzmaßnahmen eine physikalische Modellierung der Sturzprozesse durchgeführt wird. Weiters ist in dieser ONR u. a. geregelt, wie Bemessungsblockgrößen ermittelt werden und welche Ergebnisgrößen als charakteristische Werte bei der Maßnahmenbemessung heranzuziehen sind.

In der Hangskala werden in der Regel 2D-Steinschlagmodelle für die Bemessung von Schutzmaßnahmen (Schutzdämme, Schutznetze) und 3D-Modelle für die Erstellung von Gefahrenhinweiskarten bzw. Gefahrenzonenplänen eingesetzt.

Die Bemessung von Schutzmaßnahmen beinhaltet die Bestimmung von charakteristischen Einwirkungen aus Steinschlagprozessen (ONR 24810:2017) in definierten Positionen am Hang, die für die Installation von Schutzsystemen potentiell geeignet sind. Die zu ermittelnden Bemessungswerte sind die Energie und die Sprunghöhe der Sturzblöcke im Bereich des geplanten Bauwerksstandortes. Bei 2D-Modellen werden dazu Bemessungsprofile im Gelände festgelegt. Dabei werden tendenziell ungünstige Sturzbahnen wie z. B. Rinnen in denen sich Sturzprozesse konzentrieren bzw. die steilsten Hangabschnitte gewählt. Diese Profile bilden sodann die geometrische Grundlage für die 2D-Steinschlagsimulation. Den einzelnen Abschnitten der Sturzbahnen werden die jeweiligen Untergrundeigenschaften wie Dämpfung und Rauigkeit in Abhängigkeit von den tatsächlich angetroffenen Untergrundverhältnissen zugewiesen. Dabei wird z. B. zwischen Fels, seicht anstehendem Fels mit geringer Bodenauflage, grobblockigem oder feinem Hang- oder Blockschutt etc. unterschieden (siehe Abbildung 1 – Bemessungsprofil in RocFall 5.0).

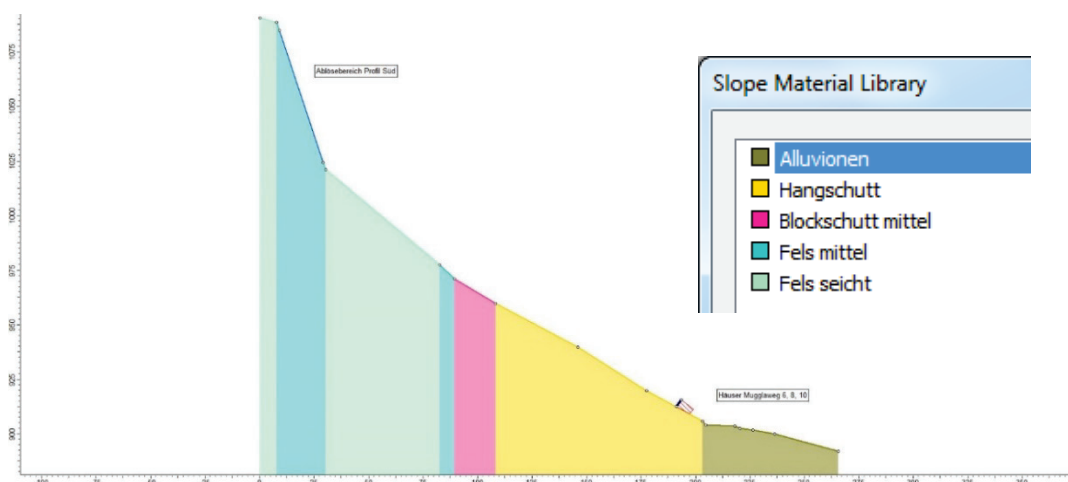


Abbildung 1: Geometrie eines 2D Bemessungsprofils mit unterschiedlichem Untergrund.

Die Ablösebereiche, die als Startpositionen der Steinschlagsimulation dienen, werden vorab über eine Neigungskarte (Abb. 2), die aus dem hochauflösenden Geländemodell generiert wird, planlich dargestellt und im Rahmen einer Kartierung in Hinblick auf ihre Brisanz als Ablösebereich beurteilt. Dabei werden auch die kinematisch möglichen Versagensmechanismen analysiert. Jene Steilbereiche die daraus als potentielle Steinschlagablösebereiche klassifiziert wurden, werden dann als Startpunkte bei der Steinschlagsimulation definiert.

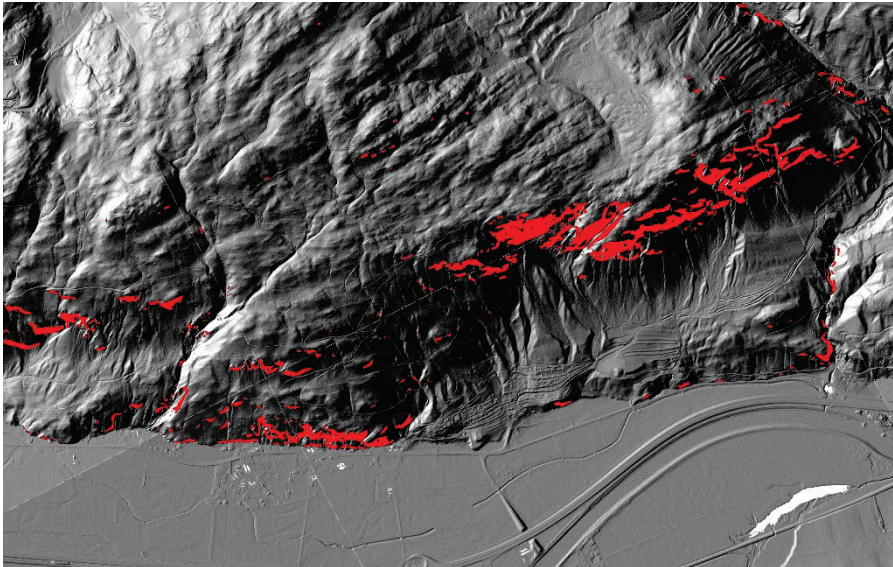


Abbildung 2: Digitales Höhenmodell mit Hangabschnitten mit Neigungen $> 45^\circ$ als potentielle Ablösebereiche.

Für die Steinschlagmodellierung entsprechend der ONR ist die Festlegung eines Bemessungsblockes erforderlich. Dabei muss einerseits festgelegt werden, welche Kubatur der maßgebliche Block besitzt und andererseits ist die Blockform zu bestimmen (Abb. 4). Gemäß ONR 24810:2017 ist eine statistische Erfassung der Abmessungen der am Hang vorliegenden Blöcke erforderlich. Von diesem Blockkollektiv ist sodann in Abhängigkeit von der Ereignishäufigkeit (Tab. 2, ONR 14810:2017) das entsprechende stückbezogene Volumens-Perzentil zu wählen (Abb. 3).

Tabelle 2: Klassifikation von Ereignisfrequenzen.

Ereignisfrequenzklasse		Ereignishäufigkeit n [1/a]	Fraktil [m^3]
EF 4	sehr hoch	$n \geq 10$ (> 10 Ereignisse/Jahr)	V98
EF 3	hoch	$1 \leq n < 10$ (1 bis 10 Ereignisse/Jahr)	V97
EF 2	gering	$0,03 \leq n < 1$ (< 1 Ereignis/Jahr bis ≤ 1 Ereignis/30 Jahre)	V96
EF 1	selten	$n < 0,03$ (< 1 Ereignis/30 Jahre)	V95

Dabei wird zumeist die statistische Blockgrößenverteilung der frischen (unverwittert, frische Schlagmarken) und der angewitterten Blöcke herangezogen, alte Blöcke mit einem Blockalter größer als ca. 100 Jahre fließen hierbei nicht ein. Dadurch werden extrem seltene, oft spät- bis postglaziale Ereignisse als nicht bemessungsrelevant ausgeschieden.

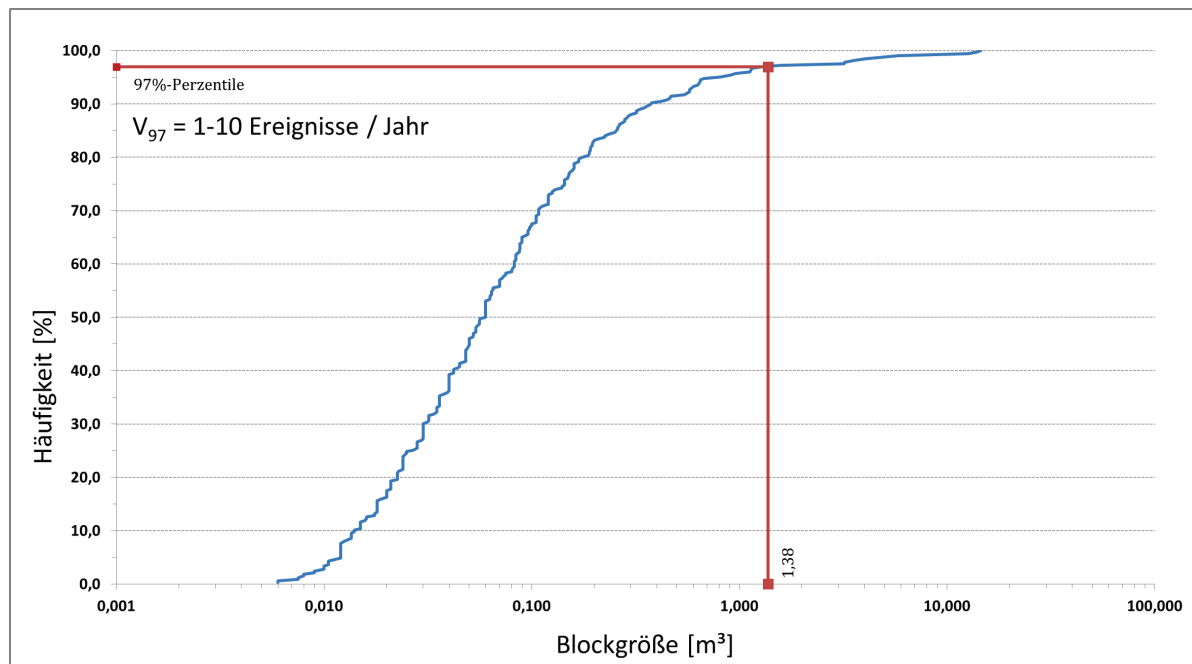


Abbildung 3: Bestimmung des Bemessungsblock-Volumens aus statistischen Aufnahmen einer Blockhalde (Linienzählverfahren).

Achsenverhältnisse (Linienzählverfahren)

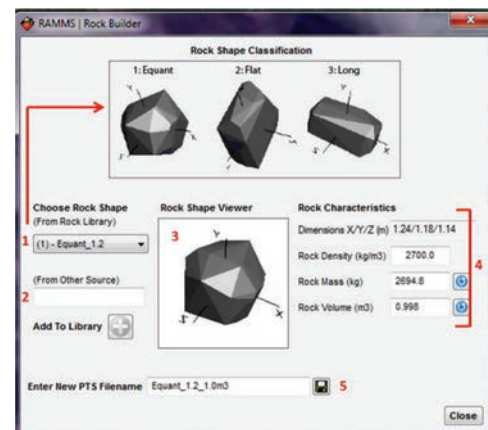
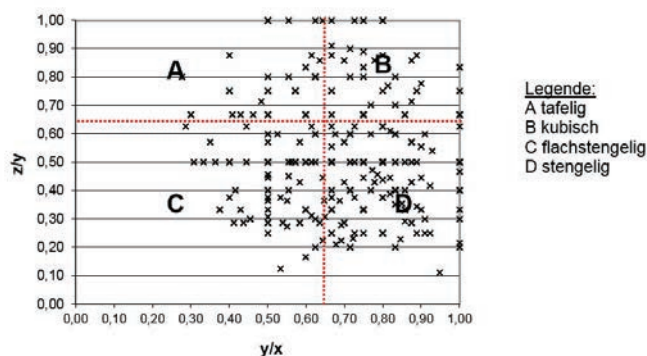
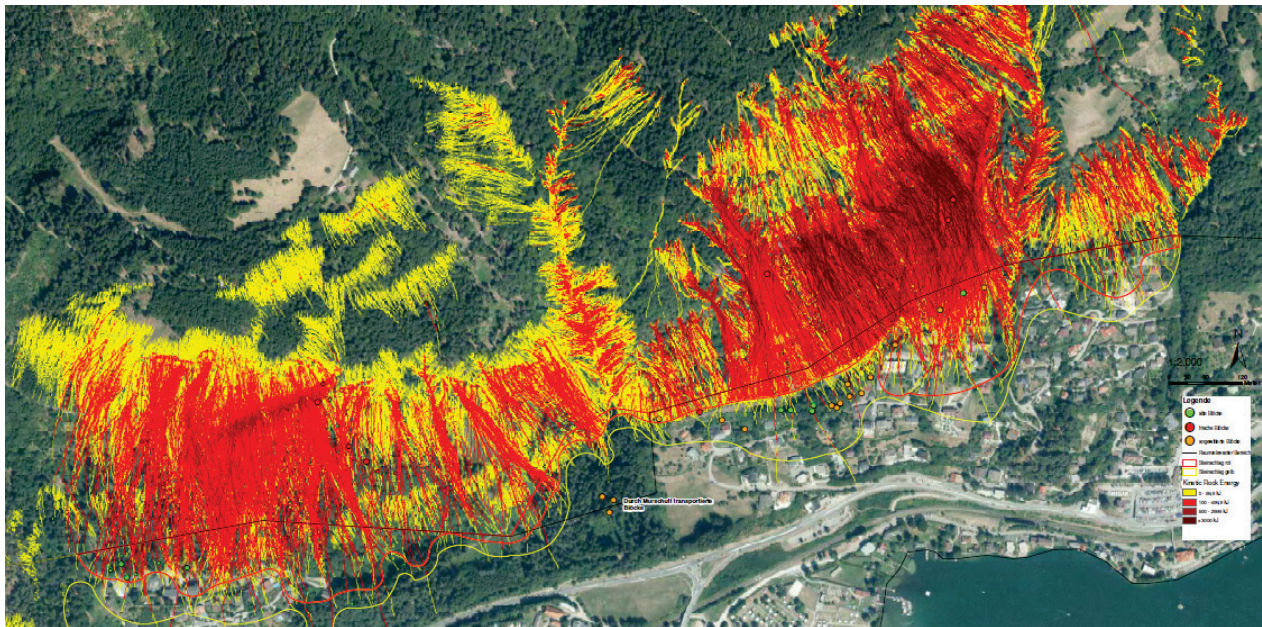


Abbildung 4: links: Bestimmung der Blockform aus den Achsverhältnissen der vermessenen Sturzblöcke, rechts: „Rock Builder“ des 3D Programms RAMMS::Rockfall zur Festlegung der Blockform des Bemessungsblockes.

Die Anwendung von 2D und 3D-Modellen ist grundsätzlich identisch. D. h. es werden die unterschiedlichen Untergründe im Wirkungsbereich der Steinschlagprozesse flächendeckend erfasst und als Homogenbereiche gleicher Oberflächeneigenschaften in der Steinschlagmodellierung berücksichtigt. Diesen Homogenbereichen werden sodann die für das jeweilige Modell erforderlichen Modellparameter wie Rauigkeit und Dämpfung zugewiesen. Die Berechnung erfolgt flächenhaft. D. h., dass die Sturzblöcke und die Untergrundkontakte (Einschläge) über das tatsächliche Geländemodell flächig geführt werden und die daraus resultierenden Sturzbahnen (Trajektorien) dargestellt werden (Abb. 5). Die Trajektorien können sodann in Abhängigkeit von der Energie bzw. Sprunghöhe farbkodiert werden.



Beiden Modellwelten (2D und 3D) gemeinsam ist, dass an ausgewählten Positionen alle maßgeblichen Einwirkungen der dort ankommenden bzw. passierenden Blöcke statistisch abgefragt und dargestellt werden können. Aus diesen statistischen Verteilungen können in weiterer Folge die gem. ONR 24810 maßgeblichen charakteristischen Einwirkungen abgeleitet werden.

Grenzen der Anwendung von Steinschlagmodellen / Modellfaktor

Grundsätzlich ist festzuhalten, dass es sich bei allen physikalischen Steinschlag-Modellen um „waffenscheinpflichtige“ Werkzeuge handelt, deren Einsatz eine regelmäßige Befassung mit der Thematik und eine sehr gute Kenntnis der Sensitivität des Ergebnisses in Hinblick auf die verschiedenen Modellparameter erfordert. Eine Kalibrierung der Ergebnisse anhand von realen Ereignissen zumindest in Hinblick auf maximale Reichweiten und idealerweise der Sprunghöhen ist zwingend erforderlich. Idealerweise werden Modellierungen eines Prozessbereiches mit mehr als einem Simulationsmodell durchgeführt und die statistische Stabilität der Ergebnisse überprüft. Daraus ergibt sich die Erkenntnis, dass Modellierungen nur von Fachexperten mit großer Erfahrung und einer intensiven und regelmäßigen Befassung mit der Materie durchgeführt werden sollen.

Vom IRSTEA (ehemals CEMAGREF) wurde ein Benchmarking-Projekt durchgeführt (Berger 2003). Dabei wurden mehrere 100 Steinschläge künstlich ausgelöst und dokumentiert (Reichweite, Geschwindigkeit und Sprunghöhe über den Sturzverlauf). Dann wurden diese Steinschlagprozesse mit dem verwendeten „Normstein“ von 17 verschiedenen Institutionen mit diversen 2D Steinschlagmodellen modelliert. Dabei zeigte sich, dass es zu massiven Ergebnisstreungen kam, was einerseits den verschiedenen Modellen, aber noch signifikanter den verschiedenen Bearbeitern geschuldet war, da auch mit denselben Modellen Ergebnisstreungen von über 100 % erzielt wurden.

Grundsätzlich sollten alle Modellergebnisse neben einer Kalibrierung mit dokumentierten Ereignissen – sofern vorhanden – auch einer Plausibilitätskontrolle unterzogen werden. So gibt es zahlreiche Versuche an Naturhängen, an denen die jeweiligen Sturzgeschwindigkeiten und Sprunghöhen gemessen wurden. Dabei zeigt sich z. B. dass Geschwindigkeiten von $> 35 \text{ m/s}$ auch an steilen felsdominierten Hängen mit glatter Oberfläche und schlechter Dämpfung nur sehr selten erreicht werden (Smith & Duffy 1990).

Literatur

- Andrew R., Hume H., Bartingale R., Rock A. & Zhang R. (2012): CRSP-3D User's Manual Colorado Rockfall Simulation Program. Federal Highway Administration Report CO 80228FHWA-CFL/TD-12-007, Lakewood, Colorado, 163 p.
- Azimi C. & Desvarreux P. (1977): Calcul de chutes de blocs et vérification sur modèle réduit, Internal Technical Report ADRGT.
- Berger F. (2003): Réalisation d'un test d'étalonnage des modèles de trajectographie en utilisant des données provenant d'expérimentations grandeur nature. Rapport de synthèse Département Gestion des Territoires. CEMAGREF, Unité de recherche Ecosystèmes Paysages Montagnards (Grenoble).
- Bourrier F., Dorren L. & Hungr O. (2013): The use of ballistic trajectory and granular flow models in predicting rockfall propagation. *Earth Surface Processes and Landforms*, 38, 435–440.
- Christen M., Bartelt P. & Gruber U. (2007): RAMMS – a modelling system for snow avalanches, debris flows and rockfalls based on IDL, PFG Photogrammetrie – Fernerkundung – Geoinformation, 4, 289–292.
- Dorren L.K.A. (2006): Rockyfor3D revealed – description of the complete 3D rockfall model, Tech. rep., EcorisQ, <http://www.ecorisq.org>, 2010.
- Evans S.G. & Hungr O. (1993): The assessment of rockfall hazards at the base of talus slopes. *Canadian Geotech J.*, 30, 620–636.
- Fleris M. & Preh A. (2016): WURF_LIVE: Demonstration of a stochastic numerical rockfall code in 3D. in: Ortner, H. (ed.): Abstract Volume of GeoTirol2016 - Annual Meeting of DGGV and PANGEO Austria, 25-28. September 2016, p. 69, Innsbruck.
- Glover, J., Schweizer A., Christen M., Gerber W., Leine R. & Bartelt P. (2012): Numerical investigation of the influence of rock shape on rockfall trajectory. [Abstract] *Geophys. Res. Abstr.*, 14, EGU2012-11022-1.
- Guzzetti F., Crosta G., Detti R. & Agliardi F. (2002): STONE: a computer program for the three dimensional simulation of rock-falls, *Comput. Geosci.*, 28, 1079–1093.
- Hungr O., Leroueil S. & Picarelli L. (2014): The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides*, 11, 167–194.
- Krummenacher B., Schwab S. & Dolf F. (2008): Assessment of natural hazards by three calculations of rockfall behaviour, in: Volkwein A., Labiouse V. & Schellenberg K. (eds.): *Interdisciplinary Workshop on Rockfall Protection*, 49–51, Swiss Fed. Research Inst. WSL, Morschach.
- Meissl G. (2001): Modelling the runout distances of rockfall using a geographic information system, *Z. Geomorphol.*, 125, 129–137.
- Melzner S. & Preh A. (2012): Sturzmodelle und ihre Anwendbarkeit in der Praxis. *Wildbach- und Lawinenverbau. – Zeitschrift für Wildbach-, Lawinen-, Erosions- und Steinschlagschutz.*, 169, 78–97.
- ONR 24810:2013 (2013): *Technischer Steinschlagschutz: Begriffe, Einwirkungen, Bemessung und konstruktive Durchbildung, Überwachung und Instandhaltung*.
- ÖROK (2014): ÖREK Partnerschaft: Risikomanagement für gravitative Naturgefahren. Materialienband. Wien 2014.
- Pfeiffer T. & Bowen T. (1989): Computer Simulation of Rockfalls. *Bulletin of the Association of Engineering Geologists*, 26/1, 135–146.
- Piteau D.R. & Clayton R. (1977): Discussion of paper "Computerized design of rock slopes using interactive graphics for the input and output of geometrical data" by Cundall P.A., Voegele, M.D. & Fairhurst C. *Proceedings, 16th Symposium on Rock Mechanics*, 62–63, Minneapolis.
- Preh A. (2015): THROW, ein dynamisch stochastisches Simulationsmodell zur Prognose von Steinschlag. unveröffentlichtes Benutzerhandbuch.
- Smith D.D. & Duffy J.D. (1990): Field tests and evaluation of rockfall restraining nets. - California Department of Transportation, Report No. CA/TL - 90/05, Final Report, Sacramento 1990.
- Spang R. & Sönser T. (1995): Optimized rockfall protection by "Rockfall", in: 8th Int. Congr. Rock Mech., 3, 1233–1242, Tokyo.
- Stevens W.D. (1998): Rockfall: A tool for probabilistic analysis, design of remedial measures and prediction of rockfalls, Master's thesis, University of Toronto, <https://www.rocscience.com/documents/pdfs/uploads/7756.pdf>.
- Vijayakumar S., Yacoub T., Ranjram M. & Curran J.H. (2012): Effect of rockfall shape on normal coefficient of restitution. In: *Proceedings of the 46th. U.S. Rock Mechanics / Geomechanics Symposium*. Chicago, Illinois, USA, 8 p.
- Volkwein A., Schellenberg K., Labiouse V., Agliardi F., Berger F., Bourrier F., Dorren L., Gerber W. & Jaboyedoff M. (2011): Rockfall characterization and structural protection - a review. – *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 11, 2617–2651.
- Zinggeler A., Krummenacher B. & Kienholz H. (1990): Steinschlagsimulation in Gebirgswäldern, *Berichte und Forschungen der Geographisches Institut der Universität Freiburg*, 3, 61–70.

THROW, ein dynamisch stochastisches Simulationsmodell zur Prognose von Steinschlag

Alexander Preh, Emmanouil Fleris, Mariella Illeditsch

Technische Universität Wien, Institut für Geotechnik, Forschungsbereich für Ingenieurgeologie, Karlsplatz 13, 1040 Wien.
alexander.preh@tuwien.ac.at

Einleitung

THROW basiert auf dem Konzept des von Oldrich Hungr entwickelten Steinschlagmodells PIERRE (Hungr 2014, Mitchell & Hungr 2017). In Zusammenarbeit mit O. Hungr und A. Mitchell (Preh et al. 2015a & Preh et al. 2015b) wurden beide Modelle parallel entwickelt, dabei wurde THROW auf die speziellen Bedürfnisse von Steinschlagprognosen in Tagbauen optimiert. Seit 2015 stellt THROW eine eigenständige Entwicklung von A. Preh dar. WURF ist die dreidimensionale Variante von THROW und wird seit 2016 von E. Fleris und A. Preh entwickelt. THROW und WURF sind vollständig in PYTHON programmiert und verwenden zur Visualisierung der Berechnungsergebnisse eine eigene Schnittstelle auf Basis von Mayavi (Ramachandran & Varoquaux 2011).

Berechnungsansatz

THROW ist ein hybrides Modell: Bei der Berechnung der Flugbahn wird der Sturzblock als simpler Massenpunkt betrachtet, bei der Berechnung des Rückpralls (Restitution) werden sowohl die Blockgröße, die Blockform, die Rotationsgeschwindigkeit als auch die Rauheit des Blocks und der Oberfläche berücksichtigt. Die Berücksichtigung der Blockform sowie der Oberflächenrauheit des Blocks und der Sturzbahn erfolgt mit Hilfe stochastischer Modelle. Daher kann THROW als dynamisch stochastisches Simulationsmodell bezeichnet werden.

Wie alle anderen Modelle berechnet THROW die Flugbahn der Sturzblöcke unter Zuhilfenahme der klassischen Formeln zur Berechnung des schiefen Wurfs bei Vernachlässigung des Luftwiderstands.

Die Berechnung des Rückpralls (Restitution) basiert auf der exakten Lösung für den Anprall einer idealen Kugel (Partikel) auf einer ebenen Fläche nach Goldsmith (1960). Dabei wird sowohl der Einfluss der Reibung (begrenztes Gleiten) als auch der Einfluss der Blockrotation bei der Berechnung der Rückprall-Geschwindigkeiten (ausgehenden Geschwindigkeiten) berücksichtigt.

Während eines Anpralls kommt es zu Energieverlusten zufolge Deformation, Bruch und Massenverschiebung (bei der Kraterbildung). All diese Verluste steigen mit der Zunahme der eingehenden kinetischen Energie. Zur Berücksichtigung dieser Gesetzmäßigkeit werden beim THROW-Programm die Restitutionskoeffizienten k_n und k_t mit Hilfe einer hyperbolischen Funktion entsprechend dem Vorschlag von Bourrier & Hungr (2013) proportional zur eingehenden kinetischen Energie skaliert (Abb. 1):

$$k_n = \frac{E_{0.5,n}}{E_n^{in} + E_{0.5,n}} \quad k_t = \frac{E_{0.95,t}}{E_t^{in} + E_{0.95,t}} \quad (1)$$

$E_{0.5,n}$ und $E_{0.95,t}$ in Formel (1) repräsentieren Referenzenergien (Eingabeparameter), definiert als die erforderlichen eingehenden kinetischen Energien, die zu einer Restitution von 0.5 (ausgehende Energie 50% der eingehenden Energie) bzw. 0.95 führen.

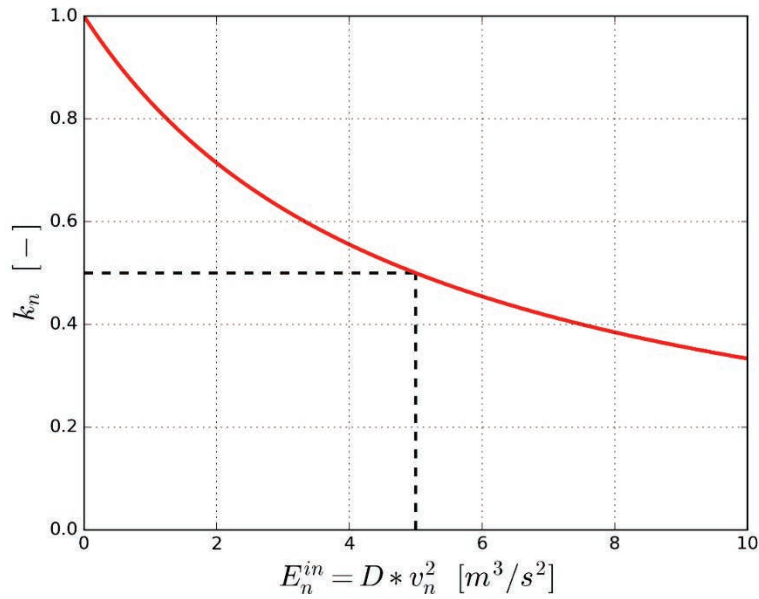


Abbildung 1: Hyperbolische Restitutions-Funktion für die eingehende Energie normal zur Geländeoberfläche (Preh 2017, nach Bourrier & Hungr 2013).

Das stochastische Modell zur Berücksichtigung der „Oberflächenrauheit“ bildet die Perturbation der Oberfläche als Variation des lokalen Böschungswinkels im Kontaktpunkt des Anpralls ab (Abb. 2). Die Variation des Böschungswinkels erfolgt mit Hilfe des Rauheitswinkels θ_R . Im Gegensatz zu vielen konservativen Berechnungsansätzen, welche die Rauheit primär als geometrische Funktion interpretieren [z.B. Sinusfunktion beim Computercode CRSP (Pfeifer & Bowen 1989)], wird beim vorliegenden Verfahren die Rauheit strikt als stochastischer Parameter verstanden.

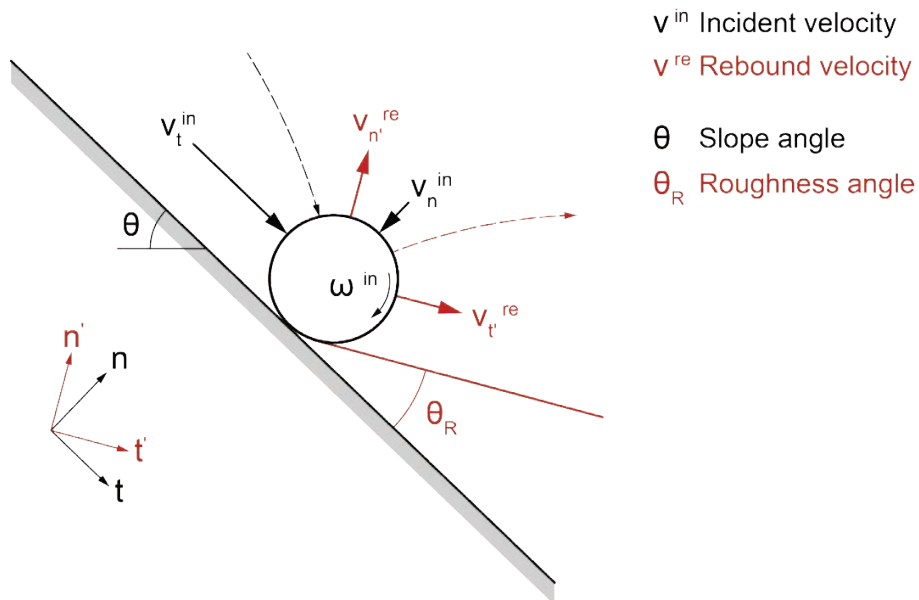


Abbildung 2: Modifikation des lokalen Böschungswinkels θ durch den Rauheitswinkel θ_R (Preh 2016).

Die Gleichung zur Berechnung der stochastischen Rauheit (2) ist eine Zufallsvariable X im Intervall $[0,1]$ multipliziert mit dem Eingabeparameter (Materialparameter) θ_{Scale} . Die Zufallsvariable X kann durch jede beliebige Dichtefunktion (z.B. Lognormalverteilung) beschrieben werden (3).

$$\tan \theta_R = \theta_{Scale} \cdot X \quad (2)$$

$$X \sim D(0,1) \quad (3)$$

Die Abbildung 3 zeigt die mit Hilfe von (2) und (3) berechnete Dichtefunktion des Rauheitswinkels θ_R für einen Skalierungsfaktor von $\theta_{Scale}=0.65$ (linkes Bild) und $\theta_{Scale}=0.35$ (rechtes Bild).

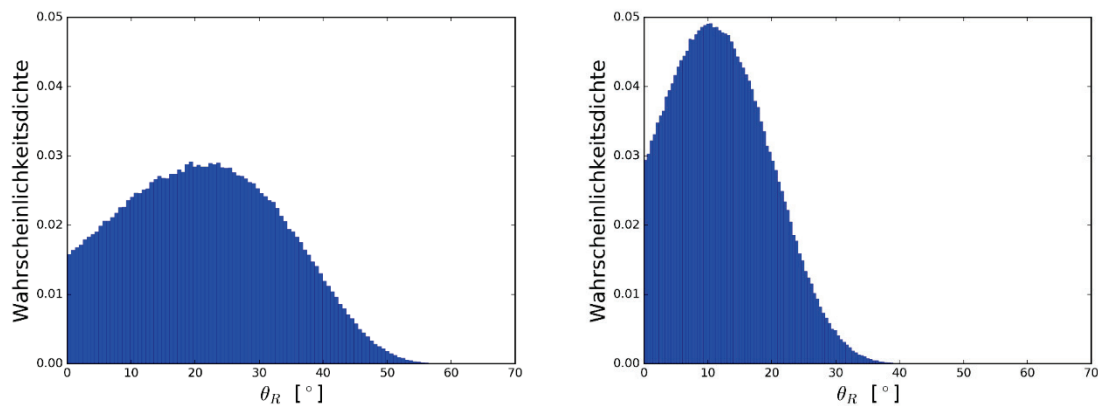


Abbildung 3: Dichtefunktion der Oberflächenrauheit θ_R . links: $\theta_{Scale}=0.65$, rechts: $\theta_{Scale}=0.35$ (Preh 2017).

In Bezug auf den stochastischen Anteil der Theorie wird die Hypothese aufgestellt, dass durch die zufällige Perturbation des Kontaktwinkels beim simulierten Anprall, die chaotischen (zufälligen) Effekte abgebildet werden können, die durch den nicht-kollinearen Anprall eines irregulär geformten Blocks auf einer rauen Oberfläche entstehen.

Modellparameter

Ziel der Entwicklung von THROW war und ist es, die Anzahl der für die Simulation erforderlichen Modellparameter so gering wie möglich zu halten. Neben der Eingabe der Geometriedaten (Koordinaten des Berechnungsschnitts bei 2D- und Rasterdaten des digitalen Höhenmodells bei 3D-Berechnungen) sind die folgenden Eingaben erforderlich:

- Blockmassen,
- Gesteinsdichte (aus welcher in Verbindung mit den Blockmassen die Partikeldurchmesser R errechnet werden),
- für die einzelnen Untergründe (beispielsweise Felsböschung, Etagenuntergrund, geschüttetes Hauwerk von Wällen oder Anschüttungen usw.) sind jeweils folgende Parameter festzulegen:
 - Reibungswinkel der Oberfläche ϕ
 - Referenzenergien für die normale und die tangentielle Restitution: $E_{0.5,n}$ und $E_{0.95,t}$
 - Skalierungsfaktor der Rauheit θ_R

Vorhersageparameter für Untersuchungen in Tagbauen (Tagbauskala)

In einem Forschungsprojekt des Instituts für Geotechnik der TU Wien und des Bundesministeriums für Arbeit, Soziales und Konsumentenschutz wurden rund 589 Fallversuche in österr. Tagbauen durchgeführt. Ziel der Versuche war es, Erkenntnisse über den Bewegungsablauf und die Reichweite von Stein- schlag in der Skala von Tagbauen zu gewinnen (Preh et al. 2015a, Preh et al. 2015b).

Anhand von 311 Abwürfen an sieben typischen Tagbauböschung der Versuchsreihen wurden Vorher- sageparameter (Tab. 1) zur Festlegung der laut Tagbauarbeitenverordnung (TAV, BGBl. II Nr. 416/2010) erforderlichen Gefahrenbereiche gewonnen. Die in Tabelle 1 aufgelisteten Parameter sind das Resultat zahlreicher Kalibrierungsdurchläufe und stellen die für erste Vorhersagen der Auftreffdistanz (ATD) und Ausrolldistanz (ARD) bei Tagbauböschungen bestmöglichen Modellparameter dar.

Abbildung 4 zeigt die in THROW implementierte Darstellung zum optimierten Vergleich der Beobach- tungen (ARD & ATD) aus den Sturzversuchen mit den Simulationsergebnissen.

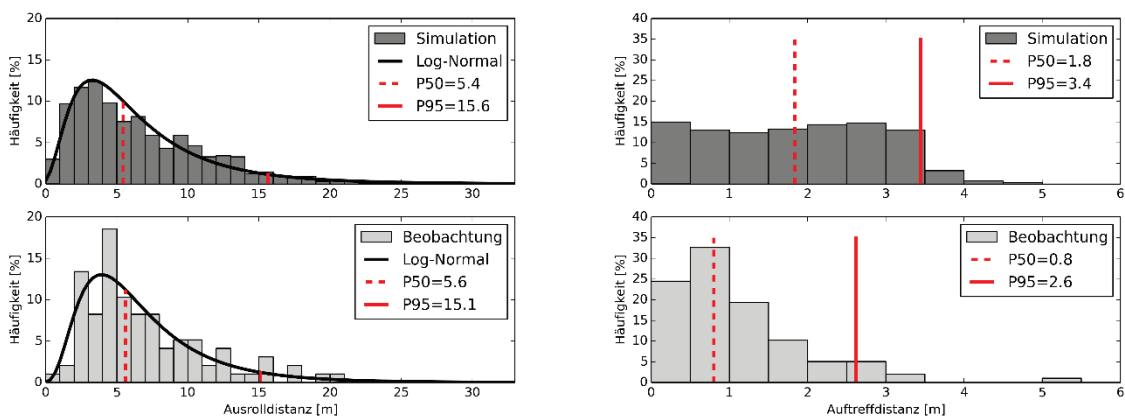


Abbildung 4: Vergleich der berechneten und beobachteten Gefahrenbereiche ARD & ATD, Tagbau Klöch (97 Abwürfe beobachtet, 970 Abwürfe berechnet) (Preh et al. 2015b).

Tabelle 1: Erforderliche Modellparameter ermittelt mittels Kalibrierung (Preh et al. 2015b).

Parameter	Böschung	Etage
Referenzenergie – normale Restitution, $E_{0.5,n}$	5	5
Referenzenergie – tangentielle Restitution, $E_{0.95,t}$	50	50
Skalierungsfaktor der Rauheit, θ_{scale}	0.65	0.35

Vorhersageparameter für Untersuchungen bei natürlichen Hängen (Hangskala)

Die in der Hangskala zu untersuchenden Böschungen unterscheiden sich von den in Tagbauen üblichen Böschungen in erster Linie in der Böschungshöhe bzw. in der Länge der Sturzbahn und den daraus resultierenden kinetischen Energien. Auch die Größe des Bemessungsblocks/der Bemessungsblöcke und der Einfluss der Blockfragmentierung können in der Hangskala ein Vielfaches betragen. Darüber hinaus hat auf der Hangskala der Bewuchs (Bäume und Büsche) fallweise einen starken Einfluss auf die Ergebnisse von Sturzversuchen und deren Rückrechnung. Aus diesem Grund lassen sich Vorhersagepa- rameter unterschiedlicher Skalen nicht unmittelbar miteinander vergleichen.

Zurzeit werden im Zuge zweier vom Land Niederösterreich geförderter Forschungsprojekte „Dynamisch-stochastische 3D-Steinschlaganalyse“ und „NoeTALUS - Gefahrenmodellierung von Sturzprozessen in NÖ“ Versuche durchgeführt und Vorhersageparameter entsprechend der Tabelle 1 ausgearbeitet.

Modellierung von Steinschlagzäunen und Wällen

THROW und WURF erlauben die Modellierung von Barrieren wie Steinschlagzäunen, Steinschlagschutzdämmen und Wällen (Abb. 7). Dabei können beliebig viele dieser Elemente in die einzelnen Berechnungen integriert werden. Abbildung 5 zeigt eine Modellierung zweier aufeinanderfolgender Barrieren mittels THROW. An der Barriere und entlang der gesamten Sturzbahn ist die Ausgabe von charakteristischen Größen, wie der maximal auftretenden kinetischen Energie (Abb. 6) und der max. Sprunghöhe möglich. Auf Basis dieser mittels der Modelle ermittelten charakteristischen Größen können Schutzmaßnahmen entsprechend der ONR 24810:2017 dimensioniert werden.

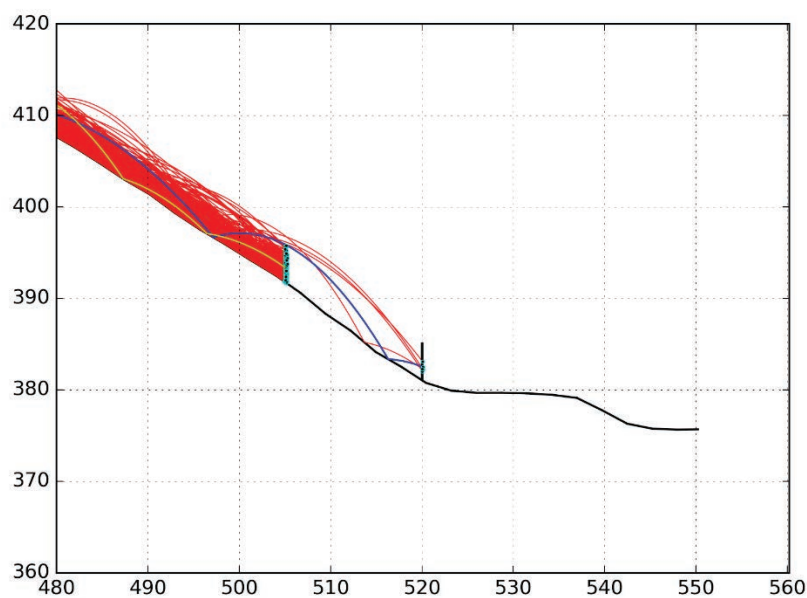


Abbildung 5: Modellierung zweier aufeinander folgender Barrieren mittels THROW (Zaunabstand: 15m, Zaunhöhe: 4m).

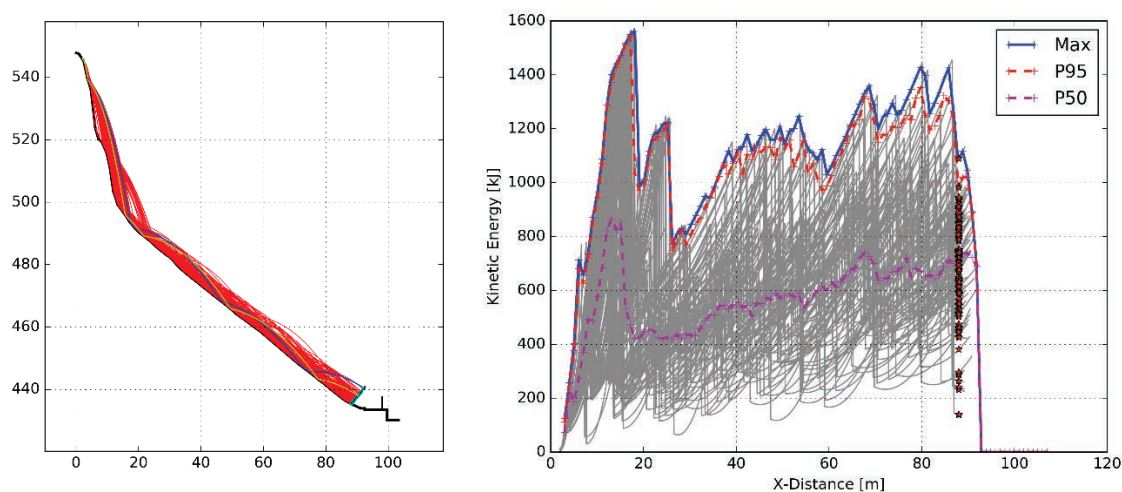


Abbildung 6: Links: Berechnete Trajektorien (100 simulierte Abwürfe). Rechts: Verlauf der totalen kinetischen Energien (Blau – Einhüllende, Rot – P95 Perzentile, Magenta – P50 Perzentile, rote Sterne – Energien an der Barriere).

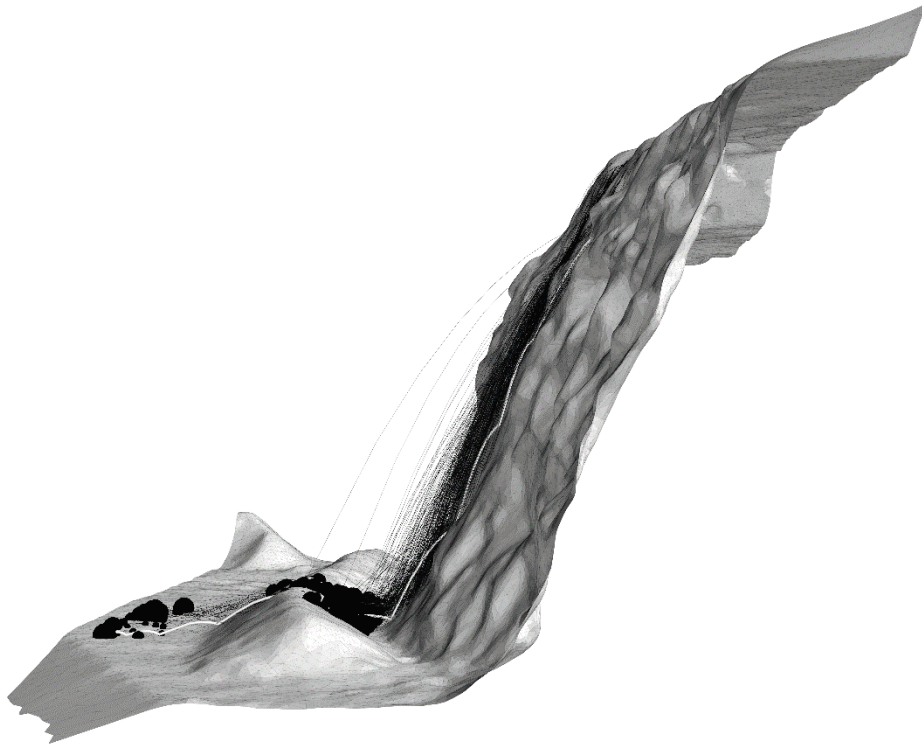


Abbildung 7: Modellierung der Barrierewirkung eines Walls am Böschungsfuß im Tagbau Limberg mittels WURF.

Waldmodul für THROW – Berücksichtigung des Einflusses von Vegetation

(Dissertation Illeditsch)

Aktuelle Steinschlagsimulationsmodelle, die Vegetation berücksichtigen können

Die Verfügbarkeit von Steinschlag-Simulations-Modellen am Markt ist sehr überschaubar. Noch beschränkter ist die Auswahl an Programmen, die Vegetation in ihren Simulationen berücksichtigen können (Preh & Mölk 2018). Diese sind RockyFor3D von ecorisQ (Dorren 2012), RAMMS::Rockfall von der ETH Zürich (Bartelt et al. 2016), RocFall 5.0 von RocScience (Rocscience Inc. 2013), Rockfall 7.1 von Dr. Spang (Spang & Romunde 2008) sowie GEOTEST's ROFMOD 4.1 in 2D und 3D (Tobler et al. 2009).

Die Schutzwirkung von Vegetation wird bei RockyFor3D mit einem auf Feldversuchen basierten probabilistischen Ansatz von Energieverlust je Baumtreffer berücksichtigt. Es ist somit möglich, Walddaten detailliert einzugeben und den Wald naturgetreu als Hindernis nachzubilden (Dorren 2012).

Bei RAMMS::Rockfall wird die Wirkung von Vegetation mit einem generalisierten Ansatz einer gleichförmigen Bremsschicht (drag layer) mit der Höhe des Waldes simuliert (Abb. 8), indem innerhalb dieser Schicht eine lineare Dämpfungskraft angesetzt wird (Bartelt et al. 2016). Innerhalb des definierten Waldbereichs wirkt der Wald-Widerstand im Schwerpunkt der Blockmasse.

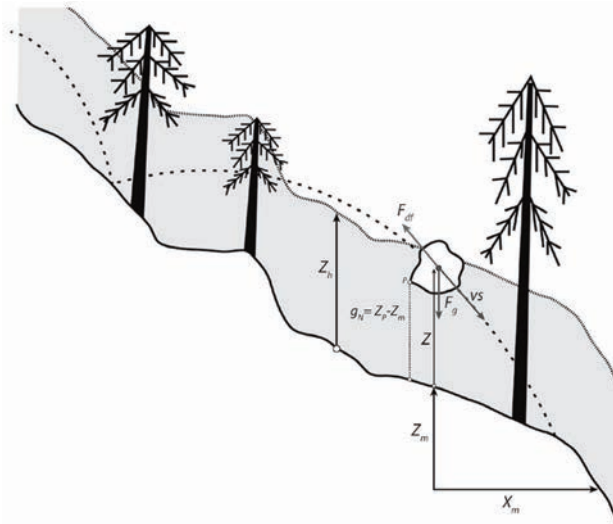


Abbildung 8: RAMMS::Rockfall – Innerhalb des definierten Waldbereichs (grau) wirkt der Wald-Widerstand F_{df} im Schwerpunkt der Blockmasse in Höhe Z (Bartelt et al. 2016).

Das Programm RocFall (2D) von RocScience berücksichtigt eine sog. „Walddämpfung“ (forest damping) mittels eines Bremskoeffizienten (drag coefficient). Der Wald wird somit wie ein Böschungsmaterial (slope material parameter) berücksichtigt (Abb. 9). Dabei kann zwischen offen, mittel und dicht bewaldet unterschieden werden, was jeweils 20m², 35m² bzw. 50m² Basalfläche pro Hektar entspricht. Innerhalb des definierten Waldbereichs wirkt die Walddämpfung, ähnlich wie bei RAMMS::Rockfall (Rocscience Inc. 2013).

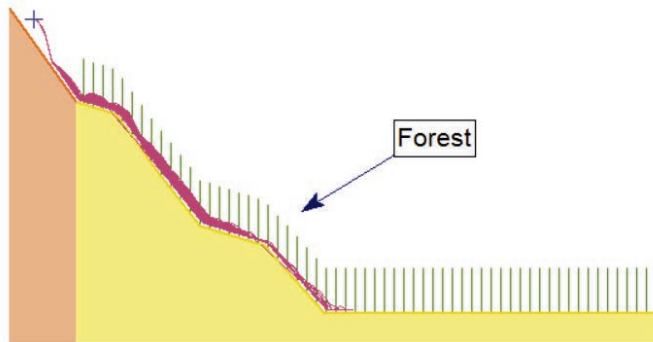


Abbildung 9: RocFall – Innerhalb des definierten Waldbereichs wirkt die Walddämpfung (Rocscience Inc. 2013).

Die Lizenz-Erweiterung RockTree für Rockfall 7.1. berücksichtigt den Effekt von Wald in 2D (Spang & Romunde 2008). Als Eingabeparameter sind die Achsabstände der Stämme, die Stammdurchmesser und die Höhe der Bäume erforderlich, die jeweils innerhalb vom Benutzer angegebenen Bandbreiten variiert werden. Bei einem Baumanprall wird Energie vom Block an den Baum abgegeben (teilplastischer Stoß) (Abb. 10). Außerdem wird der Block aus seiner ursprünglichen Bahn abgelenkt, wobei der Anteil quer zum Hang wegen der zweidimensionalen Betrachtung verloren geht (Spang & Romunde 2008).

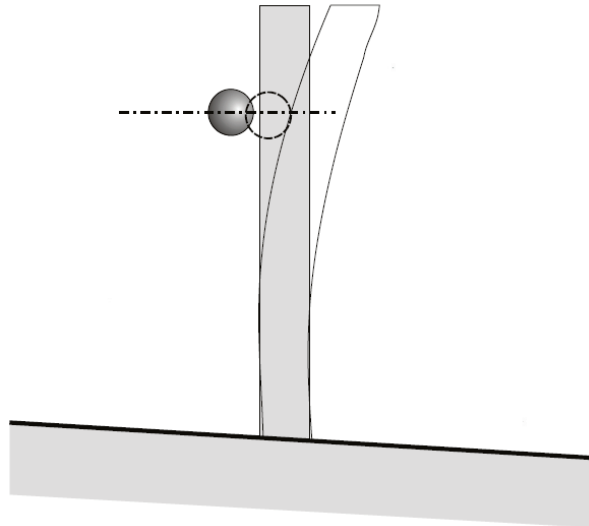


Abbildung 10: Rockfall – Idealisierung des Baums als zylindrischer, elastischer, in den Boden eingespannter Stab (Spang & Romunde 2008).

GEOTEST'S ROFMOD berücksichtigt den Effekt von Wald mit Hilfe der Eingabeparameter Blockgeometrie, Baumanzahl pro Hektar (Baumdichte) und Stammdurchmesser, wobei der Blockgeometrie („real block shapes“) große Bedeutung gegeben wird (Tobler et al. 2009).

Die derzeit am häufigsten verwendeten Programme zur Steinschlag-Simulation unter Berücksichtigung von Wald sind RockyFor3D und RAMMS::Rockfall. Beide Programme modellieren den Wald ausschließlich in 3D.

Effekt von Wald in 2D

Bisherige Forschung und Studien haben gezeigt, dass das Vorhandensein von Vegetation die Auslauf-
längen und Sprunghöhen von herabfallenden Steinen beeinflussen. Im Allgemeinen reduziert ein Baumanprall die Energie eines herabfallenden Blocks. Ein Baumanprall kann sogar zum kompletten Stillstand eines Blocks führen. In Anbetracht eines 2D-Hangprofils einer Böschung gibt es offensichtliche Einschränkungen in Bezug auf die vielen möglichen Pfade und Hindernisse, die ein herabfallender Block auf seinem Weg hinab nehmen bzw. antreffen kann. Kein Block nimmt in der Natur zwei Mal den gleichen Pfad.

2D-Programme haben dennoch große Vorteile, insbesondere wenn eine rasche, aber aussagekräftige Modellierung gewünscht ist. Koordinaten eines 2D-Bemessungsschnitts können rel. einfach von Hand vermessen oder aus grob-auflösenden Geländedaten bezogen werden, wodurch flächige Rasterdaten eines Digitalen Höhenmodells in hoher Auflösung nicht zwingend erforderlich wären (wie für 3D-Modelle). 2D-Modelle sind generell weniger aufwendig und benötigen weniger Daten, weniger Ressourcen und kürzere Rechenzeit.

Waldmodul in THROW

Ziel war und ist es, jene signifikanten Effekte, die bisher nur in 3D abgebildet werden können, auch in 2D realistisch abbilden zu können. Mit Hilfe der Stochastik können die vielen Möglichkeiten der unterschiedlichen Pfade und Hindernisse, die ein Block auf seinem Weg hinab nehmen bzw. antreffen kann, erstmals in 2D abgebildet werden. So werden die Vorteile von 2D- und 3D-Modellen im THROW-Programm kombiniert.

Die Entwicklung und Implementierung eines stochastischen „Waldmoduls“ in das Steinschlag-Simulations-Modell THROW ermöglicht es, den Effekt von Wald möglichst naturgetreu zu berücksichtigen. Mit Hilfe der stochastischen Variation von Baumpositionen und Baumanprallstellen am Stamm werden für jeden einzelnen Block unterschiedliche Pfade und Hindernisse in 2D abgebildet. Als Eingabeparameter sind die Baumdichte, der mittlere Brusthöhendurchmesser (BHD) der Bäume, die Baumarten sowie Anfang und Ende des Waldes erforderlich. Die Berechnung der Baumtreffer (sowohl die Anzahl, als auch die Anprallstellen) ist eine Funktion der Baumdichte, des mittleren BHD, des jeweiligen Blockdurchmessers und der Länge der bewaldeten Böschung.

Je nach Anprallstelle am Stamm (frontal, seitlich, schrammen) (Dorren et al. 2005) wird die translatorische Energie durch einen zufällig ermittelten Energie-Reduktionsfaktor, abhängig von empirischen Daten aus Feldversuchen nach Dorren et al. (2005) abgemindert. Auch die Baumart, die Anprallhöhe sowie der Anprallwinkel beeinflussen die Energiedissipation und werden im THROW-Waldmodul implementiert.

Fallstudie Schwarzenbach

Im Zuge der Forschungsprojekte mit dem Land Niederösterreich wurden Sturzversuche in Schwarzenbach im Piestingtal/NÖ durchgeführt, bei denen insgesamt 25 Blöcke abgeworfen wurden. 13 Blöcke wurden am bewaldeten Hang „Nord“ und zwölf Blöcke am bewaldeten Hang „Süd“ abgeworfen.

Am Hang „Nord“ haben sechs der 13 Blöcke (46%) die Straße erreicht, d.h. 54% sind entlang der bewaldeten Böschung zum Stillstand gekommen. Am Hang „Süd“ haben sieben der zwölf Blöcke (58%) die Straße erreicht, d.h. 42% sind entlang der bewaldeten Böschung zum Stillstand gekommen (Abb. 11).

Die beiden Hänge wurden mit THROW unter Anwendung des Waldmoduls modelliert. Die Baumdichte wurde mit Hilfe von digitalen Oberflächen- und Geländemodellen, Fotos und Videos an beiden Hängen mit 250-350 Bäumen pro Hektar geschätzt. Der mittlere BHD wurde an beiden Hängen mit 15cm geschätzt. Die Ergebnisse sind in den Abbildungen 12 und 13a–c veranschaulicht sowie in Tabelle 2 zusammengefasst.



Abbildung 11: Sturzversuche in Schwarzenbach an der Pielach – Endlagen der Sturzblöcke, die unterhalb des bewaldeten Hangabschnitts zum Stillstand gekommen sind (Photo: A. Preh).

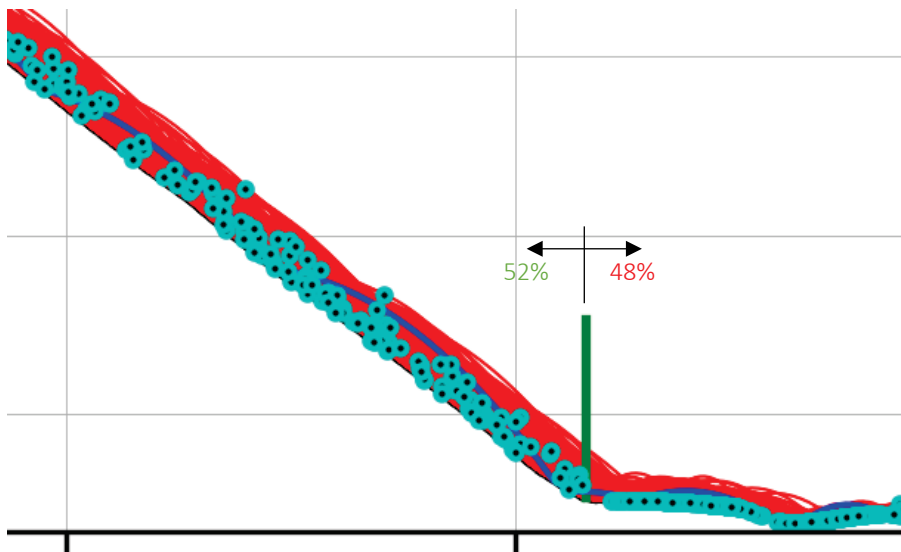


Abbildung 12: Schwarzenbach NORD (Baumdichte 350/BHD 15) – Ergebnis Modellierung THROW: 52% jener 72% Blöcke, die den Wald passiert haben, sind am bewaldeten Hang zum Stillstand gekommen.

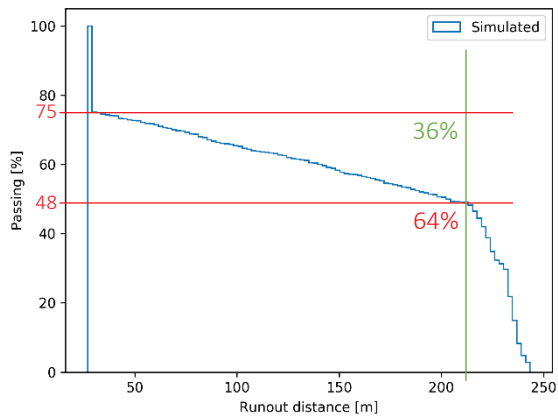


Abbildung 13a: Schwarzenbach NORD (Baumdichte 250/BHD 15) – Ergebnis Modellierung THROW: 36% jener 75% Blöcke, die den Wald passiert haben, sind am bewaldeten Hang zum Stillstand gekommen.

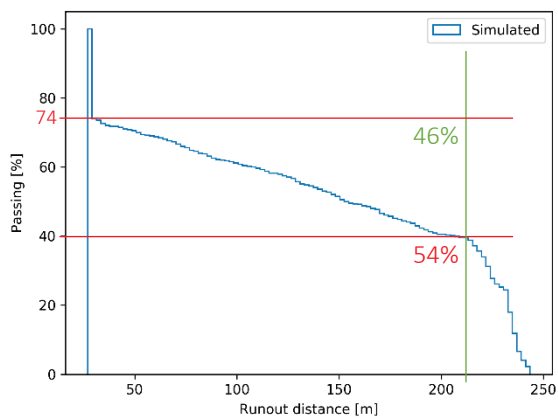


Abbildung 13b: Schwarzenbach NORD (Baumdichte 300/BHD 15) – Ergebnis Modellierung THROW: 46% jener 74% Blöcke, die den Wald passiert haben, sind am bewaldeten Hang zum Stillstand gekommen.

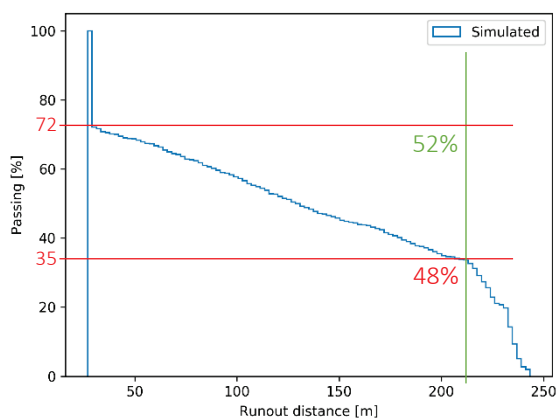


Abbildung 13c: Schwarzenbach NORD (Baumdichte 350/BHD 15) – Ergebnis Modellierung THROW: 52% jener 72% Blöcke, die den Wald passiert haben, sind am bewaldeten Hang zum Stillstand gekommen.

Tabelle 2: Schwarzenbach (mittlerer BHD 15cm) – Ergebnis Modellierung THROW: % Blöcke, die entlang der bewaldeten Böschung zum Stillstand kommen.

	Baumdicke 250	Baumdicke 300	Baumdicke 350
Hang „Nord“	36%	46%	52%
Hang „Süd“	41%	47%	55%

Fragmentierung: Pilotstudie Liechtensteinklamm

In Zusammenarbeit mit Roland Rauscher wird zurzeit für die Liechtensteinklamm in St. Johann im Pongau (Salzburg) eine Pilotstudie zum Einfluss der Blockfragmentierung auf den Sturzprozess und im Speziellen auf die bei der Maßnahmenbemessung heranzuziehenden charakteristische Werte der kinetischen Energien und Sprunghöhen durchgeführt. Die Studie wird mittels RockyFor3D und mittels WURF durchgeführt. Abbildung 14 zeigt die in der Studie analysierte Sturzbahn. Die bei den Sturzversuchen auftretenden Geschwindigkeiten und Sprungweiten wurden im Zuge der Masterarbeiten von R. Rauscher und P. Pamninger per Videoanalyse ermittelt.



Abbildung 14: Zu analysierende Sturzbahn in der Liechtensteinklamm. Die roten Linien dienen in der Videoanalyse zur Ermittlung der Sprungweiten (Photo: Roland Rauscher).

Die Blockfragmentierung wurde anhand der eingehenden kinetischen Energie unter Anwendung einer neu entwickelten Fragmentierungsfunktion berechnet. Die Kalibrierung des Modells WURF erfolgte anhand des Vergleichs der beobachteten und simulierten Blockgrößen, Sprungweiten (Abb. 16) und Geschwindigkeiten. Abbildung 15 zeigt die mittels WURF berechneten Trajektorien unter Berücksichtigung der Blockfragmentierung. Dabei sind die Trajektorien entsprechend der an der jeweiligen Position berechneten Blockgröße (Blockradius in Metern) farblich skaliert.

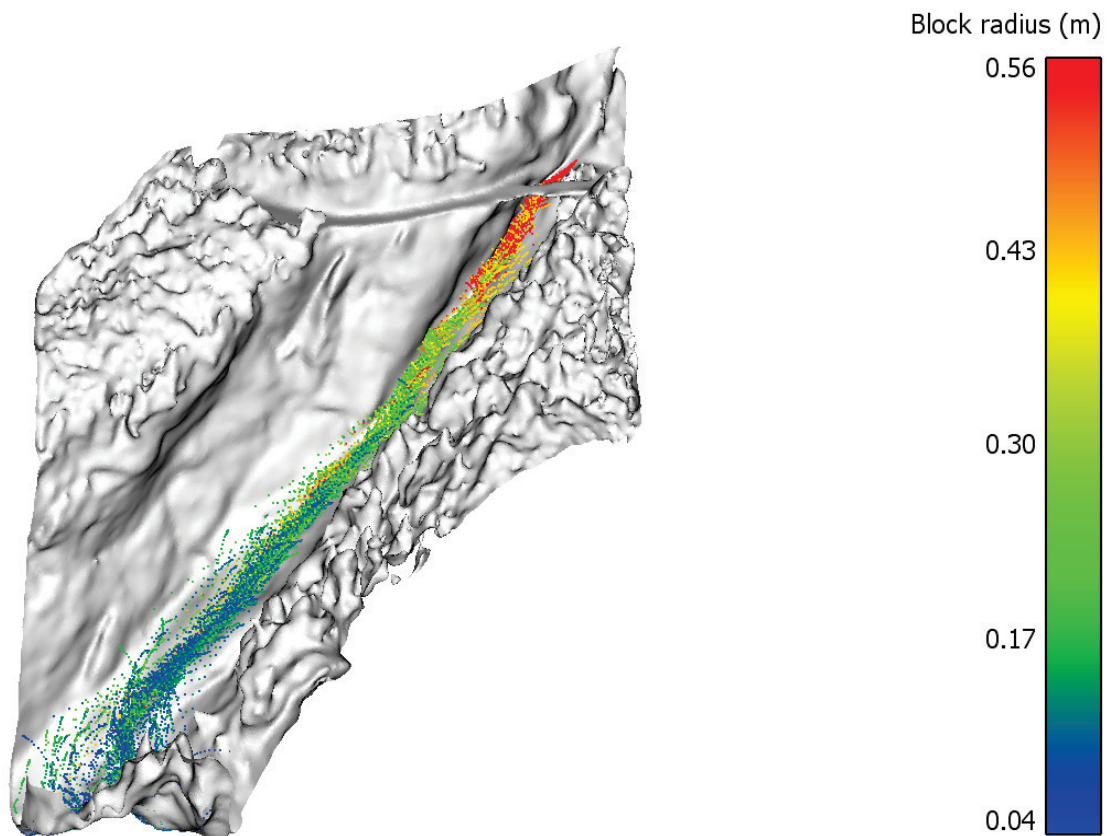


Abbildung 15: Pilotstudie zur Analyse der Blockfragmentierung während des Sturzprozesses mittels WURF, Simulierte Trajektorien eingefärbt nach der im jeweiligen Bereich auftretenden Blockgröße.

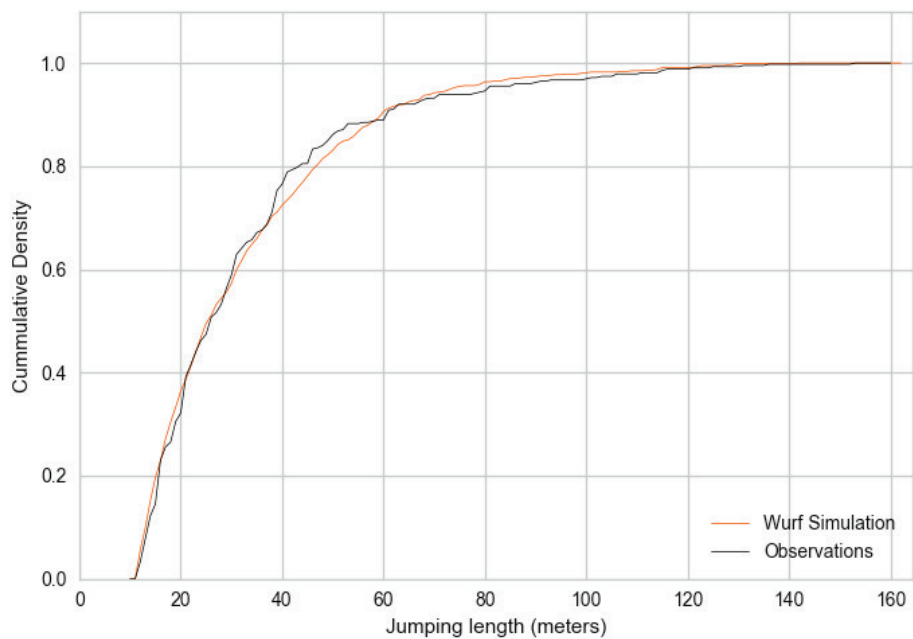


Abbildung 16: Vergleich der beobachteten (schwarze Linie) mit den simulierten Sprungweiten (rote Linie) mittels einer kumulativen Häufigkeitsfunktion, X-Achse: Sprungweite, Y-Achse: kumulative Häufigkeit.

Literatur

- Bartelt P., Bieler C., Bühler Y., Christen Marc, Christen Miriam, Dreier L., Gerber W., Glover J. & Schneider M. (2016): RAMMS::Rockfall User Manual v1.6.
- Bourrier F. & Hungr O. (2013) Rockfall Dynamics: A Critical Review of Collision and Rebound Models. in: Lambert S. & Nicot F. (eds). Rockfall Engineering. 638 Hoboken, NJ, USA: John Wiley & Sons Inc, 175–203.
- Dorren L. (2012): Rockyfor3D (V5.1) enthüllt - Transparente Beschreibung des kompletten 3D-Steinschlagmodells.
- Dorren L., Berger F., Hir C., Mermin E. & Tardif P. (2005): Mechanisms, effects and management implications of rockfall in forests. *Forest Ecology and Management*, 215, 183–195.
- Goldsmith W. (1960): *Impact: The theory and physical behaviour of colliding solids*. London: Edward Arnold (Publishers) Ltd.
- Hungr O. (2014): PIERRE, Rockfall Ballistics Analysis. Unpublished Users Manual. Department of Earth and Ocean Sciences, University of British Columbia, Vancouver, BC, Canada.
- Mitchell A. & Hungr O. (2017): Theory and calibration of the Pierre 2 stochastic rock fall dynamics simulation program, *Canadian Geotechnical Journal*, 54/1, 18–30, <https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0039>.
- Pfeiffer T. & Bowen T. (1989): Computer Simulation of Rockfalls. *Bulletin of the Association of Engineering Geologists*, 26/1, 135–146.
- Preh A. (2016): Rock Slopes: Detachment and Runout (Felsböschungen: Abbruch und Sturzprozess). Habilitationsschrift, Technischen Universität Wien, Lehrbefugnis für das Fach „Angewandte Felsmechanik, Fakultät für Bauingenieurwesen, April 2016.
- Preh A. (2017): Rock Slopes: Detachment and Runout (Felsböschungen: Abbruch und Sturzprozess). Habilitationsvortrag, Technischen Universität Wien, Lehrbefugnis für das Fach „Angewandte Felsmechanik, Fakultät für Bauingenieurwesen, März 2017.
- Preh A. & Mölk M. (2018): Steinschlagsimulationsmodelle [Book Section].
- Preh A., Mitchell A., Hungr O. & Kolenprat B. (2015a): Stochastic analysis of rock fall dynamics on quarry slopes.- *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 80, 57–66, <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2015.09.010>.
- Preh A., Kolenprat B., Hungr O. & Mitchell A. (2015b): Stochastische Steinschlagprognose zur Festlegung von (tagbauspezifischen) Gefahrenbereichen laut Tagbauarbeitenverordnung (TAV). *ÖIAZ - Österreichische Ingenieur- und Architektenzeitschrift*, 160, 177–185.
- Pamminger P.: Untersuchungen zum Einfluss der Blockfragmentierung am Beispiel der Liechtensteinklamm mit Hilfe des Berechnungsansatzes WURF, Diplomarbeit, Institut für Geotechnik, TU Wien (in Ausarbeitung).
- RocScience Inc. (2013): RocFall Manual, <https://www.rocscience.com/help/rocfall/webhelp6/RocFall.htm>.
- Ramachandran P. & Varoquaux G. (2011): Mayavi: 3D Visualization of Scientific Data. *Computing in Science & Engineering*, 13/2, 40–51. <https://doi.org/10.1109/mcse.2011.35>.
- Spang & Romunde (2008): ROCKFALL - RockTree Waldmodul – Zusatz zu ROCKFALL 7 zur Simulation des Waldeinflusses.
- Tobler D., Graf K. & Krummenacher B. (2009): Rockfall assessment of natural hazards by 3D-simulation.

Evaluierung von tagbauspezifischen Gefahrenbereichen am Böschungsfuß durch Steinfall am Beispiel des Tagbaus Limberg der Hengl Mineral GmbH

Bernd Kolenprat (1), Nikolaus Schmid (2)

(1) Bundesministerium für Arbeit, Soziales, Gesundheit und Konsumentenschutz, Sektion Arbeitsrecht und Zentral-Arbeitsinspektorat, Stubenring 1, 1010 Wien. bernd.kolenprat@sozialministerium.at

(2) Hengl Mineral GmbH, Hauptstraße 39, 3721 Limberg. nikolaus.schmid@hengl.at

1. Einleitung

Nach der Tagbauarbeitenverordnung (TAV, BGBl. II Nr. 416/2010) ist es erforderlich, das Ausmaß von tagbauspezifischen Gefahrenbereichen im Rahmen der Gefahrenermittlung und -beurteilung (nach §§ 8 u. 10 TAV) festzulegen. Wesentlich ist, dass diese Festlegung schlüssig und nachvollziehbar ist und fachlich begründet werden kann.

Am Beispiel des Tagbaus Limberg der Fa. Hengl Mineral GmbH wird dargestellt, wie mittels Fallversuchen an repräsentativen Tagbauböschungen einerseits die Ermittlung von Gefahrenbereichen am Böschungsfuß durch Steinfall erfolgte und andererseits diese Versuche dazu verwendet wurden, um Modellparameter für Steinfallprogramme zu kalibrieren. Hierbei wurde der von A. Preh und O. Hunger entwickelte zweidimensionale Berechnungsansatz THROW verwendet. Mit Hilfe dieses Programmes, dessen Modellparameter kalibriert wurden, konnten Steinfallereignisse an unterschiedlichen Einzelböschungen und komplexen Böschungssystemen sowie die Wirksamkeit von Sicherungsmaßnahmen (Anschüttung von Dämpfungsschichten am Böschungsfuß oder Schutzwällen) simuliert werden.

Ziel war es, eine Vorgangsweise zu erarbeiten, welche eine rasche und akkurate Festlegung der Gefahrenbereiche durch Steinfall für einen Tagbau mittlerer Größe ermöglicht. Mit Hilfe dieser Methodik sollte auch eine sukzessive Anpassung der Gefahrenbereiche (entsprechend dem Abbaufortschritt) erfolgen können. Die hierbei gewonnenen Ergebnisse sollen der Planung von zukünftigen Tagbauabschnittsparametern dienen, mit denen Gefahrenbereiche möglichst reduziert werden können (Vorgabe nach § 9 TAV).

2. Vermessung und Erstellung des Höhenmodells

Der Tagbau Limberg liegt am Ostrand der Böhmisches Masse im sogenannten Maissauer Granit, einer Varietät des Thaya Batholiths (Moravikum), welcher aufgrund der leichten Metamorphose im Zuge der variszischen Gebirgsbildung als Metagranit zu bezeichnen ist. Charakteristisch hinsichtlich des Gefüges ist das Fehlen jeglicher duktiler Strukturelemente (etwa einer Gneisfoliation) und die Dominanz von sprödetektonischen Elementen, insbesondere von Störungsflächen des Diendorfer Störungssystems. Dieses großtektonische Element (mit einem Seitenversatz von mind. 25 km) verläuft mit seiner angenommenen Hauptstörungslinie lediglich 500 m südöstlich des Tagbaus und kann durch mehrere unterschiedlich steil stehende Störungsflächen (welche das Gebirge im Dezimeter- bis Halbmeterbereich durchtrennt) charakterisiert werden. Ein weiteres prominentes und für die Böhmisches Masse charakteristisches Gefügeelement ist die subhorizontale Exfoliation, welche zur bekannten Wollsackverwitterung der Granite im Waldviertel beiträgt.

Wesentlich für die Bestimmung von Reichweiten von Sturzereignissen bzw. die Evaluierung der Gefahrenbereiche am Böschungsfuß ist, dass sich aufgrund dieses Gefüges bzw. der für die einzelnen Böschungsorientierungen bestimmenden Versagensmechanismen meist ebene Böschungsformen mit einer Neigung von etwa 68° bzw. leicht konvexe Böschungen mit einer Böschungsneigung von ca. 62°

ergeben. Der Tagbau selbst hat einen m-förmigen Verlauf und setzt sich aus 9 bis 16 m hohen in Verhieb befindlichen Tagbauböschungen (Regelböschung ca. 15 m) und 19 bis 25 m hohen Böschungen bei Endböschungssystemen (Altbestand, welche noch vor in Kraft treten der TAV hergestellt wurde) zusammen (Abb. 1).

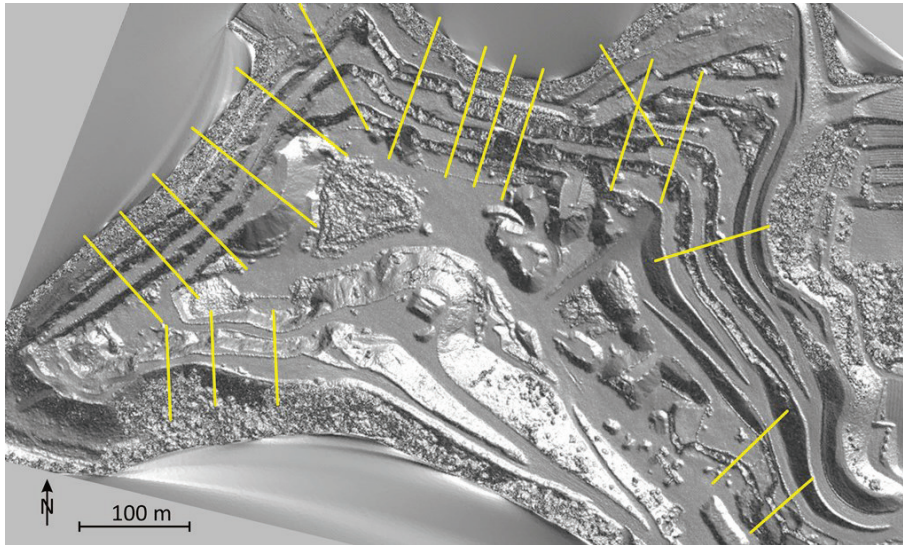


Abbildung 1: Höhenmodell des Tagbaus Limberg, welches durch fotogrammetrische Aufnahmen mittels Drohne erstellt wurde. Die untersuchten Schnitte sind hierbei mit gelben Linien eingetragen.

Um die unterschiedlichen Gegebenheiten der Einzelböschungen und Böschungssysteme im Tagbau Limberg erfassen und quantifizieren zu können (Fläche des Tagbaus Stiftbruch etwa 15 ha), standen folgende Methoden zur Verfügung:

- fotogrammetrische Aufnahme mittels Drohne
- Vermessung mittels Hochgeschwindigkeitslaser

Bei der fotogrammetrischen Aufnahme mittels Drohne wurde aufgrund von Fotoserien ein georeferenziertes (lage- und höhenrichtiges) dreidimensionales Modell erzeugt. Neben dem Höhenmodell wird gleichzeitig eine Orthofoto erstellt, welches der leichteren Orientierung im Modell dient. Dieses Modell wird vorrangig für die Vermessungstätigkeiten im Rahmen der Tagbauplanung, für Kubaturvermessungen und für das Bergbauartenwerk verwendet bzw. stellte dieses Höhenmodell auch die Grundlage für die Festlegungen von Gefahrenbereichen mittels Steinfohlsimulationen dar. Die Auflösung bzw. Messgenauigkeit liegt hierbei im Zentimeterbereich. Eine Gesamtbefliegung des Tagbaus erfolgt längstens halbjährlich. Kleine Bereiche werden bedarfsmäßig befliegen bzw. ist es jederzeit möglich, kleine Bereiche mittels einer bodengestützter Kamera zu erfassen und zu modellieren. Der Vorteil dieser Methode liegt (aufgrund der Einsehbarkeit mittels Drohne von oben) in der vollständigen Erfassung der Geometrie. Gegenüber anderen Methoden erfolgt eine lückenlose und genaue Erfassung von Etagen, insbesondere des Böschungsfußes bei vorgelagertem Material (z.B. Schutzwällen). Ein weiterer Vorteil ist die Zeitersparnis, insbesondere bei Projekten im Ausmaß von mehreren Hektar. Ein Nachteil dieser Methode ist (im Tagbau aber nur von untergeordneter Bedeutung), dass Geländeoberflächen von Bereichen mit Bewuchs klarerweise nicht oder nicht exakt ermittelt werden können.

Die Vermessung mittels Hochgeschwindigkeitslaser wird im Tagbau Limberg vorrangig für die Planung von Sprenganlagen verwendet. Im Einsatz steht ein automatisches 3D-Laserscannersystem (mit einer maximalen Einsatzweite von ca. 350 m), welches mit einer portablen GNSS-Vermessung kombiniert wird. Der Vorteil dieser Methode liegt in der raschen und reproduzierbaren Aufnahme und Auswertung. Ein Nachteil ist, dass klarerweise nur vom jeweiligen Standplatz aus einsehbare Bereiche erfasst

werden können. Eine vollständige Erfassung von Böschungssystemen ist somit nur bei Einsicht von schräg oben möglich. Anzumerken ist, dass die genannten Systeme kompatibel sind und sich ergänzen.

Zusätzlich zu den im Tagbau im Einsatz stehenden Methoden wurde für die Dokumentation und Auswertung der Fallversuche ein bodengestütztes fotogrammetrisches System verwendet. Dieses System ermöglicht neben der Erfassung der Böschungsgeometrien auch die Auswertung des Gefüges (Trennflächenorientierung und -form bzw. Trennflächenabstände) und kann somit zur Bestimmung der möglichen Blockgrößenverteilungen herangezogen werden.

Zu betonen ist, dass die Grundvoraussetzung für die Ermittlung geogener Gefahren das Vorhandensein einer möglichst genauen und vollständigen Vermessung des Tagbaus ist, welche eine Bestimmung der Böschungshöhen, -formen und -neigungen sowie Etagenbreiten ermöglicht.

3. Fallversuche

Im Tagbau Limberg wurden eine Reihe von Fallversuche an verschiedenen Böschungen (mit unterschiedlichen Höhen und Formen) bzw. zu unterschiedlichen Fragestellungen (Ermittlung der maximalen Reichweiten bzw. Test von Sicherungsmaßnahmen zur Reduktion von Reichweiten mittels Wällen und Anschüttungen) durchgeführt.

Als Grundlage für die Festlegung der Gefahrenbereiche am Böschungsfuß wurde ein Fallversuch an einer für den gegenwärtigen Abbau charakteristischen Böschung herangezogen. Die Ergebnisse dieses Versuchs sollten einerseits der Festlegung von Gefahrenbereichen (GB_{UK-AM} = ATD von Steinfall und GB_{UK-AN} = ARD von Steinfall) bei ähnlichen Böschungen in diesem Abbauabschnitt dienen und andererseits zur Kalibrierung der Modellparameter von Steinfallprogrammen herangezogen werden.

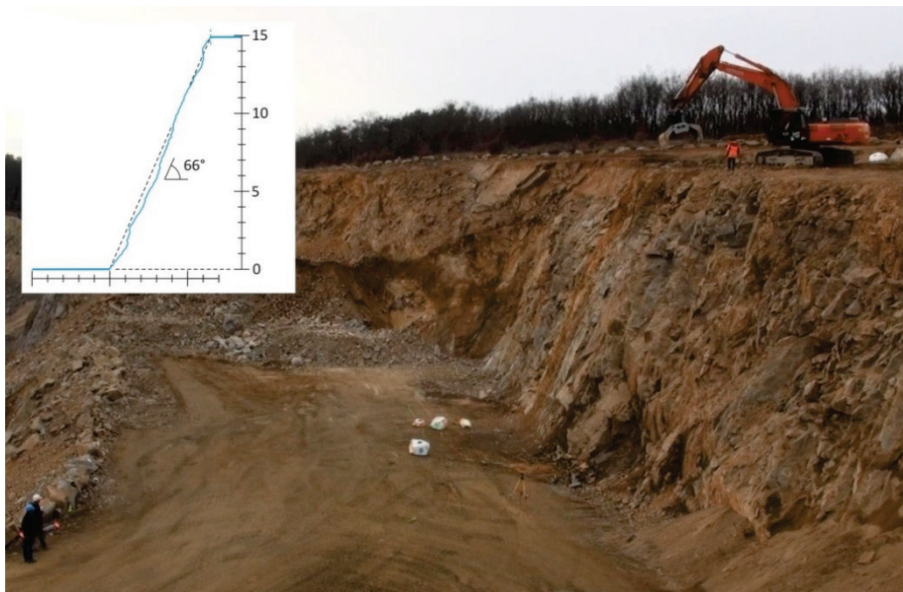


Abbildung 2: Versuchsböschung im Tagbau Limberg.

Die Versuchsböschung hatte hierbei eine Höhe von ca. 15 m, war durchschnittlich ca. 66° geneigt und zeigte eine ebene Böschungsform (Abb. 2). Da der Versuch im Winter durchgeführt wurde, war der Etagenuntergrund vereist und wies somit im Gegensatz zu einem nicht vereisten Untergrund eine geringere dämpfende Wirkung auf (ein Umstand, der somit zu höheren Ausrolldistanzen führte). Die Ermittlung der Blockmassen erfolgte mittels Kranwaage (Messgenauigkeit im Kilogramm Bereich). Für die Vorselektion der Blöcke stand ein Radlager mit Radladerschaufelwaage (Messgenauigkeit ± 50 kg) zu Verfügung. Hinsichtlich der Verteilung der Blockmassen wurde eine Auswahl von Blöcken mit Massen

von 0 bis 5000 kg, in 100 kg-Schritten, hergestellt, bei welcher eine Gleichverteilung der Massen angestrebt wurde. Insgesamt wurden 73 Blöcke abgeworfen. Dies stellt auch die Anzahl an verwertbaren Auftreffdistanzen (ATD) dar. Aufgrund von Block-Block-Interaktionen (Blöcke, welche mit vorab abgeworfenen Blöcken kollidierten) bzw. aufgrund von während des Sturzprozesses fraktionierten Blöcken ergaben sich daraus 64 verwertbare Ausrolldistanzen (ARD).

Tabelle 1 gibt die Reichweitenwerte wieder, welche mit einem verteilungsunabhängigen Verfahren zur Bestimmung von Obergrenzen von Konfidenzintervallen für Perzentile ermittelt wurden (siehe beispielsweise Rinne 2008). Hierbei werden die auf die Böschungshöhen normierten Reichweitenwerte für das 0,95-Perzentil bei einer Irrtumswahrscheinlichkeit von 5 % angegeben. Das 0,95-Perzentil für die ARD/h von 0,161 (= 16 % der Böschungshöhe) entspricht somit einer Auftreffdistanz von 2,4 m bei einer Höhe (h) von 14,9 m. Abbildung 3 linke Grafik zeigt die Verteilung der auf die Böschungshöhe normierten Auftreffdistanzen (ATD/h) dieses Fallversuchs. Zu erkennen ist die charakteristische rechtsschiefe Verteilung der Werte.

Tabelle 1: Obergrenzen für Konfidenzintervalle der 0,95-Perzentile ($\alpha = 0,05$) für die auf die Böschungshöhe normierten Reichweitenwerte des Fallversuchs und die Ergebnisse der kalibrierten Simulation mittels THROW.

	Fallversuch	THROW
ATD/h	0,161	0,165
$(ATD + A/2)/h = GB_{UK-AM}$	0,215	
ARD/h	1,047	1.037
$(ARD + A/2)/h = GB_{UK-AN}$	1,092	

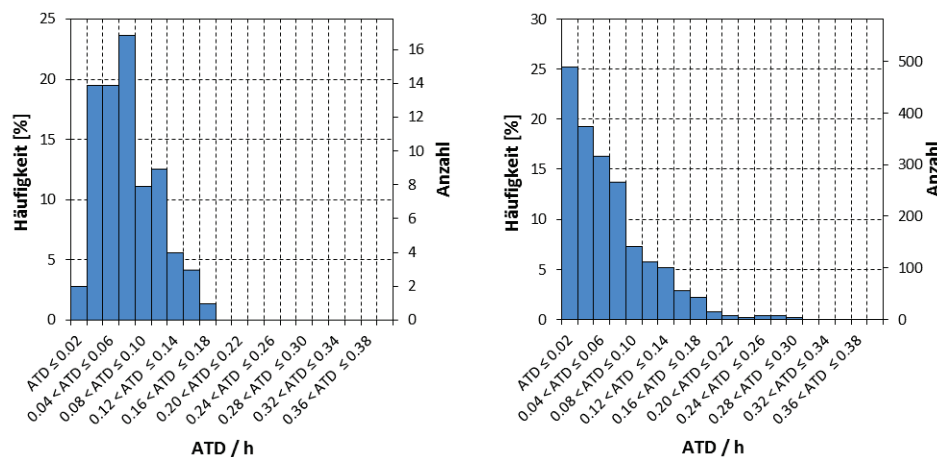


Abbildung 3: Verteilung der auf die Böschungshöhe normierten Auftreffdistanzen (ATD/h mit $h = 14,9$ m) der Fallversuche (linke Grafik, Versuchsserie mit $n = 73$) und jener der Simulation (rechte Grafik, $n = 1490$). Die Klasseneinteilung der Histogramme erfolgt in Schritten von 0,02 (2 % der Böschungshöhe).

4. Kalibrierung der Modellparameter für die Steinfallsimulationen

Auf Grundlage der Ergebnisse des Fallversuches erfolgte die Modellkalibrierung für das Steinfallprogramm THROW (Preh 2015 bzw. Preh et al. 2015), wobei eine solche Kalibrierung auf mehrere Arten erfolgen kann.

Wie die Darstellung der Häufigkeiten der auf die Böschungshöhe normierten Auftreffdistanzen zeigt (Abb. 3, rechte Grafiken), folgen auch die mittels THROW ermittelten Auftreff- und Ausrolldistanzen rechtsschiefen Verteilungen. Diese charakteristischen Verteilungen können etwa durch logarithmische Normalverteilungen approximiert werden, um, darauf aufbauend, Reichweitenwerte für die jeweiligen

Perzentile zu bestimmen. Die Zulässigkeit der Approximationen muss jedoch mittels Testverfahren (z.B. Kolmogorov-Smirnov-Anpassungstest) bestätigt werden. Eine Kalibrierung der Modellparameter kann dann durch den Vergleich der Perzentilwerte erfolgen, wobei möglichst idente Reichweitenwerte zumindest bei den 0,85-, 0,90- und 0,95-Perzentilen für eine akzeptierbare Kalibrierung gegeben sein müssen. Eine solche Vorgangsweise bei der Kalibrierung wurde im Fall der in Preh et al. (2015) dargestellten Ergebnisse gewählt.

Eine weitere Möglichkeit der **Kalibrierung** kann durch den **Vergleich der Konfidenzintervalle**, welche mit einem verteilungsunabhängigen Verfahren aus den Reichweitenwerten der Fallversuche und der Simulation bestimmt wurden, erfolgen.

Der für die Rückrechnung verwendete Schnitt durch die Versuchsböschung wurde mit einem photogrammetrischen System erstellt und wurde soweit generalisiert, dass dieser hinsichtlich der wesentlichen Merkmale die Böschungsform wiedergab. Für die Rückrechnungen wurden Partikel entsprechend den im Fallversuch verwendeten Blockmassen verwendet ($n_{\text{Fallversuch}} = 73$), wobei dieser Datensatz zur Erhöhung der statistischen Signifikanz der stochastischen Analyse bei jedem Kalibrierungsschritt 20-mal abgestürzt wurde ($n_{\text{Simulation}} = 1490$). Abbildung 4 gibt hierzu die generalisierte Böschungsgeometrie bzw. die berechneten Trajektorien der Simulation wieder.

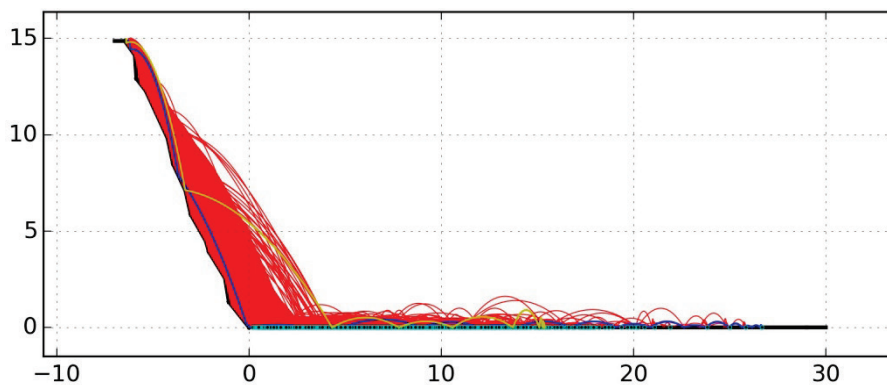


Abbildung 4: Simulation der Versuchsböschung mittels THROW ($n = 1490$).

Bei der Kalibrierung wurde jene Kombination von Eingabeparametern für die Untergrundtypen Felsböschung und Etage ermittelt, bei welcher die Konfidenzintervalle für Perzentile der mittels THORW berechneten Reichweiten (Auftreff- und Ausrolldistanzen) innerhalb der Konfidenzintervalle für Perzentile der aus den Fallversuchen ermittelten Reichweiten lagen. Angestrebt wurde dieses Kriterium nicht nur für bestimmte Konfidenzintervalle für Perzentile zu erreichen, sondern für die 0,50- bis 0,95-Perzentile in 5 %-Schritten (siehe Abbildungen 5 und 6, jeweils rechte Grafiken). Da durch den Fallversuch nur 64 verwertbare Ausrolldistanzen ermittelt wurden, konnte kein Konfidenzintervall für das 0,95-Perzentil (bei der angestrebten Irrtumswahrscheinlichkeit von $\alpha = 0,05$) angegeben werden (Abb. 6, rechte Grafik). Für diese Bestimmung wären mindestens 72 Werte erforderlich gewesen.

Auch die Durchgangsdigramme der Abbildungen 5 und 6 (jeweils linke Grafiken) mit dem Vergleich der Ergebnisse der Fallversuche und der Simulationen verdeutlichen die gute Korrelation, wobei die Werte der Simulation bei den höheren Reichweiten leicht über jenen des Fallversuches liegen und somit eine höhere Sicherheit bewirken.

Mit der Tabelle 2 werden die durch diese Kalibrierung ermittelten Modellparameter angegeben. Anzu-merken ist, dass diese nur eine geringfügige Abweichung zum Standardmodellparametersatz von Preh et al. (2015) haben und lediglich eine Anpassung des Skalierungsfaktors für die Rauheit (θ_{scale}) erforderlich war.

Tabelle 2: Modellparameter für THORW aufgrund der Kalibrierung

Parameter	Felsböschung	Etagenuntergrund
Reibungswinkel (γ)	30	30
Referenzenergie f. d. normale Restitution ($E_{0.5,n}$)	5	5
Referenzenergie f. d. tangential Restitution ($E_{0.95,t}$)	50	50
Skalierungsfaktor für die Rauheit (θ_{scale})	0,7	0,32

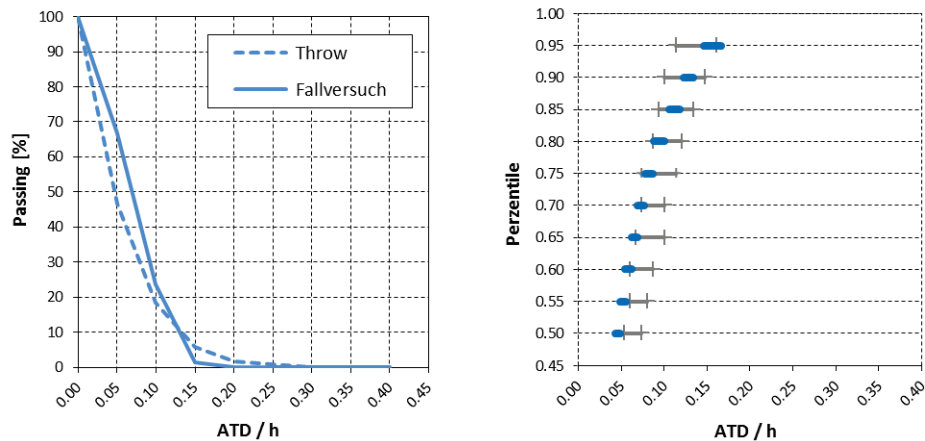


Abbildung 5: Durchgangsdigramm mit dem Vergleich der auf die Böschungshöhe normierten Auftreffdistanzen (ATD/h) der Fallversuche und jener der Berechnung mittels Throw (linke Grafik) bzw. Vergleich der Konfidenzintervalle für Perzentile aus den Fallversuchen (graue Balken) und jene, welche sich aus der Simulation ergaben (blaue Balken in der rechten Grafik).

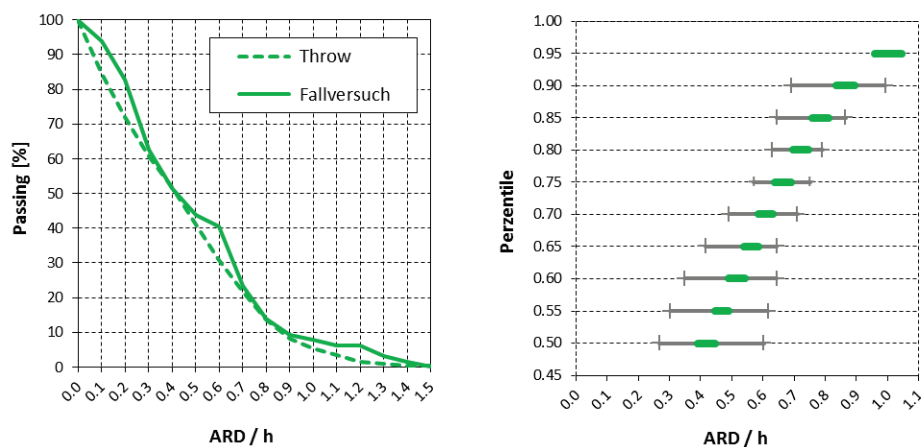


Abbildung 6: Durchgangsdigramm mit dem Vergleich der auf die Böschungshöhe normierten Ausrolldistanzen (ARD/h) der Fallversuche und jenen der Berechnung mittels Throw (linke Grafik) bzw. Vergleich der Konfidenzintervalle für Perzentile aus den Fallversuchen (graue Balken) und jene, welche sich aus der Simulation ergaben (grüne Balken in der rechten Grafik).

Dieses Beispiel zur Kalibrierung und Validierung eines Berechnungsansatzes anhand der Ergebnisse eines Fallversuchs verdeutlicht die **Kriterien für eine akzeptierbare Kalibrierung**:

- Fallversuche zeigten im Regelfall, dass die Auftreff- und Ausrolldistanzen rechtsschiefen Verteilungen folgen. Dieser Umstand sollte sich daher auch bei den Ergebnissen von Berechnungsansätzen (Steinfallprogrammen) widerspiegeln bzw. auch als ein wesentliches Qualitätskriterium für Modellberechnungen gelten.
- Erfolgt eine Kalibrierung aufgrund des Vergleichs von Perzentilen von Reichweitenwerten, welche aufgrund der Approximation durch Verteilungsfunktionen (z.B. einer logarithmischen Normalverteilung oder einer Weibull-Verteilung) berechnet wurden, so ist mittels Test (z.B.

Kolmogorov-Smirnov-Anpassungstest) die Zulässigkeit der Approximationen (für die der Simulation und jene der Fallversuche) nachzuweisen. Eine sehr gute Übereinstimmung hinsichtlich der 0,85-, 0,90- und 0,95-Perzentile muss jedenfalls gegeben sein. Gute Übereinstimmungen sind auch bei anderen Perzentilen anzustreben.

- Erfolgt eine Kalibrierung aufgrund des Vergleichs von Konfidenzintervallen für Perzentile von Reichweitenwerten, welche mittels verteilungsunabhängiger Verfahren bestimmt wurden, so haben die Konfidenzintervalle, welche sich aus der Simulation ergaben, innerhalb der Konfidenzintervalle der Fallversuche zu liegen bzw. sollten diese im oberen Drittel der Konfidenzintervalle der Fallversuche liegen. Idealerweise sollte dies für Konfidenzintervalle für 0,50-, 0,55-, ... bis 0,95-Perzentile gelten.
- Die maximalen Auftreff- und Ausrolldistanzen, die mittels Simulation ermittelt wurden, sollen realistische Werte liefern. Von einer Kalibrierung anhand von Maximalwerten (welche im schlimmsten Fall Ausreißer darstellen) muss abgeraten werden. Gleiches gilt für Sprunghöhen und Sprungweiten.

5. Beispiele für 2D-Simulationen an Böschungssystemen

Kann eine Kalibrierung erfolgreich durchgeführt werden, indem nachgewiesen wird, dass das Programm verlässliche Ergebnisse in Übereinstimmung mit den natürlichen Vorgängen liefert, so kann der angepasste Berechnungsansatz zur Simulation von Steinflallereignissen an weiteren Einzelböschungen (Böschungen mit unterschiedlicher Höhe, Böschungsform und -neigung), an komplexen Böschungssystemen oder zur Wirkungsweise von Sicherungsmaßnahmen verwendet werden.

Dadurch wird es möglich, eine effiziente Ermittlung von tagbauspezifischen Gefahrenbereichen (für alle relevanten Böschungen in einem Tagbau) durchzuführen bzw. können Gefahrenbereiche auch für Böschungen und Böschungssysteme festgelegt werden, an welchen keine Fallversuche durchführbar sind.

Für die Berechnungen wurden mit Hilfe des Höhemodells (welches mittels Drohnenbefliegung erstellt wurde) und dem Geländebefund repräsentative Schnitte für die jeweiligen Böschungssysteme ausgewählt (Lage der Schnitte siehe Abbildung 1).

Bei jedem der Schnitte wurden nun angenommen, dass sich die gleiche Anzahl von Blöcken von den Oberkanten der einzelnen Felsböschungen (Worst-Case-Annahme) mit der jeweils gleichen Wahrscheinlichkeit lösen kann. Daher erfolgten für jeden Schnitt entsprechend der Anzahl der Böschungen Berechnungsdurchgänge, bei welchen jeweils das Ablösen von Blöcken von den einzelnen Böschungsoberkanten im Stichprobenumfang von jeweils 1000 Würfeln simuliert wurde. Abbildung 7 und 8 geben die Ergebnisse der Simulationen für zwei exemplarische Böschungssysteme wieder.

Bei der Analyse der Auftreffdistanzen (ATD) wurde für jede Etage die Summe der im Zuge der Simulationen auf dieser Etage erzielten Reichweitenwerte gebildet und die Obergrenze für das Konfidenzintervall für das 0,95-Perzentil (OG KI P95) mit einem verteilungsunabhängigen Verfahren (mit $\alpha = 0,05$) bestimmt. Gleiches erfolgte bei der Analyse der Ausrolldistanzen (ARD). In den Fällen der Abbildung 7 und 8 konnten diese Perzentilwerte aufgrund der Anzahl der Blöcke, welche die Etagen überrollen, lediglich für die untersten Etagen (Hauptplanum) angegeben werden.

Für die Simulation wurden zusätzlich zwei unterschiedliche Blockmassenverteilungen verwendet (siehe Verteilungsfunktionen der Abbildung 9): Einerseits wurde eine Auswahl von Partikeln mit gleichverteilten Massen von 100 bis 5000 kg (in 100 kg Klassen) verwendet, welche zur Erhöhung der statistischen Signifikanz der stochastischen Analyse jeweils 20-mal abgestürzt wurde ($n_{\text{Simulation}} = 1000$). Diese Verteilung der Blockmassen entspricht in etwa jener, welche auch für die Fallversuche und die Kalibrierung herangezogen wurden. Die Simulationen der Abbildung 7 und 8 erfolgten mit dieser Blockmassenverteilung. Andererseits wurde eine rechtsschiefe Verteilung der Blockmassen im Intervall 100 bis 1400 kg

(unterteilt in Klassen von 100 kg) gewählt, für welche ebenfalls ein Stichprobenumfang von 1000 Abwürfen gewählt wurde. Diese Verteilung ergab sich aus der Siebkurve für Vorbrechanlagen (typische Hauwerksverteilung für ‚extragrobe‘ Granite nach dem Berechnungsprogramm für Aufbereitungsprozesse Bruno des Unternehmens Metso Minerals Inc.). Bei dieser Blockmassenverteilung wurden etwas erhöhte Auftreffdistanzen erzielt, ein Umstand welcher mit empirischen Beobachtungen korreliert, da Blöcke mit kleineren Massen tendenziell größere Auftreffdistanzen zeigen als Blöcke mit größeren Massen.

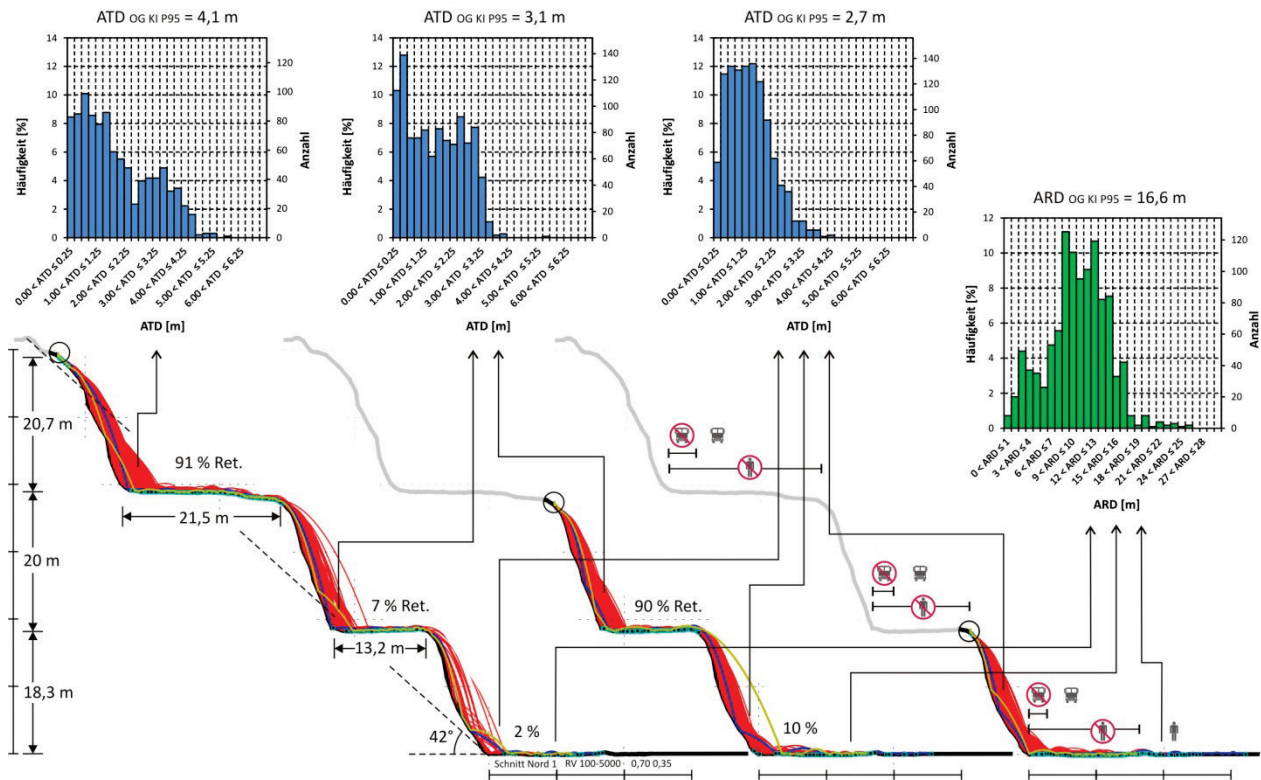


Abbildung 7: Schnitt durch ein aktiv im Abbau befindliches Böschungssystem. Die oberste Etage stellt hierbei eine Arbeitsetage dar.

Bezüglich der in Abbildung 7 und 8 dargestellten Berechnungsergebnissen ist weiters anzumerken, dass es sich um Worst-Case-Annahmen handelt. Einerseits wurden für die Simulationen Modellparameter gewählt, die sich durch die Kalibrierung anhand von Reichweiten bei geringer Dämpfung des Etagenuntergrundes ergaben (vereister Etagenuntergrund zum Zeitpunkt der Fallversuche) bzw. erfolgte ein Abwerfen von den jeweiligen Böschungsoberkanten. Andererseits wurde für den Etagenuntergrund angenommen, dass dieser frei von Hindernissen (bereits abgegangenes Blockwerk) ist.

Auf diese Weise lässt sich somit erkennen, in welchen Bereichen bzw. für welche Etagen etwaige Schutzmaßnahmen zur Reduktion der Ausrolldistanzen (Anschüttungen am Böschungsfuß oder Schutzwälle) erforderlich sind.

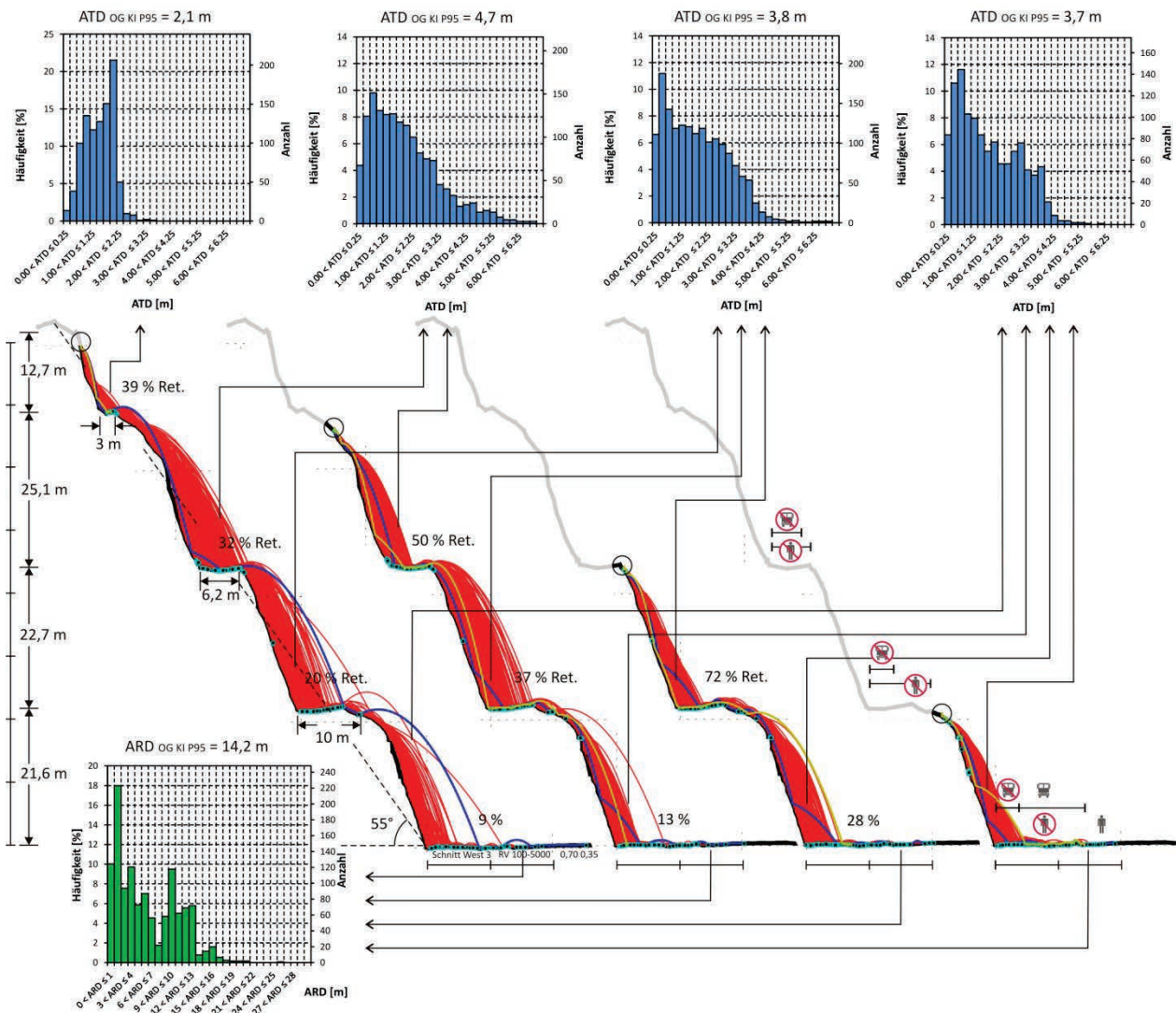


Abbildung 8: Schnitt durch ein Endböschungssystem.

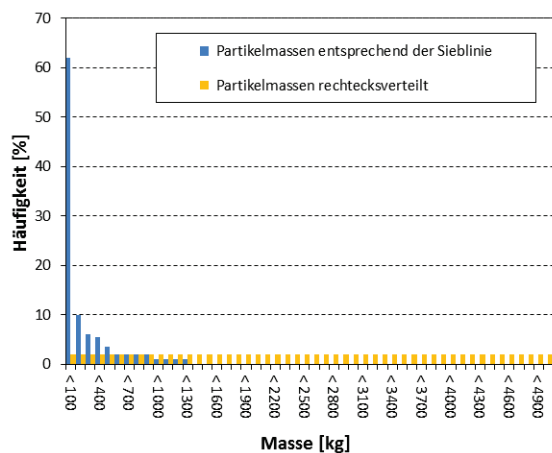


Abbildung 9: Blockmassenverteilungen.

6. Zusammenfassung

Die Grundvoraussetzung für die Ermittlung und Festlegung von tagbauspezifischen Gefahrenbereichen am Böschungsfuß durch Steinfall ist das Vorhandensein einer möglichst genauen und vollständigen Vermessung des Tagbaus, welche insbesondere eine Quantifizierung der Böschungshöhen, Böschungsformen und Neigungen sowie Etagenbreiten ermöglicht.

Fallversuche stellen (sofern die Stichprobe hinsichtlich des Umfangs, der Verteilung der Blockmassen, der Böschungsformen oder -höhen usw. repräsentativ war) die plausibelste Methode dar, um Reichweiten von abgehenden Einzelblöcken zu bestimmen und (darauf aufbauend mittels 0,95-Perzentil der Reichweitenwerte) tagbauspezifische Gefahrenbereiche am Böschungsfuß (GB_{UK-AM} = Auftreffdistanz von Steinfall, GB_{UK-AN} = Ausrolldistanz von Steinfall) festzulegen.

Da die Ergebnisse einer Versuchsanordnung nicht 1:1 auf andere Böschungen mit unterschiedlicher Böschungsform, -neigung oder -höhe übertragen werden können bzw. Aussagen zu Böschungssystemen nur eingeschränkt möglich sind, bietet es sich an, die Berechnungen der Reichweiten mittels Steinfallprogrammen durchzuführen. Dies führt im Regelfall auch zur Effizienzsteigerung bei der Gefahrenbereichsfestlegung.

Die Grundvoraussetzung für jegliche Berechnung ist jedoch, dass diese Programme verlässliche Ergebnisse in Übereinstimmung mit den natürlichen Vorgängen liefern. Um dies sicherzustellen, ist ein Kalibrieren der Modellparameter anhand der Ergebnisse von vor Ort durchgeführten Fallversuchen erforderlich.

Literatur

Preh A. (2015): THROW, ein dynamisch stochastisches Simulationsmodell zur Prognose von Steinschlag. unveröffentlichtes Benutzerhandbuch.

Preh A., Kolenprat B., Hungr O. & Mitchell A. (2015): Stochastische Steinschlagprognose zur Festlegung von (tagbauspezifischen) Gefahrenbereichen laut Tagbauarbeitenverordnung (TAV). ÖIAZ - Österreichische Ingenieur- und Architektenzeitschrift, 160, 177–185.

Rinne H. (2008): Taschenbuch der Statistik, 4. Auflage, Wissenschaftlicher Verlag Harri Deutsch, Frankfurt am Main, 1060 S.

Felsstürze – Ablösemechanismen

Rainer Poisel

Technische Universität Wien, Institut für Geotechnik, Karlsplatz 13, 1040 Wien. rainer.poisel@tuwien.ac.at

Einleitung

Ablösemechanismus versus Sturzprozess

Gravitative Massenbewegungen beginnen mit einer Phase der Ablösung von Locker- oder Festgesteinsmassen vom Untergrund, die in einen Sturz- bzw. Auslaufprozess (runout) übergehen kann. Diese beiden Phasen sind physikalisch vollkommen unterschiedliche Vorgänge und müssen daher mittels unterschiedlicher mechanischer Modelle simuliert werden. Die Klassifikationen von Massenbewegungen auf phänomenologischen Grundlagen von z.B. Nemcok et al. (1972) und von Varnes (Varnes 1954, 1978; Cruden & Varnes 1996) unterscheiden nicht zwischen den Phasen Ablösung und Abgang. Bei den in Abbildung 1 dargestellten Beispielen für den Prozess „Fallen“ geht ein anfängliches Gleiten erst in einer späteren Phase in einen Fallvorgang über. Diese Klassifikationen beruhen daher nicht auf physikalischen Grundlagen und stellen daher keine Einteilung dar, nach der das für eine rechnerische Standsicherheitsuntersuchung geeignete Modell bestimmt werden kann.

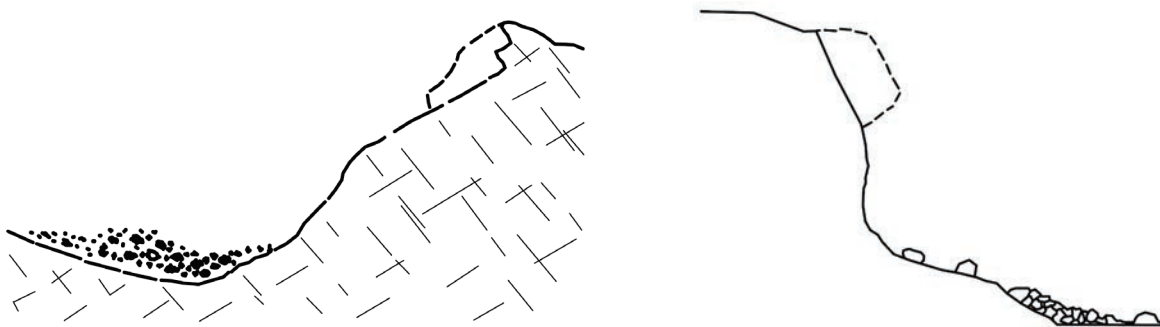


Abbildung 1: Der Prozess „Fall“ nach Nemcok et al. (1972) und nach Cruden & Varnes (1996).

Das Update der Varnes-Klassifikation von Hungr et al. (2014) beseitigte zwar einige Nachteile der ursprünglichen Varnes-Einteilung, brachte aber in Bezug auf eine Einteilung nach physikalischen Grundsätzen keine Verbesserungen. Die vorliegende Arbeit baut auf der Varnes-Klassifikation auf, schlägt aber gleichzeitig eine Einteilung der Versagensmechanismen von Felsböschungen vor, nach der das Rechenmodell für jene Mechanismen ausgewählt werden kann, die zur Ablösung größerer Felsmassen führen können und die damit die Standsicherheit einer Felsböschung gefährden können (Poisel & Preh 2004).

ÖNORM B 1997-1-5: 2017-11 „Gesamtstandsicherheit von Böschungen, Hängen und Geländesprüngen“

Es wird empfohlen, Untersuchungen der Standsicherheit von Böschungen, Hängen und Geländesprüngen in Tagbauen und bei Felsbauarbeiten gemäß ÖNORM B 1997-1-5: 2017-11 durchzuführen. Die Einteilung der Versagensmechanismen sowie die in der vorliegenden Arbeit vorgeschlagenen Methoden zur Untersuchung der Standsicherheit stimmen mit jenen in der ÖNORM B 1997-1-5 beschriebenen überein. Dabei entsprechen

- Abbauzustände der Schadensfolgekategorie 2 sowie der Bemessungssituation 2 und
- Endzustände der Schadensfolgekategorie 3 sowie der Bemessungssituation 1.

Der Nachweis für den Bemessungsfall Erdbeben ist in Österreich für Endzustände gemäß ÖNORM B 1998-1 in der Regel nur in folgenden Fällen erforderlich:

- in der Erdbebenzone 3 für die Schadensfolgeklasse CC 3,
- in der Erdbebenzone 4 für die Schadensfolgeklassen CC 2 und CC 3.

Die Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngrößen $\gamma_{\phi;c}$ betragen daher für Abbauzustände 1,10 und für Endzustände 1,30. Die Teilsicherheitsbeiwerte für ständige und veränderliche ungünstig wirkende Einwirkungen sind 1,00 zu setzen (für veränderliche ungünstig wirkende Einwirkungen beträgt der Teilsicherheitsbeiwert 1,00 abweichend von der Festlegung der ÖNORM B 1997-1-5). Etagenbereiche, die oberhalb von Felspartien liegen, für die in Abbauzuständen mit den genannten Teilsicherheitsbeiwerten die Standsicherheit nicht nachgewiesen werden kann, sind obere Gefahrenbereiche.

Bei Verwendung von Rechenverfahren (Computerprogrammen), die einen globalen Standsicherheitsfaktor ausweisen, erfolgt der Nachweis der Standsicherheit gemäß ÖNORM B 1997-1-5 durch:

$$\text{Ausnutzungsgrad } \mu = \gamma_{\phi;c} / \eta \leq 1 \rightarrow \gamma_{\phi;c} \leq \eta$$

$\gamma_{\phi;c}$ Teilsicherheitsbeiwert für den Reibungswinkel und für die Kohäsion

η globaler Standsicherheitsfaktor

Diese Vorgangsweise soll gemäß ÖNORM B 1997-1-5 Abschnitt 11.3 auch bei Standsicherheitsberechnungen mittels numerischer Verfahren angewendet werden.

Dimensionen der Versagensmechanismen

Die in der Folge beschriebenen Versagensmechanismen können nur Etagenböschungen, aber auch das ganze Böschungssystem erfassen. So kann z.B. das Abgleiten eines Felskörpers auf einer Trennfläche sowohl die Standsicherheit einer Abbauetage gefährden als auch in sehr großen Dimensionen auftreten. Beispiele für das Abgleiten von Felsmassen auf einer Trennfläche in großen Dimensionen sind der Felssturz im ehemaligen Tagbau Spitz an der Donau im Jahr 2002 und der Bergsturz Goldau in der Schweiz im Jahr 1806.

Parameterermittlung

Die Ermittlung von Parametern des Untergrunds soll so weit wie möglich durch Rückrechnungen abgegangener Felspartien erfolgen, da Extrapolationen von Werten aus Laborversuchen, Festlegungen mittels Klassifikationen usw. mit großen Unsicherheiten behaftet sind, die durch die Teilsicherheitsbeiwerte meist nicht abgedeckt sind. Die Schweizer Norm SN 505 267:2013 „Geotechnik“ empfiehlt, rückgerechnete Parameter als charakteristische Werte zu betrachten.

Ablösemechanismen im Fels

Im Folgenden werden Ablösemechanismen (Versagensmechanismen) im Fels beschrieben und Rechenmodelle, die diese Mechanismen simulieren und mittels derer die Standsicherheit untersucht werden kann, empfohlen.

Rotationsgleitung (Abschnitte 7.2.2 „Rotation eines kreiszylindrischen Gleitkörpers“ und 7.3.1 „Rotation eines schalenförmigen Gleitkörpers“ in ÖNORM B 1997-1-5)

Dieser Mechanismus tritt in stark zerlegtem oder verwittertem Fels mit geringer Festigkeit auf, der dadurch einem Lockergestein ähnlich ist. Die Kluftkörpergröße ist dabei wesentlich kleiner als die Böschungshöhe und die Raumstellungen der Trennflächen spielen eine untergeordnete Rolle. Dieses Verhalten ähnelt damit dem Versagen einer Lockergesteinsböschung in Form eines Gleitkreises (Abb. 2).

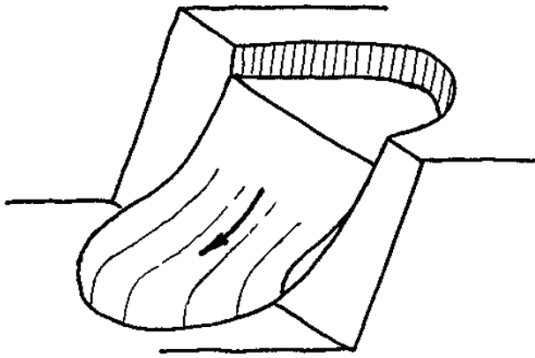


Abbildung 2: Rotationsgleitung.

Die Untersuchung der Standsicherheit hat gemäß ÖNORM B 1997-1-5 nach dem Verfahren von Bishop (1955) zu erfolgen. Die Berechnung kann mittels eines Gleitkreisprogramms (wie z.B. „Böschungsbruch“, <http://www.geosoft.at/Produkte.htm?/Boeschungsbruch.htm>, oder „Slide“, <https://www.rocscience.com/rocscience/products/slide>) erfolgen. Für die dreidimensionale Simulation werden numerische Methoden (z.B. FLAC3D, <https://www.itascacg.com/software/flac3d>) empfohlen.

Translation eines Gleitkörpers auf einer Trennfläche (Abschnitt 7.2.4 in ÖNORM B 1997-1-5)

Gleiten eines Kluftkörpers (ähnlich jenem eines Blocks auf einer schiefen Ebene; Abb. 3) ist einer der in Felsböschungen am öftesten auftretenden Versagensmechanismen. Gleiten tritt auf, wenn der Scherwiderstand in der Trennfläche, entlang derer der Kluftkörper hangabwärts gleitet, von den Scherkräften (hervorgerufen z.B. durch das Eigengewicht und durch Wasserdrücke) überschritten wird.

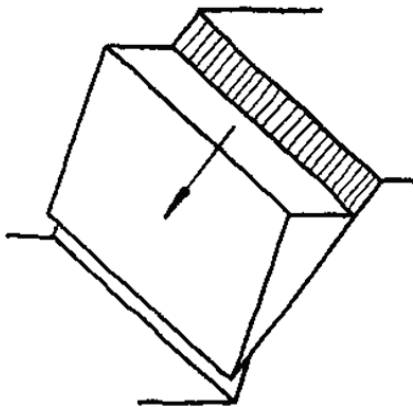


Abbildung 3: Translationsgleitung eines Kluftkörpers auf einer Trennfläche.

Die rechnerische Untersuchung der Standsicherheit kann nach der in ÖNORM B 1997-1-5 Abschnitt 11.2.5 beschriebenen Vorgangsweise oder mittels des Programms Rocplane (<https://www.rocscience.com/rocscience/products/rocplane>) erfolgen.

Translation mehrerer Gleitkörper auf einer polygonalen Gleitfläche (Abschnitt 7.2.5 in ÖNORM B 1997-1-5)

Eine Felsmasse kann nur dann auf einer polygonalen Gleitfläche gleiten, wenn sie durch Bruchflächen, die in den Knickpunkten der Gleitfläche ansetzen, in Teilkörper zerlegt ist (Abb. 4). Diese Bruchflächen können sowohl bereits vorhanden sein, als auch im Zuge der Bewegung erst gebildet werden und ermöglichen die für die Bewegung notwendigen Scherverschiebungen zwischen den Teilkörpern.

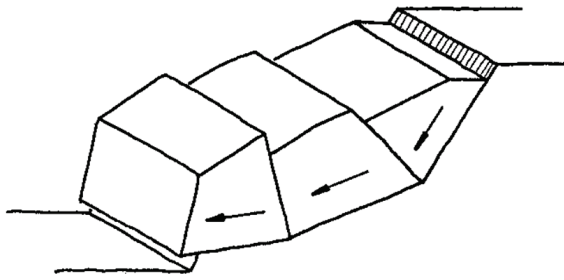


Abbildung 4: Translation mehrerer Gleitkörper auf einer polygonalen Gleitfläche.

Die graphische und rechnerische Untersuchung dieses Mechanismus ist in ÖNORM B 1997-1-5 Abschnitt 11.2.6 beschrieben und ist mittels des Programms „Böschungsbruch“ (<http://www.geo-soft.at/Produkte.htm?/Boeschungsbruch.htm>) oder mittels UDEC (<https://www.itascacg.com/software/udec>) möglich.

Kippen (Abschnitt 7.2.6 in ÖNORM B 1997-1-5)

Wird der Fels in einem Hang durch

- steil in den Hang einfallende Trennflächen sowie durch
- hangauswärtsfallende, etwa normal auf die in den Hang steil einfallenden Trennflächen stehende Klüfte

in säulen- oder tafelförmige Kluftkörper zerlegt, kann es zum Hangauswärtskippen von Kluftkörpern kommen (Abb. 5). Dieser Vorgang ist dem Umfallen von Büchern im Regal oder jenem von Dominosteinen ähnlich.

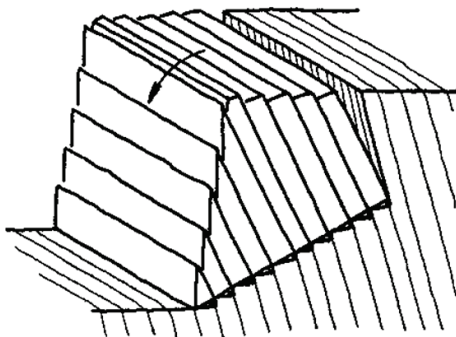


Abbildung 5: Kippen von säulen- bzw. tafelförmigen Kluftkörpern.

Die rechnerische Untersuchung dieses Mechanismus ist mittels des von Goodman & Bray (1976) entwickelten Grenzgleichgewichtsverfahrens möglich, auf dem das Programm „Roctopple“ (<https://www.rocscience.com/rocscience/products/roctopple>) beruht. Es wird empfohlen, diesen Mechanismus zusätzlich mittels UDEC (<https://www.itascacg.com/software/udec>) bzw. 3DEC (<https://www.itascacg.com/software/3dec>), wenn räumliche Effekte eine Rolle spielen (Wollinger 2003), zu untersuchen und die Ergebnisse zu vergleichen sowie auf Plausibilität zu überprüfen (Poisel et al. 2011).

Translation eines keilförmigen Gleitkörpers (Abschnitt 7.3.2 in ÖNORM B 1997-1-5)

Wenn das Abgleiten eines Blockes auf einer Trennfläche in Richtung der Falllinie dieser Trennfläche durch eine andere Trennfläche behindert wird, erhöht dies die Standsicherheit gegenüber jener eines Blocks auf einer Trennfläche (Abschnitt Translation eines Gleitkörpers auf einer Trennfläche) wesentlich

(Abb. 6). Umgekehrt kann ein Wegfallen einer solchen Behinderung die Standsicherheit dramatisch reduzieren. Dies führt dazu, dass zufolge der Schwankungen der Raumstellungen der Trennflächen in einem bestimmten Fall keine eindeutige Aussage betreffend die Standsicherheit möglich ist. Die ÖNORM B 1997-1-5 empfiehlt in einem solchen Fall, die Berechnung unter Variation der Raumstellungen der Trennflächen mehrfach zu wiederholen (und die geringste dabei ermittelte Standsicherheit als maßgebend anzusehen). Diese Vorgangsweise kann durch Anwendung statistischer Methoden (z.B. Monte Carlo – Verfahren; Wyllie & Mah 2004) und Ermittlung einer Versagenswahrscheinlichkeit präzisiert werden. Als akzeptable Versagenswahrscheinlichkeiten in Steinbrüchen empfiehlt Gibson (2011) Werte

- unter 1% für das Gesamtböschungssystem bei der Gefährdung von wichtiger Infrastruktur,
- von 1 bis 2% für das Gesamtböschungssystem, wenn keine wichtige Infrastruktur gefährdet ist,
- von 15 bis 30 % für Etagenböschungen.

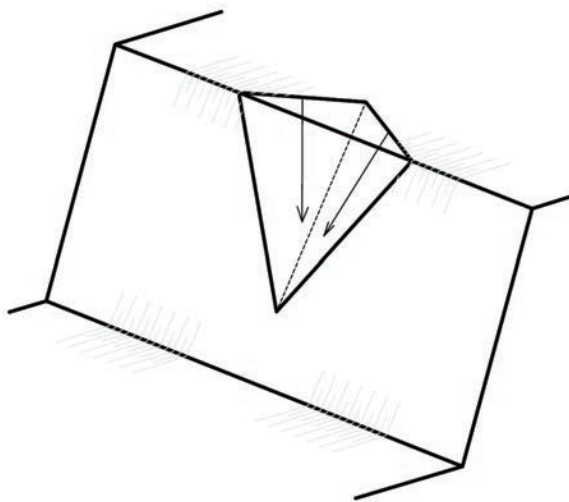


Abbildung 6: Translationsgleitung eines Kluftkörpers auf zwei Trennflächen.

Die rechnerische Untersuchung dieses Mechanismus ist mittels der in ÖNORM B 1997-1-5 Abschnitt 11.2.7 beschriebenen Vorgangsweise möglich oder kann mittels des Formelapparats in Wyllie & Mah (2004) oder mittels des Programms „Swedge“ (<https://www.rocscience.com/rocscience/products/swedge>) erfolgen. Mittels dieses Programms können auch Versagenswahrscheinlichkeiten z.B. zufolge der Schwankungen der Raumstellungen der Gleitflächen rasch berechnet werden.

Bei der Untersuchung der Standsicherheit eines Felskörpers nach den oben beschriebenen Vorgangsweisen wird vorausgesetzt, dass alle angreifenden Kräfte durch dessen Schwerpunkt verlaufen, um Rotationen auszuschalten. In der Realität ist dies jedoch oft nicht der Fall, sodass Rotationen auftreten können, die aber die Standsicherheit oft wesentlich mehr gefährden können als reine Translationen. Bei Untersuchungen der Standsicherheit ist daher von Fall zu Fall zu entscheiden, ob auch Rotationen zu berücksichtigen sind (s. auch Abschnitt Rotation einzelner Kluftkörper). Die Entscheidung, ob Rotationen eines Kluftkörpers kinematisch möglich sind, kann z.B. mittels eines Modellversuchs (physikalisches Modell des Kluftkörpers einschließlich seiner Lagerungsbedingungen) gefällt werden. Falls Rotationen berücksichtigt werden müssen, wird empfohlen, die Standsicherheit mittels 3DEC (<https://www.itascacg.com/software/3dec>) zu untersuchen.

Knicken (Abschnitt B.3 in ÖNORM B 1997-1-5)

(Aus-)Knicken von säulen- bzw. tafelförmigen Kluftkörpern (Abb. 7) ereignet sich bei einem Verhältnis von der Säulen- bzw. der Plattendicke zur schrägen Böschungshöhe von etwa 1:100. Dieser Mechanismus tritt daher nur in äußerst dünnbankigen Gesteinen bei großen Wandhöhen auf.

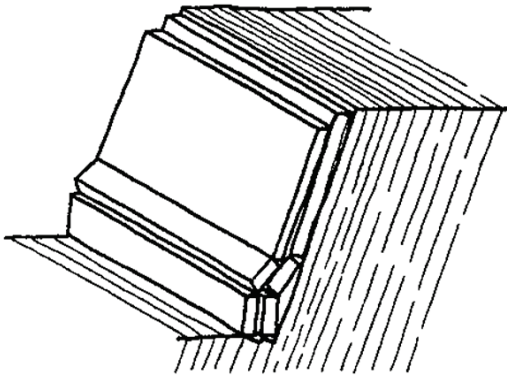


Abbildung 7: Knicken.

Die rechnerische Untersuchung dieses Mechanismus ist mittels des auf sehr konservativen Ansätzen beruhenden Verfahrens von Cavers (1981) möglich. Preh (2004) zeigte, dass die Knicklänge in solchen Hängen wesentlich kürzer und die Standsicherheit daher wesentlich größer als gemäß Cavers (1981) ist.

Fallen von Kluftkörpern (Abschnitt B.4 in ÖNORM B 1997-1-5)

Reines Fallen als Ablösemechanismus kann nur aus Überhängen in massigem Fels mit (nahezu) vollständig durchtrennten Klüften erfolgen (Abb. 8).

Die Überprüfung, ob bei einem bestehenden Trennflächensystem Fallen eines Kluftkörpers aus einem Überhang kinematisch möglich ist, kann mittels der Block Theory von Goodman & Shi (1985) erfolgen.

Rückwärtsrotation von Kluftkörpern (Abschnitt B.5 in ÖNORM B 1997-1-5)

Dieser Versagensmechanismus, der oft auch als „Rock slumping“ bezeichnet wird (Kieffer 2003), verläuft ähnlich wie das Gleiten einer zu flach an die Wand angelehnten Leiter. Dabei gleiten tafelige Kluftkörper auf horizontalen bis flach hangauswärts fallenden Klüften sowie auf gleich wie bzw. steiler als die Abbauwand einfallenden Klüften (Abb. 9). Dies bedeutet, dass Trennflächen, die allein die Standsicherheit nicht gefährden, in der beschriebenen Kombination sehr wohl zum Versagen der Böschung führen können.

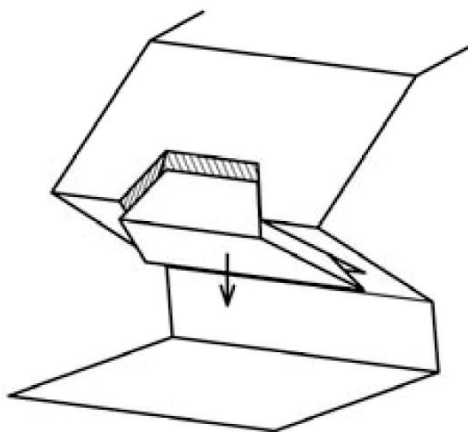


Abbildung 8: Fallen eines Kluftkörpers aus einem Überhang.

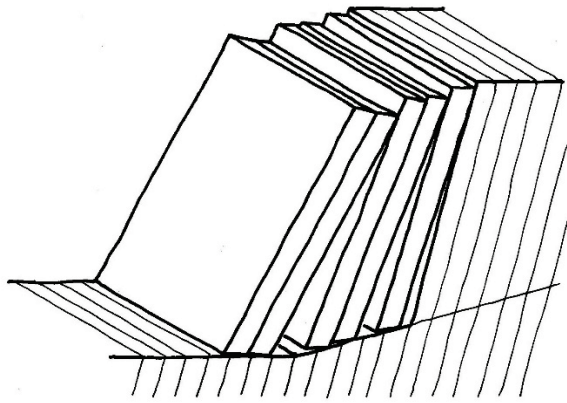


Abbildung 9: Rückwärtsrotation von Kluftkörpern (Rock slumping).

Die rechnerische Untersuchung dieses Mechanismus erfolgt am zweckmäßigsten mittels

- UDEC (<https://www.itascacg.com/software/udec>) bzw.
- 3DEC (<https://www.itascacg.com/software/3dec>), wenn räumliche Effekte eine Rolle spielen.

Abfahren, Abgleiten oder Kippen turmartiger bzw. plattenförmiger Kluftkörper am Rand eines Systems „Hart auf Weich“ (Abschnitt B.6 in ÖNORM B 1997-1-5)

Das Abfahren, Abgleiten oder Kippen turmartiger bzw. plattenförmiger Kluftkörper am Rand eines Systems „Hart auf Weich“ tritt bei Lagerung eines kompetenten (steifen, festen) Felskörpers auf einem inkompetenten (weichen, weniger festen) Sockel auf (Abb. 10; Poisel & Eppensteiner 1988, 1989). Dabei kommt es zufolge des Auspressens und Ausweichens des Sockelmaterials zu einer Zugbeanspruchung im darüber lagernden, steifen Felskörper und in weiterer Folge zu einer Zerlegung in turmartige und plattenförmige Großkluftkörper am Rand des steifen Felskörpers, sofern eine solche Zerlegung nicht schon vorher vorhanden war.

Das aufrechte Abfahren der Großkluftkörper tritt vor allem dann auf, wenn sie bereits tief in das Sockelmaterial eingedrungen sind und von Hangschutt umhüllt sind. Das Abgleiten führt zur Versiegelung des Sockelmaterials und damit zu einer Stabilisierung. Kippen tritt vor allem bei steilen Sockelböschungen auf und ist der gefährlichste der genannten drei Möglichkeiten, weil er oft unvermittelt auftritt.

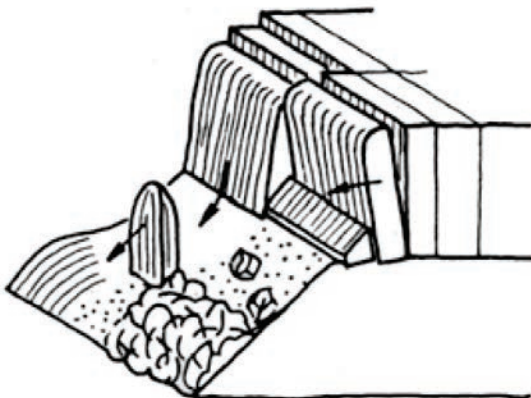


Abbildung 10: Abfahren, Abgleiten oder Kippen turmartiger bzw. plattenförmiger Kluftkörper am Rand eines Systems „Hart auf Weich“.

Die rechnerische Untersuchung des Verhaltens eines solchen Systems ist nur mittels numerischer Methoden möglich.

Rotation einzelner Kluftkörper (Abschnitt B.7 in ÖNORM B 1997-1-5)

Rotationen von Kluftkörpern (Abb. 11) gefährden die Standsicherheit von Festgesteinsböschungen meistens wesentlich mehr als reine Translationen, wenn sie kinematisch möglich sind. Die Entscheidung, ob Rotationen eines Kluftkörpers kinematisch möglich sind, kann z.B. mittels eines Modellversuchs (physikalisches Modell des Kluftkörpers einschließlich seiner Lagerungsbedingungen) gefällt werden (siehe Abschnitt Translation eines keilförmigen Gleitkörpers).

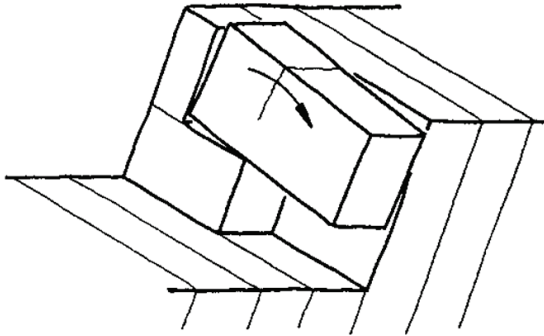


Abbildung 11: Rotation eines Kluftkörpers („Torsion failure“ nach Goodman 2003).

Die rechnerische Untersuchung dieses Mechanismus (einschließlich der Kinematik) ist wesentlich aufwändiger als die Untersuchungen reiner Translationen und kann mittels des Formelapparats von Wittke (1984), nach Pötsch & Schubert (2006) oder mittels UDEC (im zweidimensionalen Fall; <https://www.itascacg.com/software/udec>) oder 3DEC (im dreidimensionalen Fall; <https://www.itascacg.com/software/3dec>) erfolgen.

Biegekippen (Abschnitt B.8 in ÖNORM B 1997-1-5)

Ist das für Blockkippen notwendige, flach hangauswärts fallende Kluftsystem nicht ausgebildet und treten nur steil in den Hang einfallende Trennflächen auf, kommt es zum Verbiegen der steil in den Hang einfallenden Felsplatten, die in diesem Fall wie Kragträger wirken (Abb. 12). Dabei kann es zur Bildung von Biegezugrissen kommen, wodurch Biegekippen in Blockkippen übergehen kann.

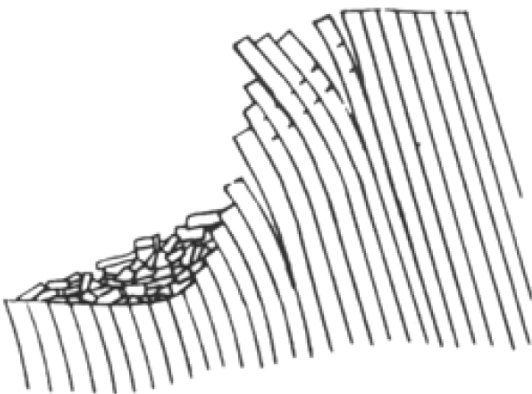


Abbildung 12: Biegekippen.

Die rechnerische Untersuchung dieses Mechanismus kann mittels UDEC (<https://www.itascacg.com/software/udec>) erfolgen.

Mechanismen mit großen Verschiebungen, bei denen es aber nicht zur Ablösung großer Felsmassen kommt

Das Verhalten und die Standsicherheit von Böschungen und Hängen, in denen Mechanismen mit großen Verschiebungen auftreten, bei denen aber keine durchgehende Ablösefläche ausgebildet wird und bei denen daher keine Ablösung großer Felsmassen stattfindet, wie z.B. Hangkriechen (Abb. 13; Abschnitt B.2 in ÖNORM B 1997-1-5; Poisel & Preh 2004) und Knickbandsackung (Abb. 14; Abschnitt B.9 in ÖNORM B 1997-1-5; Preh & Poisel 2004), können rechnerisch nur mittels numerischer Methoden untersucht werden.

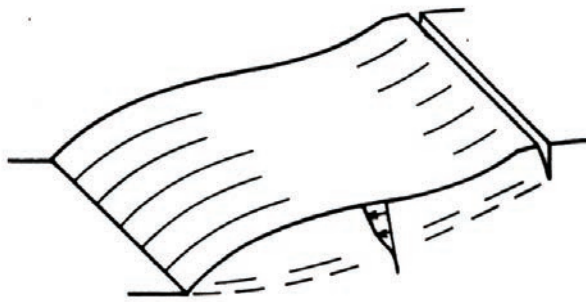


Abbildung 13: Hangkriechen.

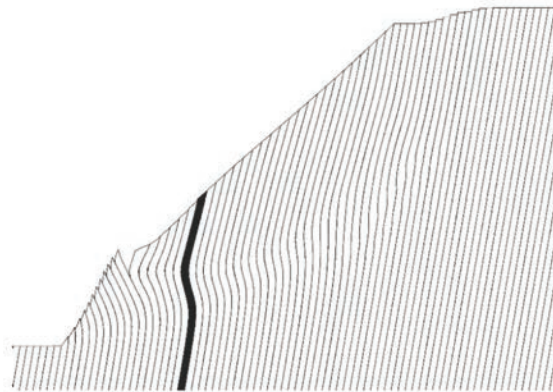


Abbildung 14: Knickbandsackung.

Abschließende Bemerkungen

Unabdingbare Voraussetzungen für eine realitätsnahe Beurteilung der Standsicherheit einer Felsböschung sind

- ein möglichst genaues Geländemodell, das unter Benützung moderner Methoden (z.B. terrestrischer Laserscan) erstellt wurde,
- eine fachkundige ingenieurgeologische Kartierung der Gesteinsverhältnisse, des Trennflächengefüges sowie von Strukturen, die im Zusammenhang mit einem Versagen stehen und damit Rückrechnungen von Festigkeitsparametern ermöglichen,
- in unzugänglichen Bereichen oder in Bereichen, die z.B. wegen Steinschlaggefahr nicht betreten werden können bzw. dürfen, eine Bestimmung des Trennflächengefüges mittels ShapeMetrix (<http://3gsm.at/produkte/shape-metrix/>),
- eine Dokumentation der Bergwasserverhältnisse,
- eine Dokumentation von Schadensereignissen,
- Festlegungen von Materialparametern, bevorzugt durch Rückrechnungen,
- Bestimmungen von Versagensmechanismen mittels einer Synthese von beobachteten Strukturen,
- die Festlegung von Rechenmodellen, die diese Versagensmechanismen simulieren können.

Der Aufbau dieser Modelle ist ein iterativer Vorgang, weil mit Zunahme des Wissens und von Beobachtungsergebnissen Modellvorstellungen meist revidiert werden müssen.

Literatur

- Austrian Standards International (2017): ÖNORM B 1997-1-5 (Ausgabe: 2017-11-01): Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik. Teil 1-5: Gesamtstandsicherheit von Böschungen, Hängen und Geländesprüngen.
- Austrian Standards International (2017): ÖNORM B 1998-1 (Ausgabe 2017 07 01): Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-1 und nationale Erläuterungen.
- Bishop A.W. (1955): The use of the slip circle in the stability analysis of earth slopes. *Geotechnique*, 5, 7–17.
- Cavers D.S. (1981): Simple methods to analyze buckling of rock slopes. *Rock Mechanics*, 14, 87–104.
- Cruden D.M. & Varnes D.J. (1996): Landslide types and processes. In: Turner, A.K., Schuster, R.L. (eds.): *Landslides – investigation and mitigation*. Special report 247. Transportation research board. National Research Council. National Academy Press: Washington, D.C.
- Gibson W. (2011): Probabilistic methods for slope analysis and design. *Australian Geomechanics Journal*, 46/3, 29–39.
- Goodman R.E. & Bray J.W. (1976): Toppling of rock slopes. In: *Proc. Specialty Conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes*. Boulder, Colorado, ASCE Vol.2, 201–234.
- Goodman R.E. & Shi G.-h. (1985): *Block Theory and its application to rock engineering*. 338 p., Prentice-Hall: New Jersey.
- Goodman R.E. (2003): A Hierarchy of Rock slope Failure Modes. *Felsbau*, 21/2, 8–12.
- Hungr O., Leroueil S. & Picarelli L. (2014): The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides*, 11, 167–194.
- Kieffer D.S. (2003): Rotational Instability of Hard Rock slopes. *Felsbau*, 21/2, 31–38.
- Nemcok A., Pasek J. & Rybar J. (1972): Classification of landslides and other mass movements. *Rock Mechanics*, 4, 71–78.
- Poisel R. & Eppensteiner W. (1988): Gang und Gehwerk einer Massenbewegung. Teil 1: Geomechanik des Systems "Hart auf Weich". *Felsbau*, 6, 189–194.
- Poisel R. & Eppensteiner W. (1989): Gang und Gehwerk einer Massenbewegung. Teil 2: Massenbewegungen am Rand des Systems "Hart auf Weich". *Felsbau*, 7, 16–20.
- Poisel R. & Preh A. (2004): Rock Slope Initial Failure Mechanisms and their Mechanical Models. *Felsbau*, 22/2, 40–45.
- Poisel R., Mair am Tinkhof K. & Preh A. (2011): From the interaction of material parameters and calculation approaches. In: *Proc. Workshop "Calculation methods in geotechnics – Failure Mechanisms and Determination of Parameters"*. Salzburg (Austria).
- Pötsch M. & Schubert W. (2006): Rotational kinematics of rock blocks with arbitrary geometries. *Felsbau*, 24/3, 30–36.
- Preh A. (2004): Modellierung des Verhaltens von Massenbewegungen bei großen Verschiebungen mit Hilfe des Particle Flow Codes. PhD Dissertation, Inst. for Engrg. Geology, Vienna University of Technology.
- Preh A. & Poisel R. (2004): A UDEC model for "Kink band slumping" type failures of rock slopes. In: *Proc. 1st Int. UDEC/3DEC Symposium: Numerical Modelling of Discrete Materials in Geotechnical Engineering*. Bochum 2004, 243–247.
- Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (2013): SN 505 267:2013 „Geotechnik“.
- Varnes D.J. (1954): Landslide types and processes. In: Eckel E.B. (ed) *Landslides and engineering practice*, special report 28. Highway research board. National Academy of Sciences, Washington, DC, 20–47.
- Varnes D.J. (1978): Slope movement types and processes. in: Schuster R.L. & Krizek R.J. (eds): *Landslides, analysis and control*, special report 176: Transportation research board, National Academy of Sciences, Washington, DC., 11–33.
- Wittke W. (1984): *Felsmechanik*. Springer, Berlin.
- Wyllie D.C. & Mah C.W. (2004): *Rock slope engineering*. 4th Edition. Spon Press: London, New York.
- Wollinger C. (2003): Untersuchung der Standsicherheit von Böschungen in geklüftetem Fels mittels 3DEC. Master's thesis. Inst. for Engrg. Geology, Vienna University of Technology.

Felsstürze – Sturzprozess

Alexander Preh

Technische Universität Wien, Institut für Geotechnik, Forschungsbereich für Ingenieurgeologie, Karlsplatz 13, 1040 Wien.
alexander.preh@tuwien.ac.at

Einleitung

Bei der Beurteilung der Stabilität von Felsböschung und der von diesen gravitativen Naturgefahren ausgehenden Gefährdungen ist es einerseits erforderlich den vorherrschenden Versagens- bzw. Ablösemechanismus und das dem Mechanismus zugrundeliegende mechanische Modell zu bestimmen (siehe Beitrag Poisel „Felsstürze – Ablösemechanismen“) und andererseits die Sturzweite (RunOut) des aus dem Abbruchereignis resultierenden Sturzprozesses abzuschätzen.

Abbruch und Sturzprozess sind miteinander gekoppelte Prozesse. Ein ideales Modell (Universalmodell) müsste in der Lage sein, diese beiden teilweise sehr unterschiedlichen Prozesse abzubilden. Da wir aber noch über kein zufriedenstellendes Universalmodell verfügen, müssen derzeit diese Prozesse noch getrennt behandelt werden.

Massenstürze (Fels- und Bergstürze)

In vielen gebirgigen Regionen weltweit sind von Felsböschungen ausgehende Sturzprozesse eine häufig auftretende Prozessgruppe, die Siedlungsräume, Verkehrswege und andere Infrastrukturen gefährden. Diese Prozessgruppe lässt sich in Einzelabstürze (Steinschlag/Blockschlag) und Massenstürze (Felssturz/ Bergsturz) untergliedern. Das wesentliche Unterscheidungskriterium zwischen einem Einzelabsturz und einem Massensturz ist, dass sich beim Massensturz eine zusammenhängende Felsmasse ablöst, die im Laufe des Ablöse- und Sturzprozesses in zahlreiche Blöcke fraktioniert. Bei größeren Felsstürzen und Bergstürzen (Felslawinen) beeinflusst die Interaktion der Komponenten untereinander maßgeblich die Bewegung der Sturzmasse („Sturzstrom“, Heim 1932).

Generell wird beobachtet, dass mit dem Abbruchvolumen die Mobilität der Sturzmasse steigt. Dies wird oft damit erklärt, dass die Wechselwirkungen zwischen den Komponenten (d.h. dass das Verhalten als Sturzstrom) mit dem Volumen zunehmen. Neben dem Abbruchvolumen haben aber auch die Beschaffenheit der Sturzbahn und die Morphologie des Geländes einen maßgeblichen Einfluss auf die Mobilität der Sturzmasse. Hsü (1975) gibt ca. $1 \times 10^6 \text{ m}^3$ als Grenzvolumen für die Bewegung als „Sturzstrom“ (Felslawine) an.

Abbildung 1 zeigt den bekannten „Felssturz“ von Dürnstein. Abbildung 2 zeigt im Vergleich den Bergsturz „Frank Slide“ in Alberta (Kanada) mit einer extremen Sturzweite von 2 km aufgrund seines Abbruchsvolumens.



Abbildung 1: Felssturz Dürnstein (Biratalwand), Abbruchvolumen 11.000 – 15.000 m³.



Abbildung 2: Bergsturz „Frank Slide“ (Alberta, Kanada), Abbruchvolumen 36 Mio m³ (Photo O. Hungr).

Das Schlittenmodell nach Heim ist das einfachste und älteste Modell zur Abschätzung des Geschwindigkeitsverlaufs und der Reichweite von Massenstürzen (Felslawinen). Dabei wird die Sturzmasse als starrer (unverformbarer) zusammenhängender Gleitkörper (Schlitten) betrachtet. Die Abbildung 3 zeigt die grafische Anwendung des Schlittenmodells. Dabei wird der Schwerpunkt des Abbruchvolumens mit dem Schwerpunkt des abgelagerten Volumens verbunden. Diese Energielinie wird als Pauschalgefälle bezeichnet. Durch Anwendung des Energieerhaltungsgesetzes auf das Pauschalgefälle (Energielinie) kann der Geschwindigkeitsverlauf des Massensturzes abgeschätzt werden. Die erste Anwendung dieser Methode diente zur Rückrechnung des Bergsturzes von Elm (Schweiz, 1881).

Energieerhaltungsgesetz: $E = T + V$

E... Gesamtenergie

T... kinetische Energie

V... potentielle Energie

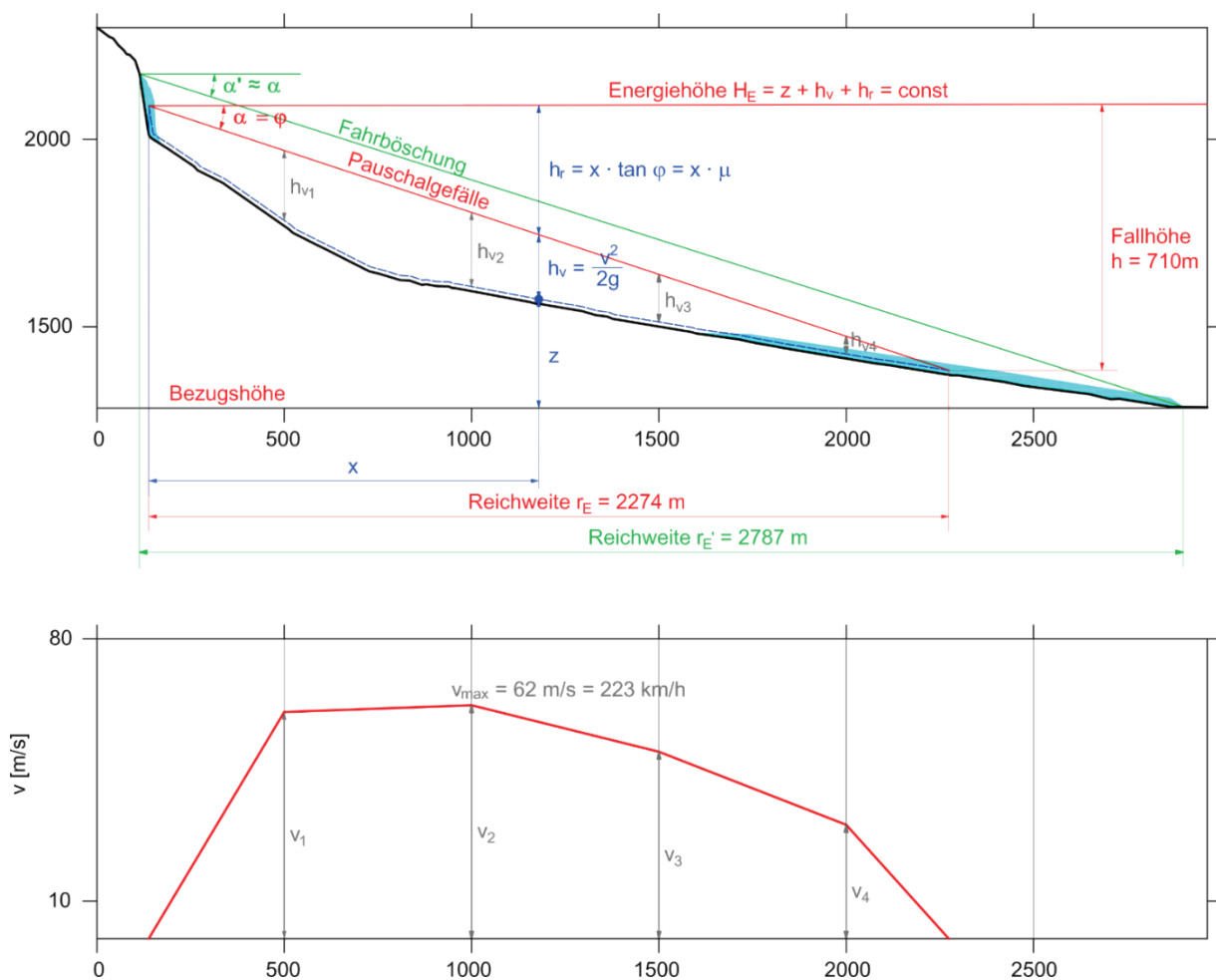


Abbildung 3: Berechnung des Geschwindigkeitsverlaufs mit Hilfe des Pauschalgefälles (Preh 2017).

Scheidegger hat 1973 einen Zusammenhang zwischen dem Bergsturzvolumen und dem Tangens des Fahrböschungswinkels α ($= \tan \varphi$) hergestellt. Mit Hilfe dieser empirischen Beziehung (Scheidegger Diagramm) und dem Schlittenmodell sind einfache Prognosen zur Abschätzung der Reichweite möglich.

Numerische Rechenmodelle zur Abschätzung der Ausbreitung von Massenstürzen

Numerische Rechenmodelle unterscheiden sich vom Schlittenmodell nach Heim in erster Linie dadurch, dass sie die Deformation der Masse während des Sturzprozesses abbilden können.

Die numerischen Rechenmodelle zur Simulation von Felsmassenstürzen können grob in kontinuumsmechanische und diskontinuumsmechanische Modelle unterteilt werden.

Kontinuumsmechanische Modelle

Bei den kontinuumsmechanischen Modellen wird das komplexe Material der Sturzmasse als äquivalente Flüssigkeit betrachtet (Hungar 1995, Abb. 4). Diese Berechnungsansätze basieren zumeist auf den St. Venantschen Bewegungsgleichungen, welche für die Analyse von instationären Strömungen in offenen Kanälen entwickelt wurden. Um eine dreidimensionale Berechnung zu ermöglichen wird bei diesen Modellen nach Savage & Hutter (1989) eine gemittelte konstante Geschwindigkeitsverteilung über die Höhe vorausgesetzt. Dieser Umstand stellt eine grobe Vereinfachung der natürlichen Verhältnisse dar, ist aber zulässig, solange die Höhe der Felslawine (Sturzstrom) klein gegenüber seiner lateralen Ausbreitung ist. Das Materialverhalten der Sturzmasse wird mit Hilfe von rheologischen Modellen zur Beschreibung der internen Deformation und des basalen Scherwiderstands abgebildet. Zur Modellierung des basalen Scherwiderstands wird in der Praxis zumeist das Materialmodell nach Voellmy eingesetzt, welches sowohl den Widerstand infolge Reibung in der Gleitfuge als auch geschwindigkeitsproportionale Widerstände (Turbulenz) berücksichtigt.

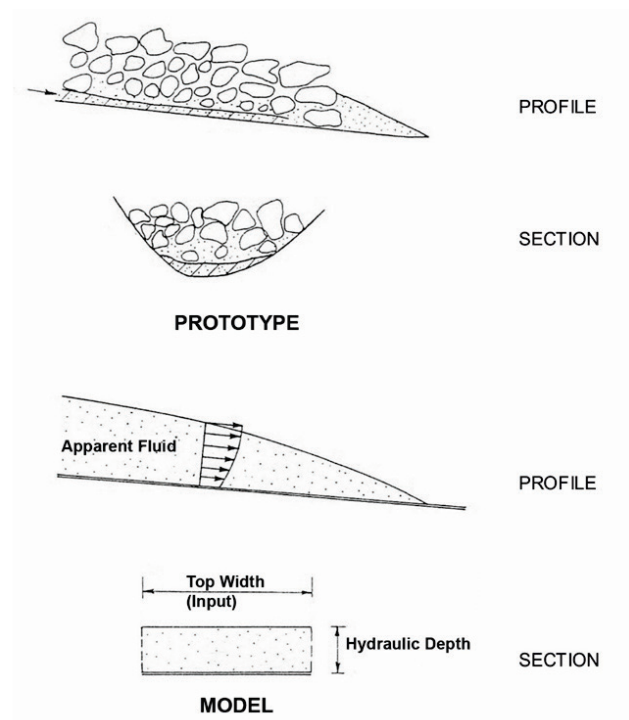


Abbildung 4: Schematische Darstellung des Konzepts der äquivalenten (scheinbaren) Flüssigkeit nach Hungar (1995).

Einen Überblick über die derzeit verfügbaren numerischen Modelle bietet z.B. die von Hungar et al. (2007) publizierte Liste.

Abbildung 5 zeigt die Gegenüberstellung der beobachteten und der mittels DAN3D rückgerechneten Ablagerungen bei der Felsschneelawine Alptal (Preh & Sausgruber 2014).

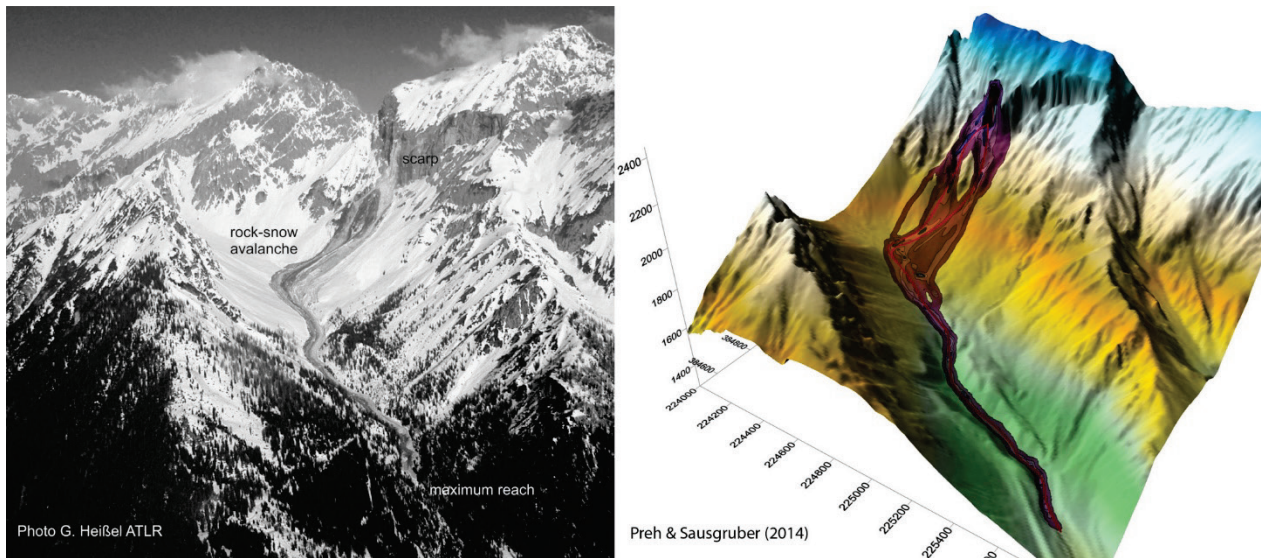


Abbildung 5: Modellierung der Felsslawine Alptal mittels DAN3D (Preh & Sausgruber 2014).

Diskontinuumsmechanische Modelle

Alle derzeit zur Verfügung stehenden diskontinuumsmechanischen Modelle zur Berechnung von Massenstürzen basieren auf der von Cundall (1971) entwickelten Diskrete-Elemente-Methode (DEM). Typische Vertreter der DEM sind der Particle Flow Code (PFC) und 3DEC der Itasca Consulting Group. Bei diesem Berechnungsansatz wird die Sturzmasse als Ansammlung von diskreten Elementen (Partikeln) modelliert und der feste Untergrund der Sturzbahn zumeist mit Hilfe von Wandelementen abgebildet. Der Sturzprozess wird dabei über das Kontaktverhalten der diskreten Elemente untereinander und mit der Sturzbahn kontrolliert (Preh & Poisel 2007).

Ein Vorteil der Betrachtung der Sturzmasse als Ansammlung diskreter Partikel ist darin begründet, dass die Dynamik von Massenstürzen (Interaktion der Partikel untereinander und mit dem Untergrund) besser abgebildet werden kann. Dies ist bei der Modellierung von kleineren Sturzmassen (Felsstürze, Abb. 6) als auch bei der Simulation des Auflaufens der Masse auf Barrieren (z.B. Schutzdämme) als Vorteil zu bewerten. Kontinuumsmechanische Berechnungen empfehlen sich aufgrund der größeren Anzahl an durchgeführten Rückrechnungen und ableitbaren Prognoseparametern.

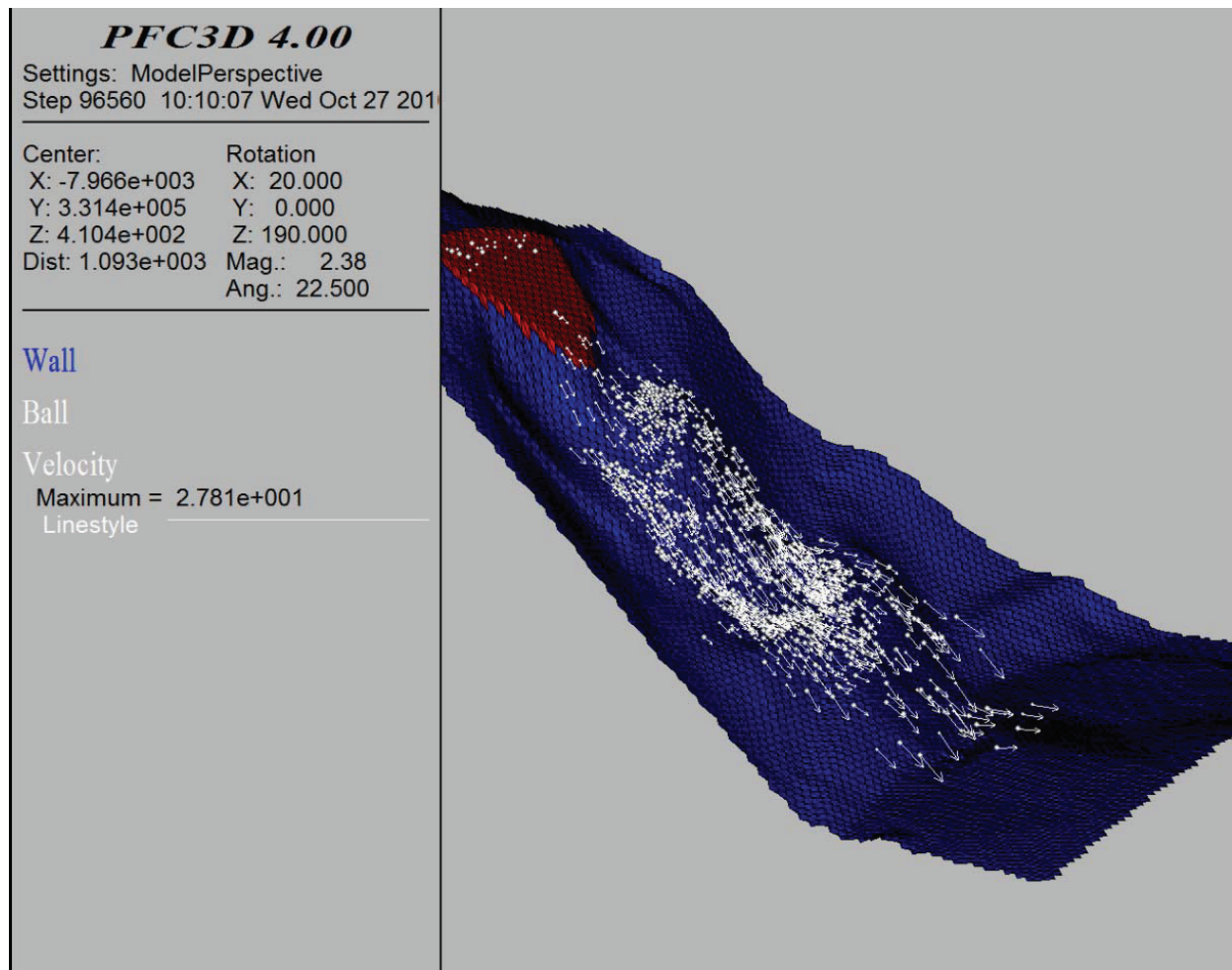


Abbildung 6: Modellierung eines Felssturzes mit einem Abbruchvolumen von 2500 m³ mittels PFC3D, Rot: Abbruchsfläche, Weiß: Sturzmasse, Blau: Geländeoberfläche.

Schlussfolgerungen

Derzeit existiert noch kein ideales Modell (Universalmodell) zur Berechnung von Abbruch und Sturzprozess. Daher muss bei der Beurteilung der von Felsböschungen ausgehenden Gefahr noch klar zwischen Abbruch und dem folgenden Sturzprozess unterschieden werden.

Die derzeit zur Verfügung stehenden numerischen Modelle zur Abschätzung der Ausbreitung von Fels- und auch Bergstürzen benötigen ein hohes mechanisches Wissen und Prozessverständnis. Sie werden folglich auch Großteils im universitären Bereich und bzw. in der Forschung eingesetzt.

Für die Praxis ist es jedoch wichtig, zwischen den einzelnen Prozessen richtig zu unterscheiden, um die richtigen Methoden/Experten für die jeweilige Situation einzusetzen. Mit Hilfe von Steinschlagberechnungen kann z.B. nicht die Reichweite von größeren Massentürzen abgeschätzt werden, da sich die Massentürze infolge der Block-Block-Interaktionen maßgeblich von Prozess Steinschlag unterscheiden.

Literatur

- Cundall P.A. (1971): A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems", *Proceedings Symposium Int. Soc. Rock Mech.*, Nancy Metz, Vol. 1, Paper II–8.
- Heim A. (1932): *Bergsturz und Menschenleben*. Fretz & Wasmuth, Zürich.
- Hungr O. (1995): A model for the runout analysis of rapid flow slides, debris flows, and avalanches. *Canadian Geotechnical Journal*, 32, 610–623.
- Hungr O., Morgenstern N.R. & Wong H.N. (2007): Review of Benchmarking Exercise on Landslide Debris Runout and Mobility Modelling. in: "Proceedings of the 2007 International Forum on Landslide Disaster Management", K. Ho et al. (Hrsg.); 2 (2008), ISBN: 978-962-7619-30-7: 755–812.
- Hsü K.J. (1975): Catastrophic debris streams (sturzstroms) generated by rockfalls, *Geol. Soc. Am. Bull.*, 86, 129–140, 1975.
- Preh A. (2017): *Rock Slopes: Detachment and Runout (Felsböschungen: Abbruch und Sturzprozess)*. Habilitationsvortrag, Technischen Universität Wien, Lehrbefugnis für das Fach „Angewandte Felsmechanik, Fakultät für Bauingenieurwesen, März 2017.
- Preh A. & Poisel R. (2007): 3D modelling of rock mass falls using the Particle Flow Code PFC3D. in: "Proceedings of the 11th Congress of the International Society for Rock Mechanics", issued by: ISRM; ISRM - International Society of Rock Mechanics, Lissabon 2007; paper 01-05.
- Preh A. & Sausgruber J.T. (2014): The Extraordinary Rock-Snow Avalanche of Alpl, Tyrol, Austria. Is it Possible to Predict the Runout by Means of Single-phase Voellmy- or Coulomb-Type Models? in: Lollino G., Giordan D., Crosta G.B., Corominas J., Azzam R., Wasowski J. & Sciarra, N. (eds.): *Engineering Geology for Society and Territory - Volume 2, Landslides*", Volume 2, 1907–1911, Springer International Publishing.
- Savage S.B. & Hutter K. (1991): Dynamics of avalanches of granular materials from initiation to run-out. Part 1: Analysis, *Acta Mech.*, 86, 201–223.
- Scheidegger A.E. (1973): On the Prediction of the Reach and Velocity of Catastrophic Landslides. *Rock Mechanics*, 5, 231–236.

Schutzbauwerke gegen Steinschlag nach ONR 24810

Michael Mölk (1), Robert Hofmann (2)

(1) Wildbach- und Lawinerverbauung, Geologische Stelle, Wilhelm Greil Straße 9, Innsbruck. michael.moelk@die-wildbach.at

(2) Ziviltechnikerbüro Dr. Hofmann, Hochstraße 17/2, 2380 Perchtoldsdorf. hofmann.geotechnik@aon.at

Einleitung

In Österreich wurden ÖNORM Regeln, die Schutzbauten gegen Naturgefahren behandeln, veröffentlicht. Diese Regelwerke betreffen Wildbachsperrern, Lawinenschutzbauwerke und den technischen Steinschlagschutz. In dem Beitrag wird speziell auf die praktische Umsetzung der ONR 24810:2017 – Technischer Steinschlagschutz – Begriffe, Einwirkungen, Bemessung und konstruktive Durchbildung eingegangen. Einen Schwerpunkt bilden dabei die praktische Umsetzung der ON Regeln für Steinschlagschutznetze und Steinschlagschutzdämme.

In der Vergangenheit wurden bei hohen unterstellten Designenergien häufig Schutzdämme errichtet und unterstellt, dass bei entsprechender Ausführung der Dämme eine ausreichende Tragfähigkeit für diese Lastfälle gegeben sein würde. Steinschlagschutzdämme werden in jenen Fällen bevorzugt gebaut, in denen die Hanggeometrie und der zur Verfügung stehende Platz ein solches Bauwerk zulassen. Gegenüber Steinschlagschutznetzen, deren Energie-aufnahmefähigkeit derzeit mit ca. 8000 kJ begrenzt ist, weisen Dämme vor allem Vorteile in Hinblick auf Lebensdauer, Baukosten und – abhängig von der Konstruktion – die Energie-aufnahmefähigkeit auf. Zur Beschreibung des durch einen dynamischen Stoß verursachten Bruchkörpers in Dämmen und für die Festlegung eines Bemessungsansatzes wurden Experimentalmodellversuche mit reinen Erddämmen, bewehrten Erddämmen und Erddämmen mit Steinschichtungen durchgeführt. Ziel der Modellversuche war die Untersuchung der Auswirkungen von Steinschlägen auf geschüttete Erddämme unterschiedlicher Bautypen und die Entwicklung eines Bemessungskonzeptes.

Planungsgrundlagen

Baugrunderkundung

Die Planung und Betreuung der Baugrunderkundung erfolgt durch den geologischen und geotechnischen Sachverständigen auf Basis der ÖNORM B 1997-2:2012. Dabei ist die Festlegung der geotechnischen Kategorie von Bedeutung.

Die Einteilung von Steinschlagschutzdämmen in eine Geotechnische Kategorie kann in Ergänzung zur ÖNORM B 1997-2 gemäß Tabelle 1 in Abhängigkeit der Bauwerkshöhe erfolgen. Die Wahl der geotechnischen Kategorie ist eine Interaktion von Baugrundverhältnissen, Bauwerkshöhe und Bauwerkstyp. Steinschlagschutzdämme sind definitionsgemäß Schlüsselbauwerke. Dies sind jene Schutzbauten deren Versagen große Auswirkungen auf das Verbauungssystem bzw. den zu schützenden Bereich haben. Die Festlegung der Geotechnischen Kategorie erfolgt durch den Sachverständigen für Geotechnik.

Tabelle 1: Empfehlung für die Wahl der geotechnischen Kategorie ohne Berücksichtigung der Bauwerksverhältnisse.

	Bauwerkshöhe ab dem talseitigem Dammfuß ^a		
	0 – 5 m	5 – 10 m	> 10 m
Geotechnische Kategorie	GK 1	GK 2	GK 3

Einwirkungen

Allgemeines

Als Einwirkungen bei Schutzdämmen können u.a. genannt werden:

- Eigengewichte
- Spannungen aus dem Baugrund
- Drücke aus dem Baugrund und Naturgefahren
- Wasserdrücke
- Strömungsdrücke
- Verkehrslasten
- Belastungen aus kriechenden, rutschenden oder sich setzenden Bodenmassen
- Dynamische Belastungen
- Wasserdrücke

Im Nationalen Anwendungsdokument zum Eurocode 7 der ÖNORM B 1997-1-1 sind für den Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit die Bemessungssituationen (BS) für geotechnische Berechnungen definiert:

- BS 1- ständige Bemessungssituation
- BS 2- vorübergehende Bemessungssituation
- BS 3- außergewöhnliche Bemessungssituation

Die Einwirkungen aus Eigengewicht, Strömungsdrücken, Verkehrslasten und Spannungen aus dem Baugrund sind für die Bemessungssituation BS 1 nachzuweisen. Einwirkungen aus Lawinen, Massenstürze, Muren, unbeabsichtigter Einstau durch Hochwasser und Baumschlag sind für Steinschlagschutzdämme in der Regel für die Bemessungssituationen BS 3 nachzuweisen.

Da die maximale Beanspruchung aus dem Bemessungsereignis Steinschlag nur über eine kurze Zeitspanne wirksam ist, wird eine lokale Überbeanspruchung als zumutbar angenommen. Auf Basis dieser Randbedingungen scheint es sinnvoll, die charakteristischen Bodenkennwerte auf diese kurzzeitige aber hohe Stoßbeanspruchung festzulegen.

Tabelle 2: Grundlegende Bemessungssituationen für Steinschlagschutzdämme.

LF/GZ	BS	Eigengewicht Strömungsdrücke Spannungen aus dem Baugrund	Stein- schlag	Verkehr- lasten	Muren	Hoch- wasser	Lawinen	Massen- stürze	Erd beben
1/1	1	x		x					
2/1	2	x*)		x*)					
3/2	3	x	x						
4/1	3	x			x				
5/1	3	x				x			
6/1	3	x					x		
7/1	3	x						x	
8/1	3	x							(x)**

LF Lastfall, GZ Grenzzustand gemäß Kapitel 4, BS Bemessungssituation, *) Bauzustand, **) im Einzelfall zu entscheiden

Die Einwirkung aus dem Bemessungsereignis Steinschlag wird mit der Bemessungssituation 3 nachgewiesen. Beispielfhaft sind wesentliche nachzuweisende Bemessungssituationen in Tabelle 2 angeführt.

Welche verschiedenen Lastfälle zu einer Bemessungssituation zusammengefasst werden, ist projektspezifisch festzulegen.

Einwirkungen aus Steinschlag

Bei der Ermittlung der charakteristischen Einwirkungen für den betrachteten Standort des Schutzbauwerks sind jene Einwirkungen anzugeben, die von den Sturzblöcken verursacht werden, die den geplanten Standort erreichen oder weiter in den Unterhang vordringen (Ergebnisse von Steinschlagsimulationen).

Bei der Festlegung der Bemessungsblockgröße sind die Schadensfolgeklasse (CC), die Ereignisfrequenz und die Anzahl der vorliegenden potentiellen Sturzblöcke von Bedeutung. Gemäß ONR 24810 sind zwei verschiedene Verfahren in Abhängigkeit des Schadenspotentials (Schadensfolgeklasse CC gem. EC 7), der Anzahl der vorliegenden potentiellen Sturzblöcke und der Ereignisfrequenz zulässig.

Verfahren A:

Für die Schadensfolgeklassen CC 2 und CC 3 oder für den Fall, dass in den Ablösebereichen mehr als 100 potentielle Sturzblöcke vorliegen, ist eine statistische Erfassung der Bemessungsblockgrößen im Ablöse und/oder Ablagerungsgebiet durchzuführen.

Verfahren B:

Ein vereinfachter Ansatz (gutachterliche Festlegung) ist in folgenden Fällen zulässig:

- wenn höchstens 100 Kluftkörper in den maßgeblichen potentiellen Ablösebereichen dokumentierbar sind oder
- wenn lediglich die Schadensfolgeklasse CC 1 potentiell betroffen ist oder
- bei Ereignisfrequenzen von EF 1 und EF 2 (< 1 Ereignis/Jahr; gemäß Tabelle 3).

Für lineare Infrastruktureinrichtungen gilt die Ereignisfrequenz jeweils für einen zu definierenden Homogenbereich.

Tabelle 3: Ereignishäufigkeiten.

Ereignisfrequenzklasse		Ereignishäufigkeit n [1/a]	Fraktil Bemessungsblockgröße
EF 4	sehr hoch	$n \geq 10$ > 10 Ereignisse/Jahr	V_{98}
EF 3	hoch	$1 \leq n < 10$ 1 bis 10 Ereignis/Jahr	V_{97}
EF 2	gering	$0,03 \leq n < 1$ <1 Ereignis/Jahr bis ≤ 1 Ereignis/30 Jahre	V_{96}
EF 1	selten	$n < 0,03$ < 1 Ereignis/30 Jahre	V_{95}

Bemessungsblockgrößen VBB

Die charakteristische Bemessungsblockgröße VBB wird als Fraktilwert der Blockgrößenverteilung entnommen. Die maßgebliche Bemessungsblockgröße ist in Abhängigkeit von der Ereignisfrequenzklasse EF zu entnehmen.

Basierend auf den Erhebungen im Projektgebiet sind für den jeweiligen Homogenbereich Ereignishäufigkeiten abzuleiten. Dabei sind vier Ereignisfrequenzklassen, gemäß Tabelle 4, zu unterscheiden. Den Ereignisfrequenzklassen (EF) sind Ereignishäufigkeiten (Jährlichkeiten) zugeordnet. In Abhängigkeit von

der Ereignishäufigkeit werden Bemessungsblockgrößen als Fraktilwert der statistisch ermittelten oder gutachterlich festgelegten Blockgrößenverteilung, bezogen auf die Anzahl der aufgenommenen Blöcke (Kluftkörper und Sturzblöcke in der Halde), definiert.

Mit dem Bemessungsblock V_{xx} wird mit einer steinschlagdynamischen Berechnung die charakteristische Einwirkungs-Energieverteilung dieses Bemessungsblockes ermittelt. Der charakteristische Wert der einwirkenden Energie $T_{E,k}$ wird als 99-%-Fraktile (T_{99}) der Einwirkungs-Energieverteilung entnommen.

Der Bemessungswert der einwirkenden Energie ergibt sich wie folgt:

$$T_{E,d} = T_{E,k} \times \gamma_{E,kin} \quad (1)$$

Es bedeutet:

- $\gamma_{E,kin}$ Teilsicherheitsbeiwert für die Energie-Einwirkung in Abhängigkeit von der Schadensfolgeklasse gemäß Tabelle 5 nach Tabelle 4
- $T_{E,d}$ Bemessungswert der Energie
- $T_{E,k}$ charakteristischer Wert der kinetischen Energie (als 99-%-Fraktile der Einwirkungs-Energieverteilung definiert)

Tabelle 4: Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{E,kin}$ für die Energie-Einwirkung für verschiedene Schadensfolgeklassen.

	CC1	CC2	CC3
$\gamma_{E,kin}$	1,0	1,05	1,15

Tabelle 5: Zusammenhang zwischen den Auswirkungen auf die Maßnahmengruppe bzw. den Maßnahmenverband und die geschützten Bereiche bei Versagen eines Bauwerkes und den Schadensfolgeklassen nach ON Regel 24810.

	Auswirkungen auf die geschützten Bereiche		
	hoch	mittel	gering
Auswirkungen auf das Verbauungssystem	dicht besiedelte Gebiete, Siedlungskerne, wichtige Infrastruktureinrichtungen, überregionale Verkehrswege; hohes Personenrisiko	locker besiedelte Gebiete, Einzelgebäude, regionale Verkehrswege; mittleres Personenrisiko	Nebengebäude, untergeordnete Infrastruktur, Nebenverkehrswege; geringes Personenrisiko
hoch (Auswirkungen auf die gesamte Verbauung -Serienversagen)	CC3	CC3	CC3
Mittel	CC3	CC3	CC2
Gering (nur lokale Auswirkungen, keine Auswirkung auf das Versagen weiterer Bauwerke)	CC3	CC2	CC1

Ermittlung des Bemessungswertes der Sprunghöhe $h_{E,d}$

Der charakteristische Wert der Sprunghöhe $h_{E,k}$ des Bemessungsblockes wird aus Steinschlagsimulationen ermittelt. Als charakteristische Sprunghöhe ist die Höhe der Oberkante des Bemessungsblockes $h_{95}[V_{BB}]$ definiert. $h_{95}[V_{BB}]$ ergibt sich aus dem 95-%-Fraktile der Sprunghöhenverteilung h_{95} , bezogen auf den Schwerpunkt des Bemessungsblockes und zuzüglich des Blockradius. Die Blockabmessungen ergeben sich aus der Bemessungskubatur (V_{BB}). Der Bemessungswert der Sprunghöhe errechnet sich wie folgt:

$$h_{E,d} = h_{E,k} \times \bar{\alpha}_1 \quad (2)$$

Es bedeutet:

$h_{E,d}$ Bemessungswert der Sprunghöhe

$h_{E,k}$ charakteristischer Wert der Sprunghöhe (als Höhe der Oberkante des Bemessungsblockes $h_{95}[V_{BB}]$ definiert)

$\bar{\alpha}_1$ Vergrößerungsfaktor auf den charakteristischen Wert der Sprunghöhe (geometrische Größe) nach Tabelle 6

Tabelle 6: Vergrößerungsfaktor $\bar{\alpha}_1$ auf die geometrische Größe der Sprunghöhe in Abhängigkeit von den Schadensfolgeklassen:

	CC 1	CC 2	CC 3
$\bar{\alpha}_1$	1,05	1,1	1,3

Trefferwinkel

Der Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit für die Bemessungssituation BS 3 - Bemessungsenergie ist, gemäß ONR 24810, unter Berücksichtigung eines Trefferwinkels (Abb. 1), gemäß Ergebnis aus der Steinschlagsimulation, zu führen. Die Richtung der Einwirkung ist demnach abfallend auf das Schutzbauwerk.

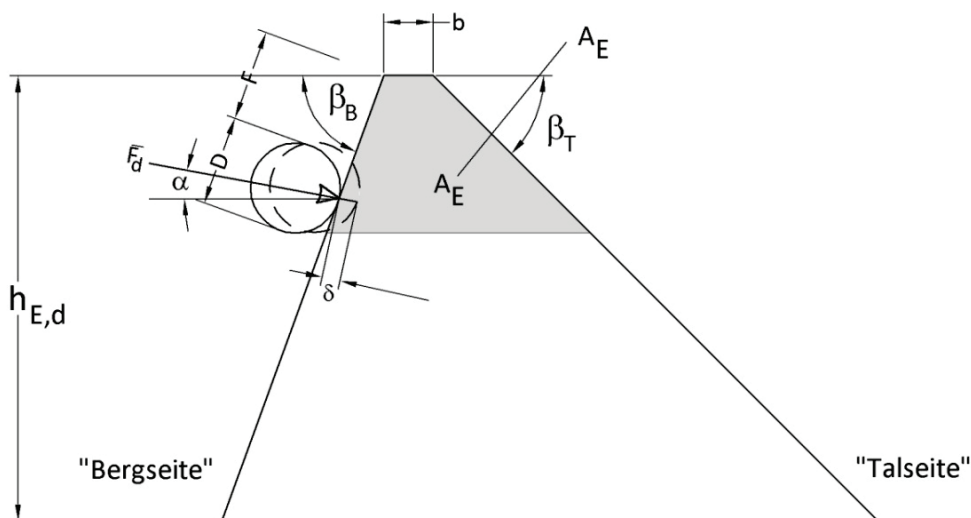


Abbildung 1: Definition des Trefferwinkels.

Bautypen von Steinschlagschutzdämmen

Allgemeines

Steinschlagschutzdämme dürfen, gemäß ONR 24810, als reine Erddämme, Erddämme mit einer Steinschichtung an einer oder beiden Dammböschungen und als mit Geokunststoffen bewehrte Erddämme ausgeführt werden. Dabei wird den Bautypen mit einer Steilböschung (Erddämme mit Steinschichtung und mit Geokunststoff bewehrte Konstruktionen) auf Grund der günstigeren Eigenschaften hinsichtlich Überspringen und Überrollen der Vorzug gegeben (Mölk & Hofmann 2011).

Der Dammkörper wird bei dem Bemessungsereignis im Bereich des Impakts stark verdichtet und gleichzeitig kann die Dammkrone nach oben verschoben werden.

Für die Bemessung von Schutzdämmen gegen Steinschlag bietet sich für die Bemessungssituation BS 3 Steinschlag die Unterscheidung von folgenden sechs Dammtypen an (Hofmann et al. 2017):

- I. Reine Erddämme
- II. Erddämme mit einer Steinschichtung (Bemessung als reiner Erddamm mit Ergänzungen)
- III. Erddämme mit Bewehrung aus Geokunststoffen zur Sicherung der Böschungsneigung bergseitig und evtl. talseitig (Bemessung als Erddamm unter Berücksichtigung der EBGeo 2010 [1], aber ohne die Zusatzanforderungen an die Geokunststoffe für eine größere Querverteilung).
- IVa. Schlanke, mit Geokunststoff bewehrte Erddämme, mit einer größeren Querverteilung (6- bis 7-facher Blockdurchmesser) der Einwirkung aus dem Steinschlagereignis als bei reinen Erddämmen (Bemessung als geokunststoffbewehrter Damm mit Mindestanforderungen gemäß Tabelle 7 an den Geokunststoff).
- IVb. Schlanke, mit Geokunststoff bewehrte Erddämme, mit einer größeren Querverteilung (8- bis 9-facher Blockdurchmesser) der Einwirkung aus dem Steinschlagereignis als beim Bautyp IVa (Bemessung als geokunststoffbewehrter Damm mit Mindestanforderungen gemäß Tabelle 8 an den Geokunststoff).
- S Sondertypen sind Kombinationen aus den Dammtypen I bis IV

Reine Erddämme

Bei reinen Erddämmen ist die Böschungsneigung durch den Scherwiderstand des Schüttmaterials begrenzt. In der Regel sind, je nach Qualität des Dammschüttmaterials, maximale Böschungsneigungen von 2:3 und 4:5 realistisch. Diese Böschungsneigungen sind jedoch für die Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion (für das Bemessungsereignis) sehr ungünstig und erfordern demnach ein großes Freibord. Der „aktivierte Dammkörper“ A_E beim Stoß erreicht etwa eine maximale Breite des 5–6-fachen Bemessungsblockdurchmessers in Richtung der Dammachse (Abb. 2).

Eine Alternative stellen „reine Erddämme“ mit einer Sicherung der bergseitigen Böschung mit Geokunststoffen dar. Zwar müssen diese Dämme nicht nach den Konstruktionsvorgaben wie bei bewehrten Dämmen errichtet und bemessen werden, aber eine Verbesserung der Gebrauchstauglichkeit (in Hinblick auf ein „Überrollen“ des Dammes) und somit eine Reduktion des Freibordes kann dadurch erreicht werden.

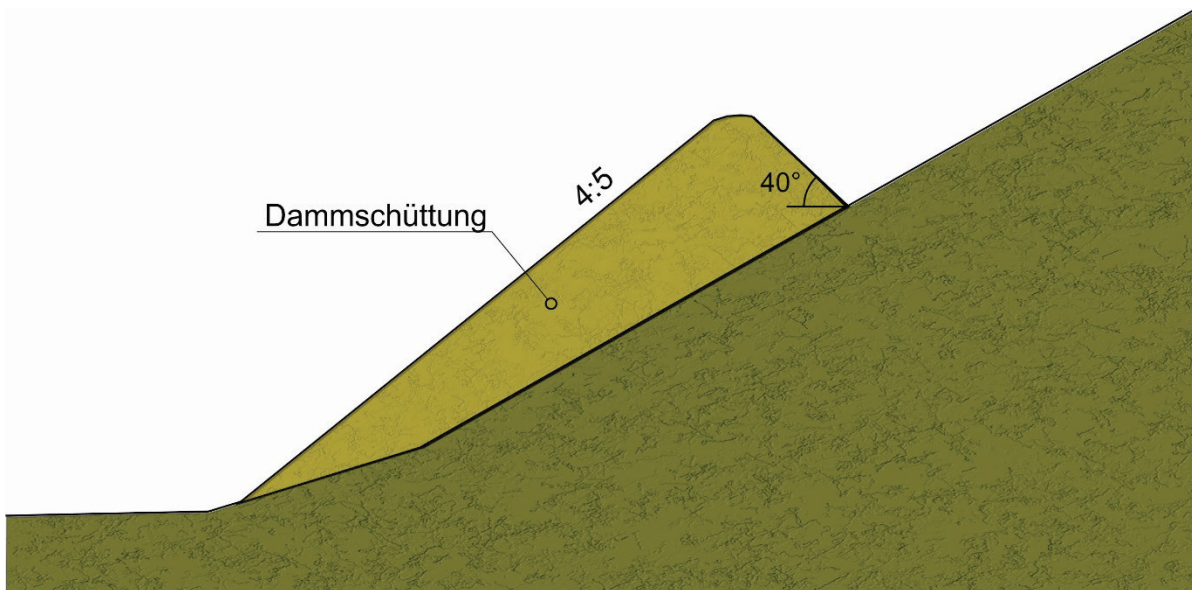


Abbildung 2: Erddamm.

Bewehrte Dämme

Der Vorteil eines mit Geokunststoffen bewehrten Dammbauwerkes liegt in der steilen Ausführung der bergseitigen Böschung und der hohen möglichen aufnehmbaren Bemessungsenergie sowie Tragreserven. Konstruktionen mit Geokunststoffen ergeben durchwegs eine deutliche größere Querverteilung (Einflussbreite) der Einwirkung beim Impakt als dies bei reinen Erddämmen der Fall ist. Aus Untersuchungen anhand von Modellversuchen und im Großmaßstab (Hofmann & Mölk 2012, Hofmann et al. 2017) kann eine Einflussbreite von bis zu dem 8–9-fachen Bemessungsblockdurchmessers in Dammschichtdicke abgeschätzt werden (Abb. 3).

Bei schlanken Konstruktionen mit berg- und talseitigen Böschungsneigungen von 70° bzw. 60° ist ein ausgeprägteres elastisches Verhalten, als bei reinen Erddämmen, zu erwarten, dieses konnte auch bei Modellversuchen nachgewiesen werden.

Je schlanker die Konstruktion ist, umso größer ist bei gleichbleibender Einwirkung der Bruchkörper auf der talseitigen Böschung des Dammes auf Grund des Stoßes. Deswegen sollte eine Geogitterkonstruktion zumindest im schlanken, oberen Dammbereich, auch auf der talseitigen Böschung ausgeführt werden, um ein örtliches Versagen möglichst zu verhindern.

Mit Geogitter bewehrte Dämme haben ein ausgeprägtes elasto-plastisches Verhalten. Dieser Umstand dürfte auf die positiven dynamischen Dämpfungseigenschaften des bewehrten Erdkörpers im Vergleich mit reinen Erddämmen bzw. Erddämmen mit Steinschichtungen, zurückzuführen sein. Im Allgemeinen führt dies für die Bemessung zu einer geringeren statischen Ersatzkraft für die Bemessung bei den bewehrten Konstruktionen bei gleichzeitiger größerer Querverteilung.

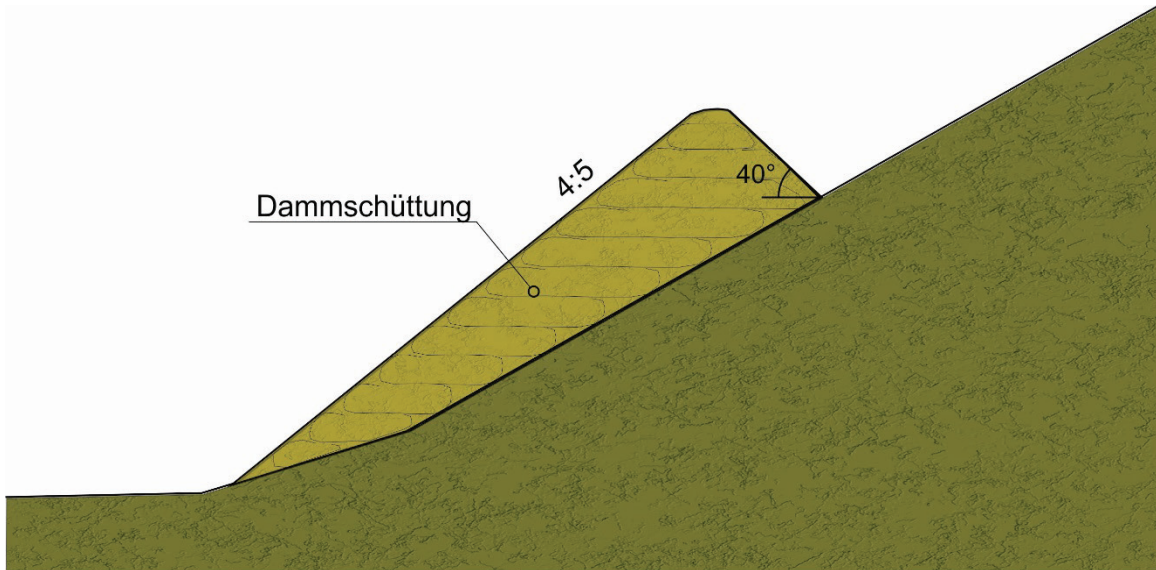


Abbildung 3: Damm mit Bewehrung:

Erddämme mit Steinschichtungen

Erddämme mit Steinschichtungen ermöglichen die Herstellung einer steilen bergseitigen Böschung bei gleichzeitiger Verringerung des Freibords und eine Erhöhung der Tragfähigkeit gegen Steinschlag. Der aktivierte Dammkörper erreicht eine maximale Breite des 5–6-fachen Bemessungsblockdurchmessers (Abb. 4).

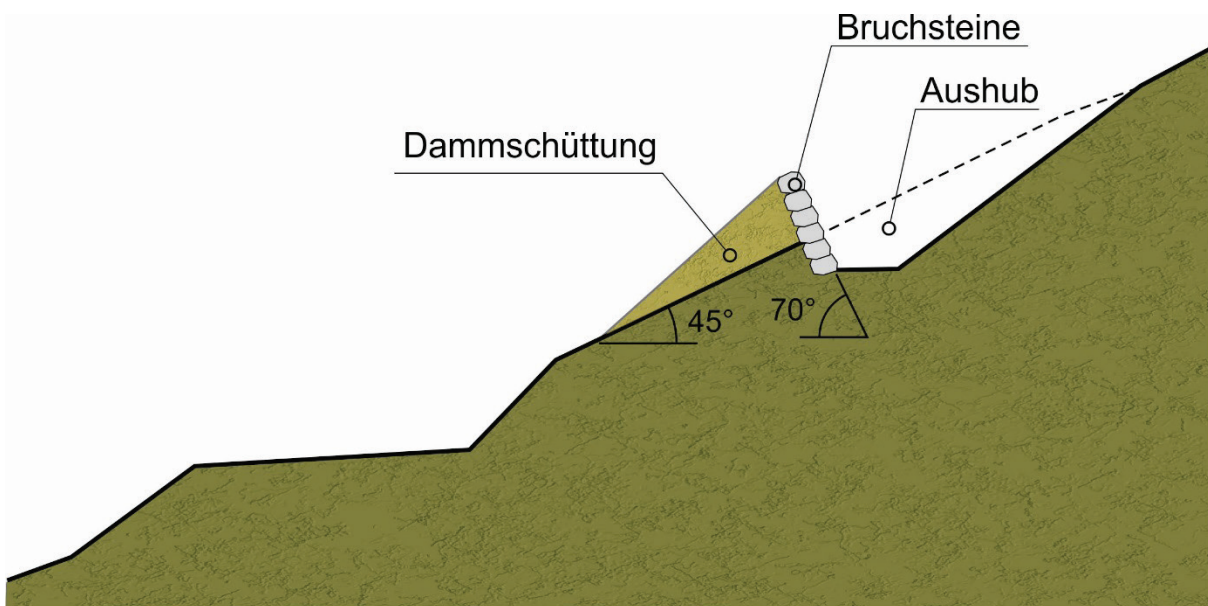


Abbildung 4: Erddamm mit Steinschichtung:

Bemessung von Steinschlagschutzdämmen

Allgemeines

Beim Grenzzustand der Tragfähigkeit sind Versagensmechanismen nachzuweisen, die den Untergrund und den Damm beinhalten. Die Beobachtungen an durch Steinschlag beanspruchten Dammkonstruktionen lassen die Vermutung zu, dass für einen rechnerischen Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit für das Bemessungsereignis Steinschlag die charakteristischen Bodenkennwerte beim kurzzeitigen Stoß höher sein müssen, als die gebräuchlichen statischen Kennwerte. Dies ist jedoch noch im Einzelfall, falls erforderlich, zu bestätigen.

Der Nachweis des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit ist für das Bemessungsereignis Steinschlag nicht erforderlich.

Angaben für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Für alle Bautypen

- Der Dammkörper wird im Bereich des Impakts stark verdichtet und gleichzeitig wird die Dammkrone nach oben verschoben.
- Je schlanker die Konstruktion ist, umso größer ist der Bruchkörper auf der talseitigen Böschung des Dammes.
- Beim Vergleich der Ergebnisse der verschiedenen Modellversuche ist deutlich das ausgeprägtere elasto-plastische Verhalten der mit Geogitter bewehrten Dämme gegenüber jenem der Erddämme erkennbar.

Für reine Erddämme

- Für reine Erddämme kann angegeben werden, dass ein Freibord von zumindest einem 2,0-fachen Blockdurchmesser D erforderlich ist.
- Der aktivierte Dammkörper erreicht eine maximale Breite des 5 - 6-fachen Blockdurchmessers.

Erkenntnisse aus den Versuchen mit Steinschichtung und ohne Geokunststoffe

Es ist ein Freibord bei einer Böschungsneigung $\geq 50^\circ$ von zumindest dem 1,0-fachen Blockdurchmesser D erforderlich.

Erkenntnisse aus den Versuchen mit Geokunststoffen

- Die Modellversuche mit den Geokunststoffen ergaben durchweg eine deutlich größere Querverteilung (Einflussbreite) der Verschiebungen.
- Es wurden auch sehr schlanke Konstruktionen mit berg- und talseitigen Böschungsneigungen von 70° bzw. 60° untersucht. Hier konnte ein noch auffälligeres elastisches Verhalten als bei reinen Erddämmen beobachtet werden.
- Gleichzeitig ist jedoch ein deutlich größerer Freibord erforderlich als bei Erddämmen mit Steinschichtungen. Auf der sicheren Seite liegt bei Geogitter-Konstruktionen ein Freibord vom 1,5-fachen Blockdurchmesser.
- Bei Dämmen mit einer Böschungsneigung von $\geq 70^\circ$ kann das Freibord auf den 1,0-fachen Bemessungsblockdurchmesser D reduziert werden.

Bemessungsmodell für den Grenzzustand der Tragfähigkeit von Steinschlagschutzdämmen - Bemessungsereignis Steinschlag

Grundlagen

Aus Modellversuchen wurde ein charakteristischer Versagenskörper für die verschiedenen Konstruktionen abgeleitet. Ein wesentlicher und konsistenter Parameter war die aktivierte Breite des Erddammes in Querrichtung des Stoßes. Das Grundkonzept des vorgeschlagenen Bemessungskonzeptes ist es, aus der bezogenen Größe E^* eine dimensionslose Beziehung zwischen Eindringtiefe und Kronenbreite (δ/b) abzuleiten (Hofmann & Mölk 2012; siehe Abbildung 6).

Bei den Modellversuchen wurden die Größe und Form des von der Kugel erzeugten Bruchkörpers erfasst. Mit Hilfe der dimensionslosen Auswertung der Versuchsergebnisse wurden Diagramme erstellt, um eine Übertragung der Ergebnisse auf die Großausführung zu ermöglichen.

Für die Auswertung wurde ein aktivierter Erdkörper A_E im Bereich der Dammkrone (Abb 5) definiert. Eine dimensionslose Darstellung der Ergebnisse ist in Abbildung 6 dargestellt. Es wurde die bezogene Energie E^* eingeführt und in Beziehung zur dimensionslosen Größe δ/b dargestellt, wobei δ die Eindringtiefe des Bemessungsblockes in den Damm und b die Kronenbreite ist. Es werden folgende Größen eingeführt:

$$E^* = E / (\gamma * A_a * D * h_a) [-] \quad (3)$$

$$E = m v^2 / 2 \text{ [Joule]} \quad (4)$$

$$\gamma = \rho * g \text{ [N/m}^3\text{]} \quad (5)$$

$$A_E = (b+c)/2 * h_a \text{ [m}^2\text{]} \quad (6)$$

Es bedeutet:

E Designeinwirkung Energie
 E^* die bezogene Energie,
 m die Masse des Blocks in kg,
 v die Geschwindigkeit des Blocks in m/s,
 ρ die Dichte des Bodens in kg/m³,
 g die Erdbeschleunigung in m/s²,
 D der Blockdurchmesser in m,
 A_E die aktivierte Dammfläche in m²
 h_a die aktivierte Höhe in m und
 b die Kronenbreite in m sind.

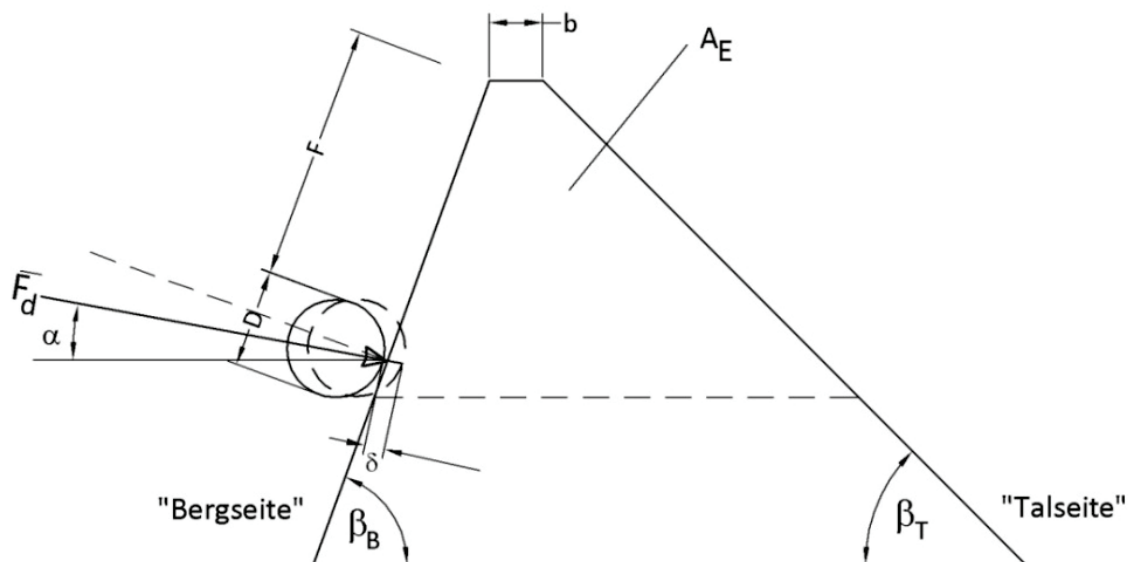


Abbildung 5: System Damm.

Aktivierter Bruchkörper

Quer zur Stoßrichtung ergibt sich die Größe des aktivierten Bruchkörpers in Abhängigkeit von der Art der Damm-Konstruktion. Während bei unbewehrten Dämmen (Dämme mit und ohne Steinschlag-schichtung) eine Breite des Bruchkörpers von zumindest dem 5–6-fachen Blockdurchmesser angegeben werden kann, erhöht sich diese Breite bei bewehrten Konstruktionen (Bewehrung in Dammlängs-richtung) auf bis zu den 8–9-fachen Blockdurchmesser.

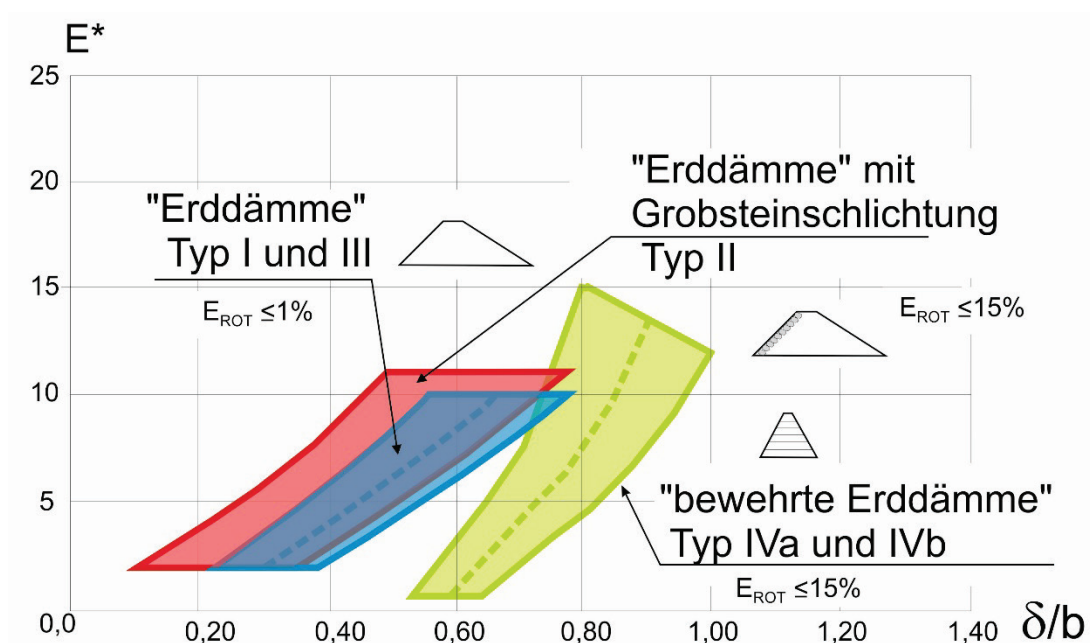


Abbildung 6: Vergleich der verschiedenen Konstruktionen.

Abschätzung der statischen Ersatzkraft

Die etablierten dynamischen Grundgleichungen (7), (8), (9) und (10) verbinden die Bremszeit t , die Eindringtiefe δ , die Geschwindigkeit v , die Verzögerung a sowie die Masse des Körpers (Block) m . Mit der Gleichung (11) kann somit die statische Ersatzkraft F abgeschätzt werden. Die maximale Beschleunigung a kann mit Formel (7) ermittelt werden

$$a_{\max} = \frac{2v}{t} \quad (7)$$

Mit

$$F = a_{\max} \times m \quad (8)$$

und

$$t = \frac{\delta \times 2}{v} \quad (9)$$

$$a_{\max} = \frac{v^2}{\delta} \quad (10)$$

folgt die statische Ersatzkraft mit

$$F_k = \frac{v^2 \times m}{\delta} \quad (11)$$

Bemessungsgrundlagen von geokunststoffbewehrten Steinschlagschutzdämmen

Konstruktion

Die Bemessung geokunststoffbewehrter Steinschlagschutzdämme erfolgt unter Beachtung der allgemeinen Regeln zur Bemessung von Erdbauwerken und, soweit vorhanden, der nationalen Vorgaben zu den Bemessungslasten bzw. deren Ermittlung, den maßgebenden Lastkombinationen und den dabei zu berücksichtigenden Teilsicherheitsbeiwerten bzw. Bauteilabminderungen gem. EBGEO 2010. Für die spezifische Bemessung der Geokunststoffe bzw. der bewehrten Erdbauwerke ist die EBGEO heranzuziehen, in der abgestimmt auf den Eurocode 7 Bemessungsregeln und Rechenverfahren für mit Geokunststofflagen bewehrte Erdkörper angegeben werden.

Die Summe der maximalen rechnerischen Zugkraft aller Bewehrungselemente sollte so gewählt werden, dass sehr schlanke Konstruktion vermieden werden.

Die Geogitter-Struktur mit den erforderlichen Überlappungen der einzelnen Bahnen in Richtung der Dammachse ist anzugeben. Zur Bestimmung der Überlappungen stehen drei Möglichkeiten zur Auswahl:

- 1) Bemessung der Überlappungen nach EBGEO 2010 [1]. Dies kann dazu führen, dass eine Bewehrungslage auch in der Querrichtung verlegt werden muss.
- 2) Bewehrungsbahnen in der Querrichtung verlegen.
- 3) Versuche zur Abschätzung der Querdehnung der Bewehrungslage. Mit dieser abgeschätzten/ermittelten Querdehnung kann eine Bemessung nach EBGEO 2010 [1] erfolgen.

Anmerkung: Die Überlappungen in der Größenordnung von 1,0 m bis 1,5 m können in der Regel als wirtschaftlich betrachtet werden.

Allgemeine Empfehlungen zur Nachweisführung

Bei der Bemessung ist das Bauwerk zunächst auf Eigenlasten und ggf. Verkehrslasten im Grenzzustand der Tragfähigkeit - Bruch im Dammkörper und Untergrund - nach ONR 24810:2017 zu bemessen. Als Widerstand der Bewehrung wird deren Bemessungsfestigkeit B_d nach EBGEO 2010 als Schnittgröße z.B. bei Gleitkreisberechnungen angesetzt.

Die Bemessungsfestigkeit des Geokunststoffes $R_{B,d}$ wird aus der Kurzzeitfestigkeit $R_{B,k0}$ durch Division mit den Abminderungsfaktoren A_1 bis A_5 berechnet und mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_M für den Materialwiderstand belegt. Die Abminderungsfaktoren berücksichtigen hierbei Einflüsse aus Kriechen (A_1), Beschädigung der Geokunststoffe bei Transport, Einbau und Verdichtung (A_2), aus Fugen, Nähten und Anschlüssen (A_3), Umgebungseinflüsse wie z. B. Witterung, Chemikalien, Mikroorganismen (A_4) sowie Einflüsse aus vorwiegend dynamischen Einwirkungen (A_5).

$$R_{B,d} = R_{B,k0} / [(A_1 \times A_2 \times A_3 \times A_4 \times A_5) \times \gamma_M] \quad (12)$$

mit

$R_{B,d}$ Bemessungsfestigkeit des Geokunststoffes

$R_{B,k0}$ charakteristischer Wert der Kurzzeitfestigkeit des Geokunststoffes

A_1 Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Kriechdehnung bzw. des Zeitstandsverhaltens

A_2 Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung einer möglichen Beschädigung bei Einbau und Transport und Verdichtung

A_3 Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Verarbeitung (Nahtstellen, Anschlüsse, Verbindungen)

A_4 Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung von Umgebungseinflüssen (Witterungsbeständigkeit, Beständigkeit gegen Chemikalien, Mikroorganismen, Tiere)

A_5 Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses von dynamischen Einwirkungen

Der Teilsicherheitsbeiwert für den Materialwiderstand ist je nach Bemessungssituation (BS) zu $\gamma_M = 1,4$ (BS1) bzw. $\gamma_M = 1,3$ (BS2) anzusetzen. Die Abminderungsfaktoren sind produktspezifisch zu ermitteln und durch Prüfberichte zu belegen.

Der Lagenabstand der Geokunststoffe sollte in der Ausführung auf $h_p \leq 0,8$ m begrenzt werden. Auf Grund des derzeitigen Wissenstandes muss die Bewehrung bis zum Vorliegen von weiteren Untersuchungen auf die Produktgruppe der Geogitter eingegrenzt werden.

Im Bereich des Impaktpunktes des Steinschlages sollte der Lagenabstand der Geogitter in einer Größenordnung von $h_p = 0,3$ m bis $0,8$ m liegen.

Nachweis Grenzzustand der Tragfähigkeit

Ergänzend ist der Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit - Bruch nur im Dammkörper - für den Ereignisfall Steinschlag zu führen. Für Einwirkungen aus Steinschlag und ähnlichen kurzzeitigen Lasten darf dabei nach Einschätzung der Autoren ohne Abminderung der Zugfestigkeit infolge konstanter Beanspruchungen und den daraus resultierenden Kriecheffekten polymerer Bewehrungen gerechnet werden ($A_1 = 1,0$). Bis zum Vorliegen abgesicherter Werte für Einwirkungen aus dynamischen Lasten aus Verformungen infolge von Steinschlag ist der Abminderungsfaktor für Einbaubeschädigung bzw. Beschädigung infolge Steinschlageinwirkung mindestens $A_2 \geq 1,5$ zu setzen. Dieser erfasst nur Beschädigungen, die innerhalb des bewehrten Erdbauwerkes durch Einbaubeschädigungen und Beschädigungen aus großen elastischen Verformungen der Konstruktion zu erwarten sind; Beschädigungen der Außenhaut werden über diesen Faktor nicht erfasst und bedürfen ggf. einer lokalen Sanierung. Überlappungen der Bewehrung in Hauptzugrichtung sind nicht zulässig ($A_3 = 1,0$). Einwirkungen infolge von Umgebungseinflüssen (A_4) sind analog zum statischen Fall zu berücksichtigen. Der Teilsicherheitsbeiwert für den Materialwiderstand des Geokunststoffes wird in diesem Fall zu $\gamma_M = 1,1$ vorgeschlagen.

Bemessung

Der jeweils größere Wert des erforderlichen charakteristischen Materialwiderstandes der Bewehrung aus dem Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit – Bruch im Dammkörper und Untergrund – nach ONR 24810:2017 und dem Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit - Bruch nur im Dammkörper (Ereignisfall Steinschlag) wird maßgebend.

Zur Festlegung der charakteristischen Kurzzeitzugfestigkeit der Bewehrung sind die in Tabellen 7 und 8 angegebenen Werte für die Bemessungsfestigkeit $R_{B,d}$ und die Bemessungsdehnsteifigkeit J_d mit den o.g. Abminderungsbeiwerten in Abhängigkeit des Nachweisverfahrens zu multiplizieren.

Überlappungen in Dammlängsachse sind nach EBGeo nachzuweisen, wobei bei Vorliegen von Erfahrungswerten aus Modellversuchen die zu erwartende Ausnutzung der Festigkeiten in Dammquerrichtung berücksichtigt werden darf. Der Bemessungswert der Dehnsteifigkeit bei 5% Dehnung $J_{d@5\%} = R_{B,d} / 0,05$ ist in jedem Fall einzuhalten, um die Querverteilung der Lasten in Bauwerkslängsachse sicherzustellen.

Die Anforderungswerte an geogitterbewehrte Steinschlagschutzdämme sind damit wie in den Tabellen 7 und 8 zusammengestellt definiert.

Tabelle 7: Anforderungswerte an Geogitter-bewehrte Steinschlagschutzdämme Typ Iva.

Mindestanforderungen für die Bewehrung mit geringerer Zugfestigkeit/Dehnsteifigkeit	
Bemessungsfestigkeit der Bewehrung $R_{B,d}$	quer zur Dammlängsachse: ≥ 110 kN/m
	in Dammlängsachse: ≥ 30 kN/m
Bemessungswert der Dehnsteifigkeit $J_{d@5\%}$	quer zur Dammlängsachse: ≥ 2200 kN/m
	in Dammlängsachse: ≥ 550 kN/m

Tabelle 8: Anforderungswerte an Geogitter-bewehrte Steinschlagschutzdämme Typ IVb.

Mindestanforderungen für die Bewehrung mit hoher Zugfestigkeit/Dehnsteifigkeit	
Bemessungsfestigkeit der Bewehrung $R_{B,d}$	quer zur Dammlängsachse: ≥ 225 kN/m
	in Dammlängsachse: ≥ 125 kN/m
Bemessungswert der Dehnsteifigkeit $J_{d@5\%}$	quer zur Dammlängsachse: ≥ 4500 kN/m
	in Dammlängsachse: ≥ 2500 kN/m

Gestaltung der Konstruktionen

Neben der statischen Bemessung der Konstruktionen kommt bei Steinschlagschutzdämmen der konstruktiven Durchbildung wesentliche Bedeutung zu. Steinschlagereignisse führen zwangsläufig zu Beschädigungen und Abnutzungen des Facings. Das Facing sollte daher nach Möglichkeit die statisch tragende Substanz Außenhaut des bewehrten Erdkörpers effektiv schützen, wartungsarm und im Idealfall revisionierbar sein, um partielle Schäden nachbessern zu können.

Die statistische Verteilung der Einwirkungsgrößen der Steinschlagereignisse ist für die lokale Situation zu ermitteln, wobei im Regelfall die häufig auftretenden Ereignisse sowohl vom Durchmesser als auch von der kinetischen Energie begrenzt bleiben. Steinschlichtungen, aber auch Gabionenkonstruktionen können die mechanische oberflächliche Beschädigung des tragenden Dammkörpers durch eine ausreichende Robustheit stark begrenzen.

Werden Steinschlagschutzdämme als bewehrte Erdkörper mit steilen Flanken ausgeführt, muss der bewehrte Erdkörper in Umschlagtechnik durch die Ausbildung von Polsterlagen hergestellt werden, um die statische Verankerungskraft der einzelnen Bewehrungslagen im Randbereich sicherzustellen. Den

Schutz der Konstruktion gegen UV-Einwirkungen und Anprall muss ein Facing übernehmen. Abbildung 7 zeigt ein Beispiel einer schlanken Gabionenlösung, die revisionierbar ist und unabhängig vom tragenden Dammkörper ausgeführt werden kann. Die Schalendicke, das Flächengewicht der Schutzlage sowie die Qualität der Stahlelemente sind dabei auf die zu erwartenden Beanspruchungen auszuliegen.

Durch die zweischalige Ausführung mit Trennung zwischen statisch tragendem System und Außenhaut kann die Konstruktion schlanker ausgeführt werden als klassische Gabionen und ist damit neben den technischen Vorteilen häufig wirtschaftlich interessant.

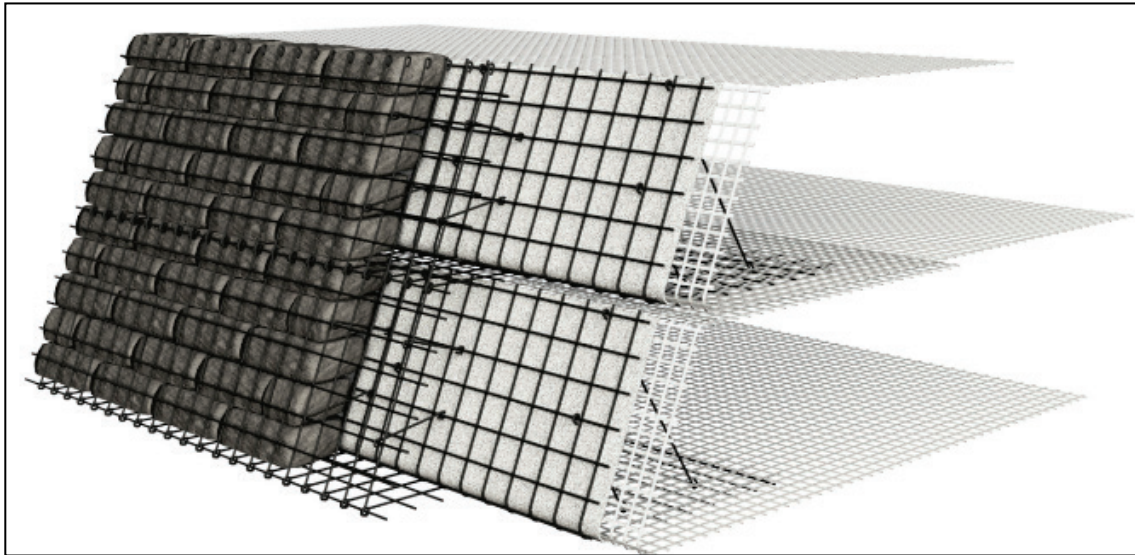


Abbildung 7: Revisionierbares Außenhautsystem (Halbgabione) zum Schutz der statischen Grundkonstruktion aus Umschlagmethode (Graphik: NAUE GmbH & Co. KG).

Bemessung und Konstruktion von Steinschlagschutznetzen

Allgemeines

Steinschlagschutznetze sind sekundäre Schutzsysteme gegen Steinschlag, die im Bereich der Sturzbahn aufgestellt werden. In Österreich dürfen gem. Baustoffliste ÖE (2009) seit Dezember 2012 nur mehr Steinschlagschutznetze in Umlauf gebracht werden, die eine CE Zertifizierung gem. ETAG 27 (2008) bzw. eine Europäische Technische Bewertung (ETA) besitzen.

Gemäß ONR 24810:2017, Anhang E (informativ) können zusätzlich zum Eignungsnachweis in Form der Europäischen Technischen Bewertung (ETA) Zusatzkriterien gefordert werden, die Festlegungen in Hinblick auf (un)zulässige Schäden und zulässige Öffnungsweiten bei ETA-Versuchen (MEL-Test) in Abhängigkeit von der Schadensfolgeklasse CC beinhalten.

Einwirkungen

Die Ermittlung der maßgeblichen Einwirkungen erfolgt analog zum voranstehenden Kapitel, die charakteristischen Einwirkungen der Energie und der Sprunghöhe für den maßgeblichen Bemessungsblock werden im Zuge von physikalischen Computersimulationen ermittelt und festgelegt.

Widerstände

Oberbau

Bemessungsgröße Widerstand des Bauwerkes: Energie

Für die Bemessung des Widerstandes des Schutznetzes hinsichtlich seiner Energieaufnahmekapazität ist gem. ONR 24810:2017 folgende Bedingung zu beachten:

$$T_{E,d} \leq T_{R,d} \quad (13)$$

Es bedeutet:

$T_{E,d}$ Bemessungswert der Energie, Einwirkung in kJ

$T_{R,d}$ Bemessungswert der Energie, Widerstand in kJ

mit

$$T_{R,d} = T_{k,MEL} / \gamma_{T,R} \quad (14)$$

Es bedeutet:

$T_{k,MEL}$ MEL-Nennwert (MEL: Maximum Energy Level) der Energieklasse gemäß ETAG 027:2012, Abschnitt 2.4.3.2 [4]

$\gamma_{T,R}$ Teilsicherheitsbeiwert auf den Widerstand (Energieaufnahmekapazität gemäß MEL-Test) der Schutznetze (Tab. 9).

ANMERKUNG Dieser Teilsicherheitsbeiwert trägt dem Umstand Rechnung, dass bei den Zulassungsversuchen neben anderen Vereinfachungen (Blockform, keine Rotation ...) nur der günstige Trefferpunkt in Feldmitte beaufschlagt wird.

Tabelle 9: Teilsicherheitsbeiwerte auf die Energieaufnahmefähigkeit (MEL) von Steinschlagschutznetzen laut Zulassung gemäß ETAG 027 in Abhängigkeit von der Schadensfolgekategorie.

	CC 1	CC 2	CC 3
$\gamma_{T,R}$	1,0	1,05	1,15

Bemessungsgröße Bauwerkshöhe

Bei der Dimensionierung des Schutzsystems muss entsprechend der Baustoffliste ÖE zwingend die Restnutzhöhenklasse A gemäß ETAG 027 nachgewiesen werden.

Die Einwirkung wird mit dem Bemessungswert der Sprunghöhe h_d des Bemessungsblocks gemäß Tabelle 6 ermittelt. Dabei ist folgende Bedingung einzuhalten:

$$h_{E,d} \leq h_{R,d} \quad (15)$$

Es bedeutet:

$h_{E,d}$ Bemessungswert der Sprunghöhe, in m

$h_{R,d}$ Bemessungswert der Netzhöhe (Widerstand), in m

mit

$$h_{R,d} = h_{R,k} / \alpha_2 \quad (16)$$

Es bedeutet:

$h_{R,k}$ charakteristischer Wert der Netzhöhe, gemäß Produktzulassung (Produktkatalog), in m

ANMERKUNG Reduktionsfaktor für die charakteristische Bauwerkshöhe, gemäß Tabelle 10. Dieser Reduktionsfaktor soll sicherstellen, dass es beim Impakt zu keinem Tragseiltreffer kommt, da dieser Lastfall nicht durch die Zulassungsprüfung abgedeckt ist.

Tabelle 10: Reduktions-Faktor auf die geometrische Größe der Bauwerkshöhe $h_{R,k}$.

	CC 1	CC 2	CC 3
$\overline{\alpha_2}$	1,0	1,05	1,1

Der charakteristische Wert der Netzhöhe $h_{R,k}$ ist wie folgt zu ermitteln:

$$h_{R,k} = [h_N \cdot h_N + 0,5] \text{ wenn } h_N < 4,0 \text{ m} \quad (17)$$

$$h_{R,k} = [h_N \cdot h_N + 1,0] \text{ wenn } h_N \geq 4,0 \text{ m} \quad (18)$$

Es bedeutet:

h_N Nominalhöhe des Schutznetzes, gemäß ETAG 027, in m

ANMERKUNG Mit dieser Festlegung wird die in der ETAG 027 definierte zulässige Abweichung der Netzhöhe im Vergleich zur geprüften Nominalhöhe beschrieben. Konkret bedeutet dies, dass Netze die im Zulassungsversuch eine Nominalhöhe von < 4 m aufweisen, mit einer Toleranz nach oben von 0,5 m geliefert und verwendet werden dürfen. Netze mit Nominalhöhen von $\geq 4,0$ m dürfen eine Abweichung von bis zu 1,0 m nach oben aufweisen. Eine Reduktion der Netzhöhe im Vergleich zur Zulassung ist nicht zulässig.

Fundierung

Einwirkungen

Im Zuge der Zulassungsprüfung gem. ETAG 027 sind die bei der Prüfung auftretenden Maximalkräfte im Bereich aller charakteristischen Verankerungspunkte zu messen und zu deklarieren. Die an der Scherfuge unterhalb der Stützengrundplatte des Schutzsystems auftretenden Scherkräfte müssen seitens des Herstellers angegeben werden. Die gemessenen Maximalwerte werden als charakteristische Einwirkung auf die Fundierung des jeweiligen Netzsystems angesetzt.

Grundsätzlich werden alle Fundierungen, sowohl die Stützenfundamente als auch die Verankerungen der verschiedenen Abspannungen und Trag- bzw. Bodenseile von Steinschlagschutznetzen mit Mikropfählen gem. ÖNORM 14199 ausgeführt.

Als Teilsicherheitsbeiwert auf der Einwirkungsseite der Fundierung wird die charakteristische Einwirkung mit dem Faktor $\gamma_E=1,5$ beaufschlagt. Damit wird den idealisierten Verhältnissen bei der Zulassungsprüfung Rechnung getragen (symmetrischer, zentraler Treffer im Netz mit entsprechend symmetrischer Kraftverteilung auf die Verankerungspunkte).

Widerstände

Auf der Widerstandsseite werden für die Mikropfähle die Teilsicherheitsbeiwerte gem. Tabelle 11 (aus: ÖNORM B 1997-1-1:2013, Tabelle 7) angesetzt

Tabelle 11: Teilsicherheitsbeiwerte für die Widerstände von Mikropfählen (γ_R) für alle Bemessungssituationen in Anlehnung an ÖNORM B 1997-1-1:2013, Tabelle 7.

Widerstand	Symbol	Wert
Spitzendruck	γ_b	1,10
Mantelreibung	γ_s	1,10
Gesamtwiderstand	γ_t	1,10
Mantelreibung bei Zug	$\gamma_{s,t}$	1,15

Die charakteristischen Widerstände von Mikropfählen können einerseits mit Tabellenwerten festgelegt werden, andererseits können Eignungsprüfungen von Mikropfahlsystemen für deren Bestimmung durchgeführt werden.

Tabellenwerte

Bei der Festlegung der charakteristischen Widerstände nach Tabellenwerten (ONR 24810:2017, Anhang B) sind Modellfaktoren gem. Tabelle 12 zu den Tabellenwerten in Abhängigkeit von den betroffenen Schadensfolgeklassen zu berücksichtigen.

Tabelle 12: Modellfaktoren η der Widerstände der Fundierung von Steinschlagschutznetzen bei der Bemessung nach Tabellenwerten für verschiedene Schadensfolgeklassen.

Fall	Symbol	CC 1	CC 2	CC 3
Pfahlwiderstände auf axialen Druck aus statischen Pfahlprobelastungen	$\eta_{p,c}$	1,0	1,0	1,0
Pfahlwiderstände auf axialen Zug aus statischen Pfahlprobelastungen	$\eta_{p,t}$	1,0	1,0	1,0
Pfahlwiderstände auf axialen Druck, Vorbemessung nach Tabellenwerten	$\eta_{p,c}$	1,25	1,25	1,3
Pfahlwiderstände auf axialen Zug, Vorbemessung nach Tabellenwerten	$\eta_{p,t}$	1,25	1,75	2,5

Bemessung nach Tabellenwerten

Für die Bemessung nach Tabellenwerten dürfen die charakteristischen Ausziehwiderstände aus Tabelle 13 der ONR 24810 verwendet werden. Hierbei sind jedoch Modellfaktoren zur Abdeckung der in der Natur gegebenen Streuung der charakteristischen Ausziehwiderstände der verschiedenen Böden gem. Tabelle 12 heranzuziehen.

Tabelle 13: Charakteristische Werte für die Pfahlmantelreibung ($q_{si,k}$) bei verpressten Mikropfählen.

Bodenart	Charakteristische Werte für die Mantelreibung $q_{si,k}$	Charakteristische Werte für die Mantelreibungskraft für Bohrdurchmesser 100 mm ^c
	MN/m ²	kN/m
Mittel- und Grobkies ^a	0,2	60
Sand- und Kiessand ^a	0,15	45
Bindiger Boden ^b	0,1	30
^a $N_{30} > 10$ (Sondierung im Bohrloch: Anzahl der Schläge bei Eindringung 30 cm) oder zumindest mitteldichte Lagerung ^b $I_C \geq 1,0$ (Konsistenzzahl gemäß ÖNORM B 4400-1) oder zumindest halbfeste Zustandsform ^c Es handelt sich um die Anwendung der charakteristischen Mantelreibung, in kN/m, für einen Mikropfahl mit einem Außendurchmesser von 100 mm. Diese Werte sind für den obersten Meter im Lockermaterial bzw. die obersten 0,5 m im Fels nicht anwendbar.		

Für die Berechnung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit (STR) darf nur der Stahlquerschnitt herangezogen werden.

Zur detaillierten Dimensionierung der Mikropfähle sind Eignungstests erforderlich. Wird die Bemessung der Mikropfähle mit Tabellenwerten vorgenommen, ist ein Modellfaktor η gemäß Tabelle 12 anzusetzen.

Der Bemessungswert $R_{c,d}$ bzw. $R_{a,d}$ mit Tabellenwerten gemäß Tabelle 13 muss bei Druckpfählen aus

$$R_{c,d} = R_{c,k} / (\eta_{p;c} \cdot \gamma_t) \quad \text{oder} \quad (19)$$

$$R_{c,d} = R_{b,k} / (\eta_{p;c} \cdot \gamma_b) + R_{s,k} / (\eta_{p;c} \cdot \gamma_s) \quad (20)$$

bzw. bei Zugpfählen aus

$$R_{a,d} = R_{a,k} / (\eta_{p;t} \cdot \gamma_{st}) \quad (21)$$

unter Berücksichtigung der Festlegungen gemäß Tabelle 11 und Tabelle 13 ermittelt werden.

Eignungsprüfungen

Werden die Auszieh Widerstände der verwendeten Mikropfahlsysteme im jeweiligen Baugrund mittels Eignungstests ermittelt, so ergeben sich die charakteristischen Widerstände aus der Anwendung der Streuungsfaktoren gem. Tabelle 14 und Gl. 23 bzw. 24 bzw. die Designwiderstände für Zugpfähle aus Gl. (25).

Der Bemessungswert $R_{c,d}$ bzw. $R_{c,k}$ aus Pfahlversuchen ergibt sich bei Druckpfählen aus

$$R_{c,d} = R_{c,k} / (\eta_{p;c} \cdot \gamma_s) \quad (22)$$

mit

$$R_{c,k} = (R_{c,m})_{\min} / \xi_2, \quad (23)$$

mit

$$R_{a;k} = (R_{a,m})_{\min} / \xi_2 \quad (24)$$

$$R_{a;d,1} = R_{a;k1} / (\gamma_{s,t}) \quad (25)$$

Es bedeutet:

$R_{a;d,1}$	Bemessungswert des Pfahlwiderstandes, in kN
$R_{a;k,1}$	aus Probebelastungen auf Zug gemessene Werte von $(R_{c,m})_{\min} / \xi_2$, in kN
$R_{c;k}$	charakteristischer Wert des Pfahlwiderstandes, in kN
$(R_{a,m,1})_{\min}$	kleinster Wert von allen Messungen der Zugversuche, in kN
ξ_2	Streuungsfaktor für die Pfahlgründungen gemäß ÖNORM B 1997-1-1:2013, Tabelle 8, (angeführt in Tabelle 12) in Abhängigkeit von der Anzahl der Versuche n ; kleinster Wert des Widerstandes der Probebelastungen
γ_s	Teilsicherheitsbeiwert Mantelreibung (Druck)
$\gamma_{s,t}$	Teilsicherheitsbeiwert für den Widerstand gegen Herausziehen (Zug) gemäß Tabelle 15

Tabelle 14: Streuungsfaktoren ξ_2 zur Ableitung charakteristischer Werte aus statischen Pfahlprobebelastungen für alle Bemessungssituationen.

ξ für n	1	2	3	≥ 4
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00
Es bedeutet: n Anzahl der probebelasteten Pfähle				

Tabelle 15: Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände gegen Herausziehen von Mikropfählen (γ_R) aus Pfahlzugversuchen für alle Bemessungssituationen und verschiedene Schadensfolgeklassen.

Widerstand	Symbol	Schadensfolgeklasse CC	
		CC 1 und CC 2	CC 3
Mikropfähle	$\gamma_{s,t}$	1,20	1,40

Für die Eignungsprüfungen bzw. die in der Fundierung eingesetzten Mikropfähle im Allgemeinen sind gem. ÖNR 24810:2017 [2] bestimmte Rahmenbedingungen in Hinblick auf Mindestabstände der Widerlager der Zugvorrichtung ($\geq$ fünffacher Bohrdurchmesser), minimale Bohrdurchmesser, Mindestabstände einzelner Mikropfähle, Stahlqualitäten für die Bewehrungselemente der Pfähle, Neigungen und Mindest-Mörtelüberdeckungen definiert.

Abnahmeprüfungen

Die ONR 24810:2013 sieht Abnahmeprüfungen der für die Fundierung von Steinschlagschutznetzen errichteten Mikropfähle vor (Abb. 8). Die Anzahl der Abnahmeprüfungen ist mit je 1 Prüfung je 25 auf Zug belasteter Mikropfähle definiert, mindestens sind 2 Abnahmetests je Verbauungsreihe durchzuführen.



Abbildung 8: Dreibein-Prüfeinrichtung für Abnahmeprüfungen (WLV Imst).

Konstruktionsregeln

Korrosionsschutz

Der Korrosionsschutz der Mikropfähle wird gem. ONR 24810:2013 mittels Abrostungszuschlägen auf den Querschnitt des Bewehrungselements erreicht. Die zu unterstellenden Abrostungsraten werden in Anlehnung an ÖNORM EN 14199:2005, Anhang D festgelegt.

Abstand Schutzbauwerk – Schutzobjekt

Der Mindestabstand wird durch die maximale Auslenkung des Schutzsystems im Rahmen des Maximum Energy Level Tests gem. ETA vergrößert um einen Sicherheitszuschlag von 20%, mindestens jedoch einen Meter definiert, um auch bei potentiellen Überlastfällen, bei denen der Schadblock vom Netz dennoch aufgehalten wird, einen ausreichenden Abstand zum Schutzobjekt zu gewährleisten (Abb. 9).



Abbildung 9: Das Lichtraumprofil einer Straße sollte von der Auslenkung des Netzes im Lastfall keinesfalls durchdrungen werden.

Reihenlängen ohne Zwischenabspannungen

Aufgrund des Umstandes, dass bei fast allen am Markt angebotenen Systemen die Brems Elemente zur Dämpfung der Kraftspitzen, die auf die Fundierungen wirken, an den jeweiligen Enden der Verbauungsreihen angeordnet sind, müssen die Maximallängen der Trag-, Boden und Mittelseile von einer Abspannung zur nächsten begrenzt werden. Die ONR 24810 empfiehlt als Maximalwert der Reihenlänge 60 m (Abb. 10).

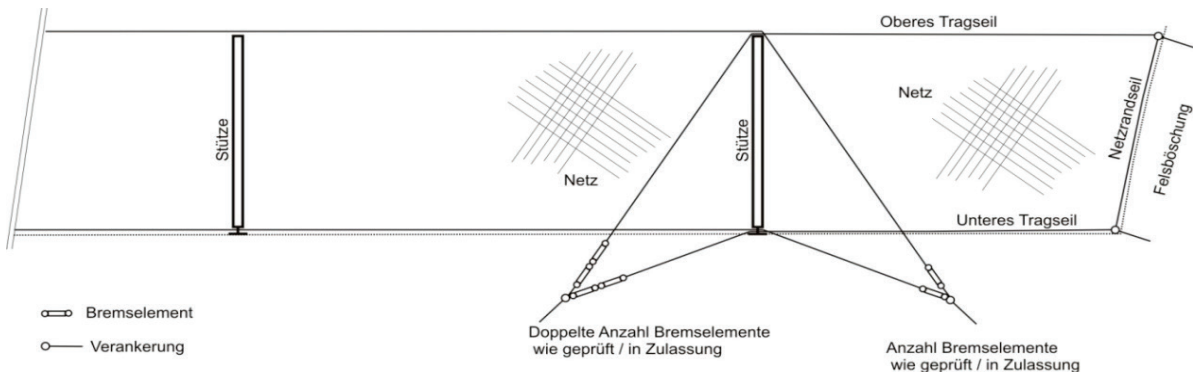


Abbildung 10: Zwischenabspannungen der Trag- und Bodenseile nach 6 Feldern.

Stützenabstand

Für den tatsächlich gewählten Stützenabstand wird eine maximale Abweichung zu den Zulassungsprüfungen zugrunde gelegten Stützenabständen von ± 2 m empfohlen.

Randfelder

Aufgrund der Tatsache, dass bei den Zulassungsversuchen gem. ETAG (Prüfung eines Dreifeldsystems mit Impakt im Mittelfeld) Randfelder nicht geprüft werden und damit die Energieaufnahmekapazität des Randfeldes in der Regel unbekannt ist, sind die Netzlängen so auszulegen, dass die Randfelder außerhalb des Gefährdungsbereiches liegen.

Instandhaltung und Überwachung

Allgemeines

Hinweise bezüglich Überwachung und Kontrolle befinden sich in der ONR 24810. Da der Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit der Dammkonstruktion, für das Bemessungsereignis Steinschlag, auf Basis der Beobachtungsmethode nach Eurocode 7 (ÖNORM EN 1997-1) erfolgt, ist eine Überwachung der Konstruktion unbedingt erforderlich. In Abhängigkeit der Schadensfolgeklasse (CC) hat die Inspektion von Dämmen nach einem in der ONR 24810:2017 festgelegten Inspektionsplan zu erfolgen. Zudem gilt für Steinschlagschutznetze ebenfalls ein streng geregeltes Überwachungsschema (vgl. Tab. 16), da die Tragfähigkeit von Netzen nach einem Ereignis stark reduziert sein kann und daher entsprechende Instandsetzungsmaßnahmen zu setzen sind.

Die Inspektionsintervalle variieren in Abhängigkeit von der Schadensfolgeklasse CC, das bedeutet, dass die Überwachung bei hochwertigen Schutzgütern engmaschiger sein muss.

Laufende Kontrolle, Überwachung und Prüfung

Gemäß ONR 24810 dient die Laufende Überwachung (LÜ) zur augenscheinlichen Feststellung der Beeinträchtigung der Funktionstüchtigkeit der Schutzbauwerke durch Ereignisse (Tab. 16).

Die Kontrolle (K) des Bauwerkes hat die Erhebung des Erhaltungszustandes des Schutzbauwerkes zum Inhalt. Es müssen der Erhaltungszustand und in weiterer Folge die Funktionstüchtigkeit des Bauwerkes durch Augenschein erhoben werden.

Die Prüfung (P) hat, ähnlich wie die Kontrolle, einen näheren Aufschluss über den Erhaltungszustand von Schutzbauwerken zu geben. Im Zuge der Prüfung wird der Erhaltungszustand erhoben, dokumentiert und bewertet. Eine Prüfung ist an allen Steinschlagschutzbauwerken, die bei einer Kontrolle nicht eindeutig beurteilt werden können, durchzuführen. Die Prüfung soll näherer Aufschluss über den Erhaltungszustand (z. B. bei bewehrter Erde die Prüfung des Zustandes der Geogitter).

Tabelle 16: Inspektionsintervalle für die verschiedenen Schutzbauwerke in Abhängigkeit von der Schadensfolgeklasse.

Maßnah- mentyp	Inspekti- onsart	Gewährleistung in Jahren			Inspektionsintervalle bis zum Ende der Nutzungsdauer in Jahren										
		1	2	3 ^a	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	...
Netze und Pri- märsi- cherun- gen	CC 2+3	E	LÜ	K	LÜ	LÜ	LÜ	LÜ	K	LÜ	LÜ	LÜ	LÜ	K	LÜ
	CC 1	E	LÜ	K	-	-	-	-	LÜ	-	-	-	-	K	LÜ
Dämme und Ga- lerien	CC 2+3	E	LÜ	K	LÜ	LÜ	LÜ	LÜ	LÜ	LÜ	LÜ	LÜ	LÜ	K	LÜ
	CC 1	E		K	-	-	-	-	-	-	-	-	-	K	-
	SK	ist nach Steinschlagereignissen und bei gravierenden Schäden gemäß LÜ-Protokollen durchzuführen													
	P	ist an Bauwerken durchzuführen, die bei einer Kontrolle oder Sonderkontrolle nicht eindeutig bewertbar sind													

^a Kontrolle vor Ablauf der Gewährleistung

Es bedeutet:

LÜ ...Laufende Überwachung von Bauwerken mit hohen Versagensauswirkungen (Schadenfolgeklasse CC 3)

K ...Kontrolle an Bauwerken mit hohen Versagensauswirkungen (Schadenfolgeklasse CC 3)

SK...Sonderkontrolle

P...Prüfung

E...Erstaufnahme von Bauwerken bzw. neu errichteten Bauwerken mit dem Erstaufnahmeblatt

Literatur

EBGEO - Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungseinlagen aus Geokunststoffen. Deutsche Gesellschaft für GeoTechnik e. V. (DGGT), Arbeitskreis 5.2.; Fassung vom Januar 2010.

Hofmann R. & Mölk M. (2012): Bemessungsvorschlag für Steinschlagschutzdämme. Geotechnik 35/1, Verlag Ernst & Sohn.

Hofmann R., Mölk M. & Vollmert L. (2017): Steinschlagschutzdämme Bemessungsvorschlag für verschiedene Bautypen. Geotechnik, 40/1, Verlag Ernst & Sohn.

Mölk M. & Hofmann R. (2011): The Austrian Standard ONR 24810: Design of rock-fall protection measures - partial factor of safety-approach and best practice for the design of rock-fall embankments. Proceedings interdisciplinary workshop on rock-fall protection – ROCEXS, Innsbruck 2011.

ÖNORM B 1997-1-1 (2013): Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1997-1 und nationale Ergänzungen.

ONR 24810: Technischer Steinschlagschutz – Begriffe, Einwirkungen, Bemessung und konstruktive Durchbildung, Überwachung und Instandhaltung. Entwurf, Ausgabedatum: 2017-02-15.

Das vom ehemaligen Tagbau Spitz ausgehende Risiko

Rainer Poisel (1), Bernhard Grasemann (2), Nikolaus Hödlmoser (1), Bernd Kolenprat (3), Michael Bertagnoli (4)

(1) Technische Universität Wien, Institut für Geotechnik, Karlsplatz 13, 1040 Wien. rainer.poisel@tuwien.ac.at

(2) Universität Wien, Department für Geodynamik und Sedimentologie, Althanstraße 14, 1090 Wien.

bernhard.grasemann@univie.ac.at

(3) Bundesministerium für Arbeit, Soziales, Gesundheit und Konsumentenschutz, Sektion Arbeitsrecht und Zentral-Arbeitsinspektorat, Stubenring 1, 1010 Wien. bernd.kolenprat@sozialministerium.at

(4) Niederösterreichische Landesregierung, Abteilung Allgemeiner Baudienst, Landhausplatz 1, 3109 St. Pölten.

michael.bertagnoli@noel.gv.at

Einleitung

Der ehemalige Tagbau Fehring befindet sich etwa 1,5 km südsüdwestlich der Gemeinde Spitz an der Donau am linken Donauufer. Der Tagbau hat eine wechselvolle Geschichte, in der oftmals die Besitzer wechselten und sich mehrere Felsstürze ereigneten (Abb. 1).



Abbildung 1: Aktueller Zustand des ehemaligen Tagbaus Spitz a.d. Donau.

- 1 Gleitfläche (Schieferung) des Felssturzes am 11.10.2002
- 2 Seitliche Begrenzungsfläche (NW – SE streichendes, steil stehendes Bruchsystem)

Die derzeitige Situation stellt eine Gefahr unbestimmter Intensität für die Wachau-Bahn, den Wachau-Radweg, die linksufrige Wachau-Straße (B3) und das linke Donauufer dar. Zur Verminderung des vom derzeitigen Zustand ausgehenden Risikos wurden in der Vergangenheit mehrere Vorschläge unterbreitet, deren Durchführung erhebliche Kosten verursachen würden (Alpinfra 2006, Wagner 2006).

Geologische Verhältnisse

Die vorherrschenden Gesteine im Tagbau sind massige grobkristalline Marmore der Bunten Serie (Drosendorf Einheit), in welche kalksilikatische Marmore und biotitreiche Amphibolite lagenweise eingeschaltet sind. Vereinzelt treten pegmatitisch-aplitische Gänge auf. Der metamorphe Lagenbau (die Schieferung) ist Produkt einer nach SE gerichteten duktilen Scherverformung unter hochmetamorphen Bedingungen. Die Schieferung fällt hierbei relativ einheitlich, mittelsteil Richtung SE ein (120/40). Das sprödetektonische Gefüge umfasst im Wesentlichen nur Bruchflächensysteme (keine Störungen): a) steil nach WSW einfallende Brüche; b) steil nach NW einfallende Brüche; c) vertikale, W-E streichende Brüche; d) vertikal NW-SE streichende Brüche. Verkarstungserscheinungen mit Sinterbildungen und Höhlensedimenten zeigen sich insbesondere im NW-SE streichenden Bruchflächensystem.

Eine detaillierte strukturgeologische Aufnahme, welche in unzugänglichen Bereichen mittels einer Shape Metrix3D-Analyse aufgrund einer Drohnenbefliegung (3GSM 2016) ergänzt wurde, ergab, dass hinsichtlich des Strukturinventars im Tagbau 3 Homogenbereiche unterschieden werden können (siehe Abbildungen 2 und 3). Gebiet 1 wird von der Faltung dominiert. In Gebiet 2, welches die Hauptgleitfläche beinhaltet, tritt in den biotitreichen Amphibolitlagen ein Scherbandgefüge auf. Dieses bewirkt, dass der metamorphe Lagenbau lokal steiler als in den übrigen Bereichen einfällt. Die biotitreichen Amphibolitlagen bildeten in allen beobachteten Fällen auch jene Gleitflächen, an welchen die massigen Marmore abgeglitten sind. Bemerkenswert sind auch die Bewegungslineare auf den Karstsedimenten des NW-SE streichenden und steil nach NE einfallenden Bruchflächensystems, welches die im NE der Hauptgleitfläche gelegene Begrenzungsfläche bildet. Diese Bewegungslineare dokumentieren somit eine Gleitung der Felssturzmasse auf der Schieferung und den NW-SE streichenden Bruchflächen. Im Gebiet 3 wurde weder ein Faltenbau noch ein Scherbandgefüge festgestellt.



Abbildung 2: Strukturgeologische Homogenbereiche im Bereich Tagbau Spitz (Luftbildaufnahme aus dem Jahr 2014; Quelle: atlas.noegv.at).

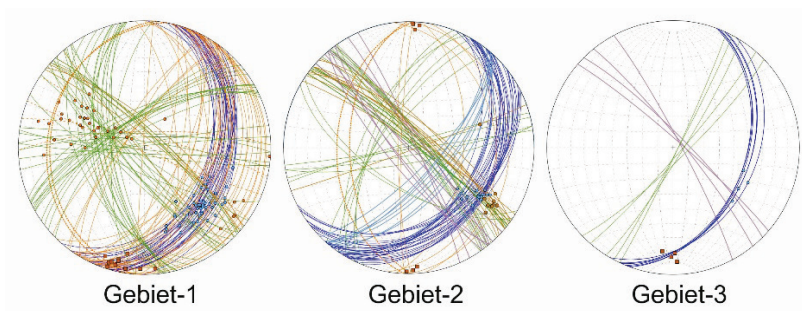


Abbildung 3: Gefügedaten aus dem Bereich Tagbau Spitz: einheitliches (blau) und verfaltetes (orange) Schichteinfallen, Scherbänder (hellblau), aplitische Gänge (violett), Bruchflächen undifferenziert (grün), Bruchflächen mit Karsterscheinungen (braun).

Felssturzereignisse seit 1961

Tabelle 1 listet die seit 1961 abgegangenen Felsstürze im ehemaligen Tagbau Spitz an der Donau auf.

Tabelle 1: Seit 1961 eingetretene Felsstürze im ehemaligen Tagbau Spitz an der Donau.

Datum	Volumen [m ³]	Ursache
12.03.1961	70.000	unsachgemäßer Abbau
1975	viele Blöcke (geschätzt 1.000 m ³)	Niederschläge
04.10.1984	10.000	unsachgemäßer Abbau
23.04.1996	100	?
11.10.2002	60.000 - 85.000	Niederschläge
16.04.2006	2.500 – 5.000	?
2012-2015	mehrmals einige m ³	?

Felssturz am 12.3.1961

Infolge der Abbautätigkeit bis zum Jahr 1961 gegen die Einfallrichtung der Schieferung (hangauswärts) des Silikatmarmors entstand eine 180 m lange, etwa 60 bis 70 m hohe, mit 50° bis 60° steile Böschung, die parallel zur Gleisanlage der ÖBB verlief und die die Schieferung stark unterschneidte (Schwenk 1992). Am 12.3.1961 lösten sich etwa 70.000 m³ entlang einer Schieferungsfläche mit einer Mächtigkeit von etwa 10 m und verschütteten die Tagbausohle bis fast zum Damm der Gleisanlage.

Felssturz am 4.10.1984

Zur Vermeidung des weiteren Unterschneidens der Schieferung wurde die Abbaurichtung geändert. Der Abbau erfolgte nun vom Graben südlich des Bruchgeländes aus nach Norden (Abbildung 4). Dabei wurde das südliche Widerlager des Gewölbes, das beim früheren Abbau nach Westen entstanden war, so stark aufgelockert und geschwächt, dass es am 4.10.1984 versagte und darüber lagernde Massen abstürzten (Eppensteiner & Poisel 1984). Abbildung 4 zeigt auch die über den 1984 abgestürzten Felsmassen lagernden Bereiche, die 2002 abglitten.



Abbildung 4: Felssturz am 4.10.1984 und beim Ereignis 2002 abgeglittene Felsmassen.

Felssturz am 11.10.2002

Am 11.10.2002 ereignete sich jener Felssturz, der das heutige Bild des ehemaligen Tagbaugeländes prägt (Abb. 1). Die Gleitbewegung erfolgte mit hoher Wahrscheinlichkeit auf derselben Schieferungsfläche, auf der bereits die Felsmassen des Ereignisses 1984 abgeglitten waren (Abb. 5). Die Bewegung erfolgte überwiegend in Form eines Gleitens mit relativ geringer Geschwindigkeit, weshalb der Hauptteil der Felsmasse nicht die Bahngleise erreichte.

Der Felssturz 2002 erfolgte nicht nur als Gleitung auf der Schieferung, sondern wurde aus der Fallrichtung der Schieferung durch die seitliche (nördliche) Begrenzungsfläche (NW-SE streichende, vertikale Bruchfläche) Richtung Süden abgelenkt. Darauf weisen auch junge Bewegungslinien in der seitlichen (nördöstlichen) Begrenzungsfläche hin.

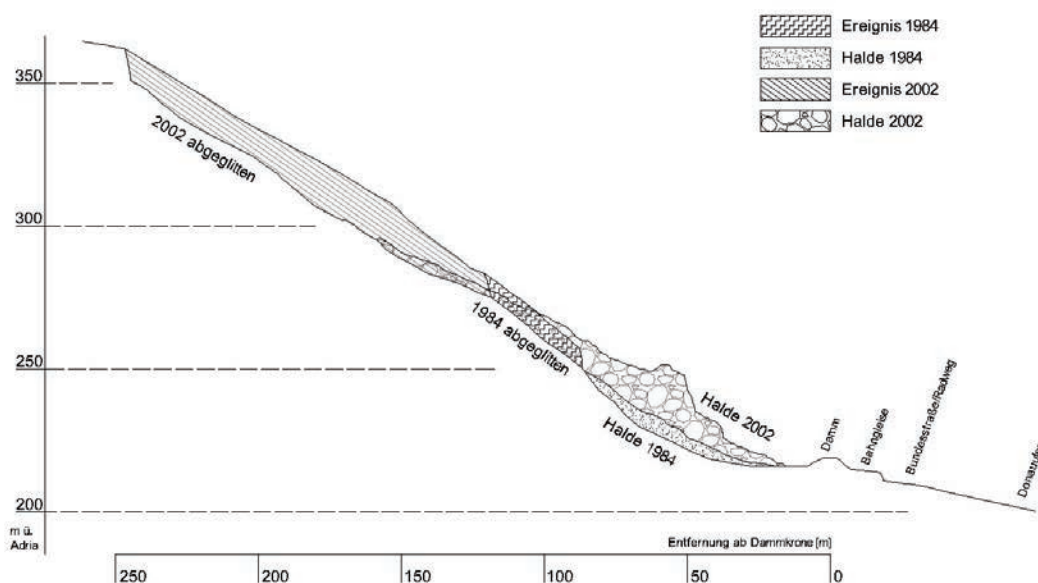


Abbildung 5: Felsablösungen und Sturzhalden der Ereignisse 1984 und 2002 (schematisch).

Dies führt zur Frage, warum nicht die gesamte, über der Gleitfläche liegende Masse (Abbildung 9) beim Ereignis 2002 abglitt, sondern nur ein Teil davon. Offenbar war der Widerstand gegen Abgleiten der nordöstlich der seitlichen Begrenzungsfläche auf der Schieferung liegenden Felsmassen höher als jener der beim Felssturz 2002 abgelösten Masse. Die geologischen Untersuchungen haben gezeigt, dass im nordöstlichen Bereich (Gebiet 1) die Schieferung stark verfaltet ist (Abb. 2 und 3). Der obere Schenkel der Falten fällt deutlich flacher ein als die Schieferung im südwestlichen Bereich, in der es zur Ablösung des Felssturzes 2002 kam.

Mittels auf der Hypothese des Grenzgleichgewichts beruhender Berechnungen wurde versucht, den Einfluss der Verfaltungen im Gebiet 1 auf die Standsicherheitsverhältnisse im Bereich nordöstlich der seitlichen Begrenzungswand des Felssturzes am 11.10.2002 abzuschätzen. Die Berechnungen erfolgten unter den Annahmen, dass Abgleiten des gesamten Bereiches nur möglich ist, wenn (siehe Abbildung 6) entweder

1. die Falten durchgesichert werden (Modell Block auf der schiefen Ebene mit der Festigkeit der Schieferungsflächen im Gebiet 2 und mit der Festigkeit des Silikatmarmors im Gebiet 1), oder wenn
2. der verfaltete Bereich (Gebiet 1) auf den flachen (mehr oder weniger horizontalen) Schenkeln der Falten nach außen gleitet (Modell Gleiten auf einer polygonalen Gleitfläche bzw. Kinematische Elemente Methode mit der Festigkeit der Schieferungsflächen in beiden Gebieten).

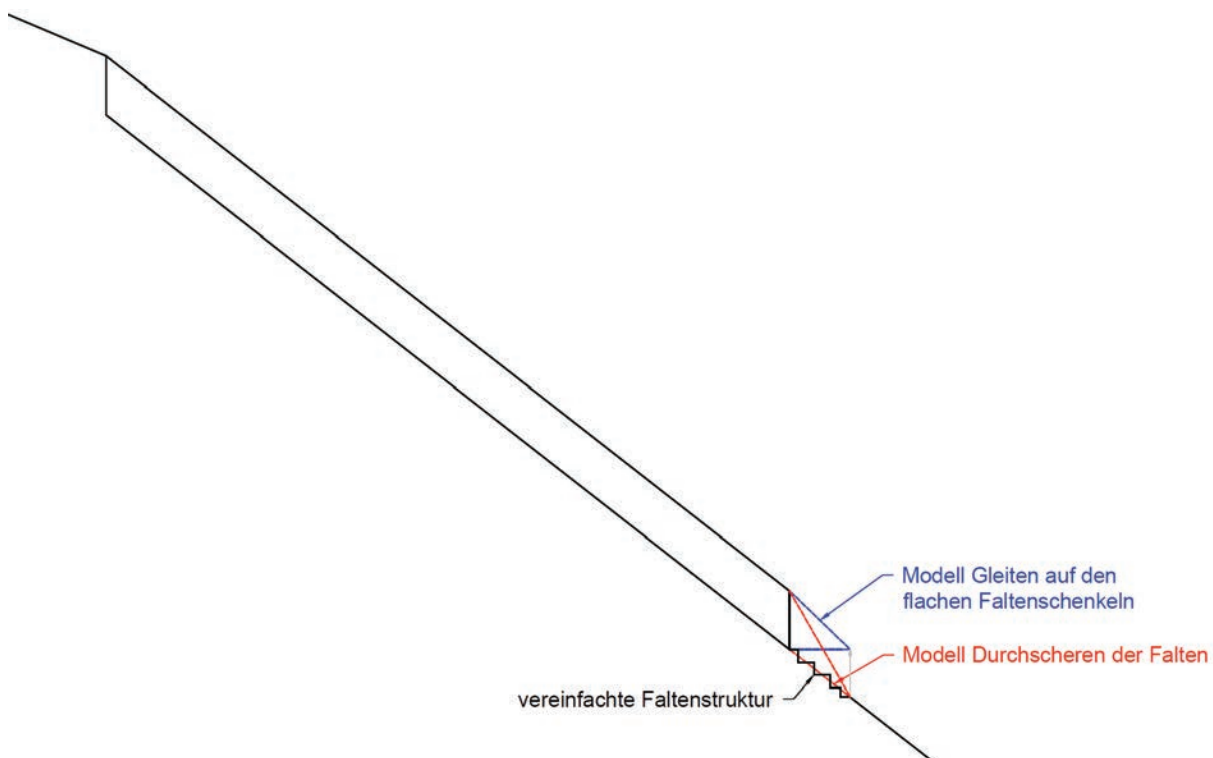


Abbildung 6: Vereinfachte Faltenstruktur und daraus abgeleitete Rechenmodelle.

Mit den aus dem Felssturz am 11.10.2002 rückgerechneten Werten der Kohäsion und des Reibungswinkels der Schieferungsflächen und den Annahmen der Festigkeitsparameter Kohäsion und Reibungswinkel des Silikatmarmors, die weit unter den tatsächlichen Werten liegen, wurden die Standsicherheitsfaktoren in Bereichen nordöstlich der seitlichen Begrenzungsfläche ermittelt. Die Untersuchungen haben ergeben, dass nordöstlich der seitlichen Begrenzungsfläche die Sicherheit gegen Abgleiten höher ist als 1 und dass die Sicherheit Richtung Nordosten auf 1,30 zunimmt.

Felssturz am 16.4.2006

Aus dem Vergleich der Laserscandaten aus 2005 und 2009 (Pfahler 2016) geht hervor, dass die Ablösung am 16.4.2006 oberhalb der seitlichen Begrenzungsfläche des Ereignisses 2002 unmittelbar unterhalb der Wand von der Halde aufgefangen wurde und dort liegenblieb. Das abgestürzte Volumen wurde mit 2.500 bis 5.000 m³ angegeben (Alpinfra 2006). Dieser Vorfall hat gezeigt, dass Felsstürze bis zu mehreren 1.000 m³ nicht den Fuß der grobblockigen Halde erreichen und nur große Ablösungen eine Gefahr darstellen.

Dennoch wurde als Folge dieser Ereignisse 2007 ein Damm zum Schutz der Bahn, des Radweges und der Straße gegen Steinschlag fertiggestellt, auf dem später ein Steinschlagschutzzaun errichtet wurde, sowie eine Ampelanlage installiert, die bei mittels Fissurometern sowie einer 2009 installierten, automatischen Vermessungsstation festgestellten, außergewöhnlichen Verschiebungen die genannten Verkehrswege sperrt (Bertagnoli & Schweigl 2016). Diese Sperre wird bei 10 mm (Fissurometer) bzw. 50 mm (Vermessungsstation) ausgelöst. Die Grenzwerte wurden seit 2007 (Fissurometer) und 2010 (Vermessungsstation) nicht erreicht.

Niederschlagsverhältnisse

Die nächstgelegene Niederschlagsmessstation ist jene in Mühldorf bei Spitz, bei der ab 1.10.1907 Niederschlagsdaten erhoben wurden (Amt der NÖ LR 2018). Zur Beurteilung des Einflusses von Niederschlägen auf die Standsicherheitsverhältnisse wurden 7-, 30-, 60- und 90-Tagessummen ermittelt.

Einfluss von Erdbeben

Gemäß Lenhardt (2016) ereignete sich kein Erdbeben, das mit den Felssturzereignissen im ehemaligen Tagbau Spitz an der Donau in räumlichem und zeitlichem Zusammenhang stehen könnte.

Wahrscheinlichkeit zukünftiger Felsstürze

Abbildung 7 zeigt die Jahresniederschlagssummen der Wetterstation Mühldorf bei Spitz und die Felssturzereignisse im Tagbau Spitz an der Donau im Zeitraum 1960 bis 2017.

Während das Ereignis im Jahr 1961 überwiegend abbaubedingt erfolgte, steht das Ereignis im Jahr 2002 mit hoher Wahrscheinlichkeit mit den starken Niederschlägen vor dem Absturz in Zusammenhang (Tab. 2). Es konnten jedenfalls keine anderen Ereignisse gefunden werden, die als Auslöser in Frage kämen. Die Jahre 2009 und 2010 waren ähnlich niederschlagsreich wie 2002, es traten aber keine Felsstürze auf.

Die Wiederkehrperioden (Jährlichkeiten) der 7-, 30-, 60- und 90-Tagessummen wurden mittels statistischer Methoden ermittelt (Blöschl & Viglione 2016). Es erscheint unwahrscheinlich, dass der 7-Tagesniederschlag 2 Monate vor dem Felssturz allein diesen ausgelöst hat, weil er nur einen Teil und nicht die gesamte Basisfläche des Ereignisses 2002 benetzt hätte. Darüber hinaus war die 90-Tagesniederschlagssumme vom 10.5. bis 7.8.2010 mit 507,6 mm größer als jene vom 6.6. bis 3.9.2002 mit 467,1 mm (Tab. 2). Nach den außergewöhnlichen Niederschlagsereignissen vom 10.5. bis 7.8.2010 traten aber keine Felsstürze auf. Die 90-Tagesniederschlagssumme erscheint daher als nicht maßgebend.

Eine Wiederkehrperiode eines einen Felssturz in der Größenordnung des Ereignisses 2002 auslösenden Niederschlagsereignisses zwischen 80 und 400 Jahren erscheint daher wahrscheinlich. Wie die Grenzgleichgewichtsbetrachtungen (s. Abschnitt „Felssturz am 11.10.2002“) gezeigt haben, nimmt die Sicherheit Richtung Nordosten auf Grund der Verfaltung bis auf 1,30 zu. Vergleiche mit empfohlenen Grenzwerten von Versagenswahrscheinlichkeiten (Gibson 2011) auf Basis von Schadensfolgeklassen legen nahe, bei einem mittleren Sicherheitsfaktor von 1,15 die Versagenswahrscheinlichkeit gegenüber einem Sicherheitsfaktor von 1,00 um den Faktor 10 geringer anzusetzen. Für die Bereiche nordöstlich

des Versagensereignisses 2002 kann daher von einer Eintrittswahrscheinlichkeit von 1/800 Jahre bis 1/4.000 Jahre ausgegangen werden. Für die Überlegungen in weiterer Folge wird die Eintrittswahrscheinlichkeit eines Abgangs von Felspartien nordöstlich des Versagensereignisses 2002 mit 1/1.000 Jahre festgesetzt.

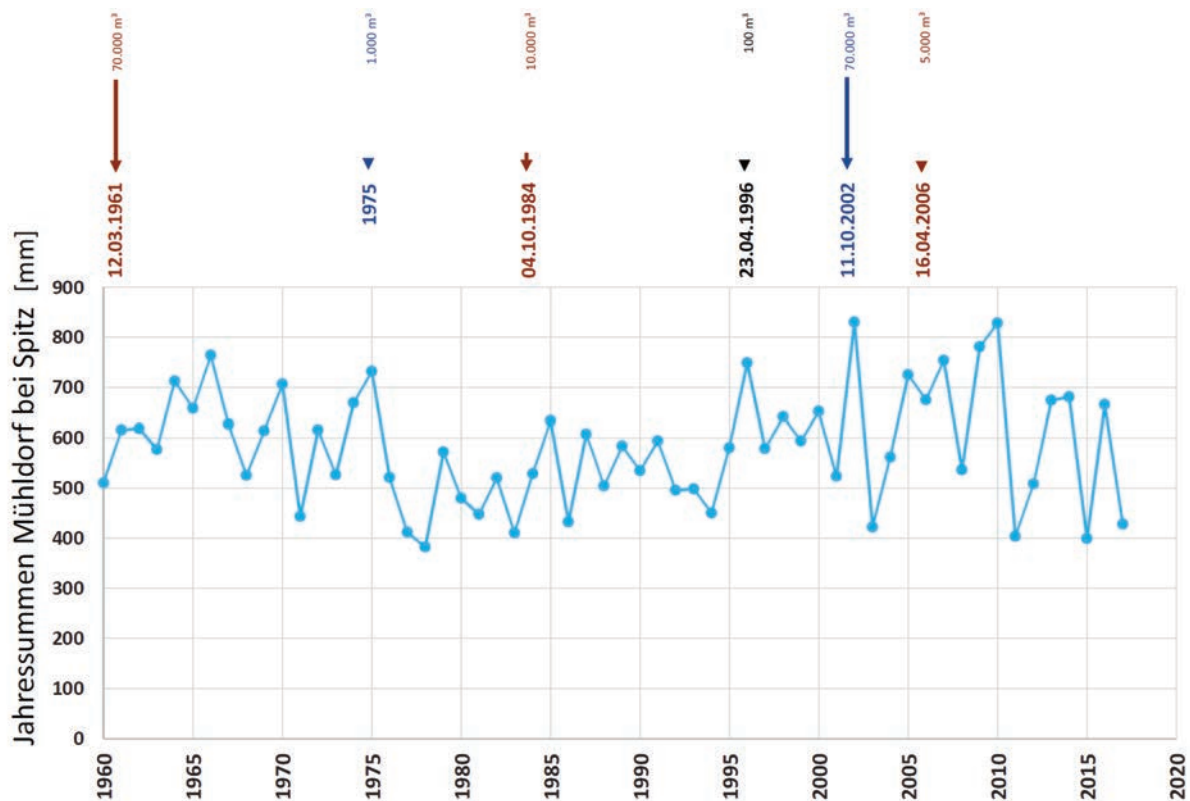


Abbildung 7: Jahresniederschlagssummen der Wetterstation Mühldorf bei Spitz und die Felssturzereignisse im Tagbau Spitz an der Donau im Zeitraum 1960 bis 2017 (Länge der Pfeile proportional zum Absturzvolumen).

Tabelle 2: Außergewöhnliche Niederschlagsereignisse.

Niederschlagsereignis				Wiederkehrperiode
Dauer [Tage]	Beginn	Ende	Summe [mm]	Jahre
7	6.8.2002	12.8.2002	256,8	> 1.000
30	14.7.2002	12.8.2002	338,9	400
60	3.7.2002	31.8.2002	398,0	80
90	6.6.2002	3.9.2002	467,1	35
90	10.5.2010	7.8.2010	507,6	75

Mögliche zukünftige Ablösungen

Der mögliche Schaden durch zukünftige Felsstürze wird maßgeblich von deren Volumina beeinflusst. Für deren Festlegung gibt es derzeit aber kaum Anhaltspunkte. Eine Abschätzung möglicher Szenarien kann nur auf Grund der Ortskenntnis und von Erfahrung erfolgen. Es wurden daher Experten, die in der Vergangenheit mit dem ehemaligen Tagbau befasst waren, zu einem Treffen eingeladen, in dem die in Abbildung 8 dargestellten Ablöseszenarien als die wahrscheinlichsten festgelegt wurden. Festlegungen, die auf Grund objektiver Daten nicht möglich sind, durch Experten-panels („Delphi-panels“) sind eine immer öfter gewählte Vorgangsweise (Fell 2016).

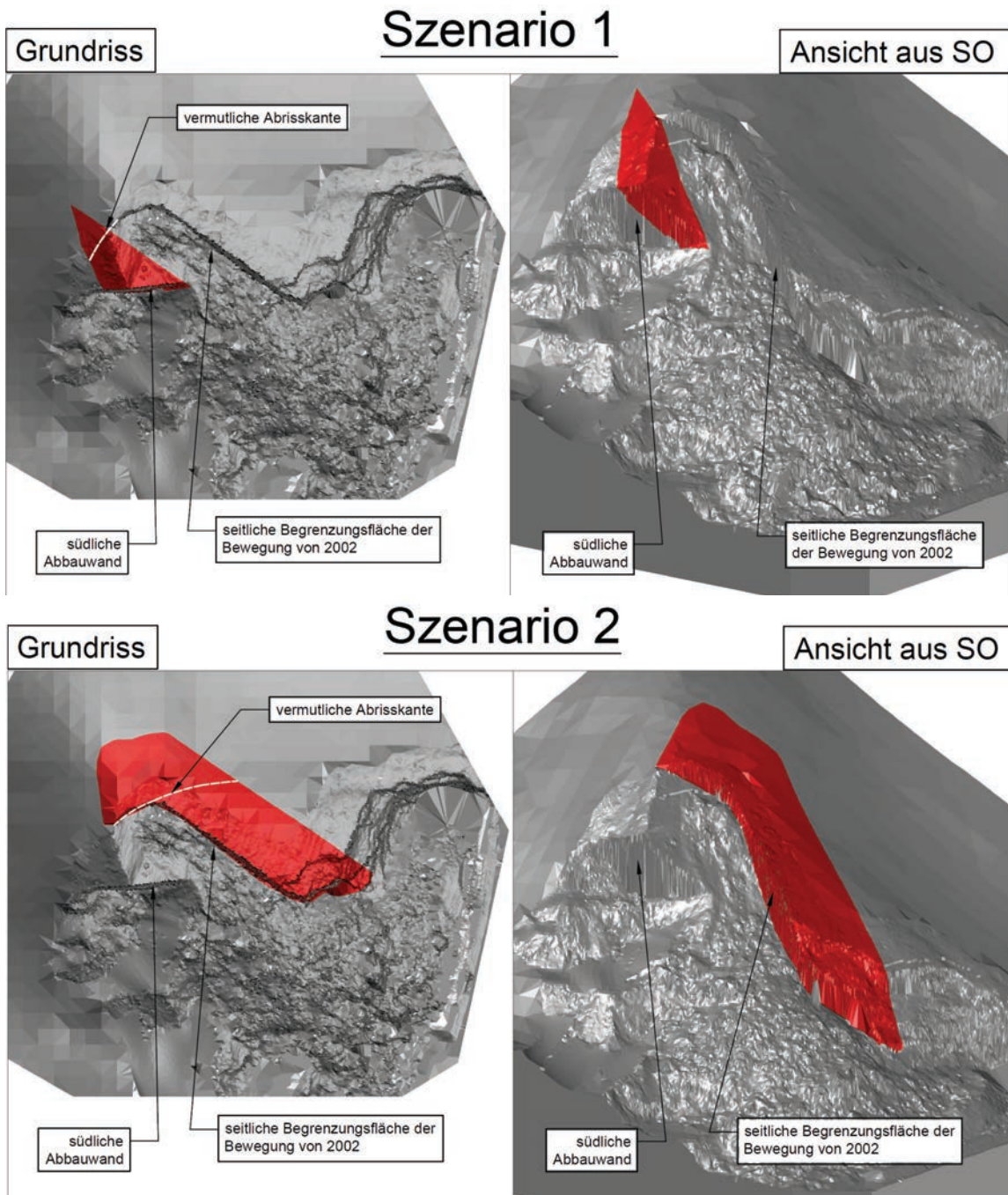


Abbildung 8: In einem Expertentreffen festgelegte, mögliche Ablöseszenarien (digitales Geländemodell: Wagner 2006).

Ablagerung möglicher Ablösungen

Der Abgang der beschriebenen, möglichen Ablösungen wurde wegen der blockigen Struktur der Felssturzmassen mittels 3DEC (Itasca 2016) untersucht. Berechnungen einfacher Modelle mittels 3DEC haben gezeigt, dass

- das Abgleiten von Kluftkörpern auf einer Trennfläche dynamisch ausreichend genau,
- der freie Fall einzelner Kluftkörper auf Grund der lokalen Dämpfung jedoch nicht zufriedenstellend

simuliert wird.

Da im gegenständlichen Fall die Bewegung der Felsmassen möglicher Ablösungen überwiegend in Form von Gleiten auf einer Gleitfläche erfolgte, wurde die Simulation mittels 3DEC als ausreichend genau betrachtet.

Berechnung des Ereignisses 2002

Um Modellparameter für die realistische Simulation zukünftiger Szenarien zu finden, wurde zuerst das Ereignis des Jahres 2002 nachgebildet. Während früherer Bearbeitungen und Dokumentationen des Ereignisses 2002 wurden digitale Geländemodelle erstellt, welche für diese Arbeit zur Verfügung standen (Wagner 2006). Diese erlaubten es, ein Geländemodell des Zustands vor dem Ereignis 2002 einschließlich des 2002 abgegangenen Gleitkörpers und der oben erwähnten zwei möglichen Ablöseszenarien zu erzeugen (Abb. 9). Auf Basis der Dokumentationen des Ereignisses 2002 und anderer Informationen (z.B. Luftbilder) ließen sich mehrere Ablagerungsmerkmale der Halde von 2002 definieren, welche eine Simulation mittels 3DEC zeigen musste. Neben vertikaler Erstreckung, Quererstreckung und Ablagerungsform der Halde war das wichtigste Merkmal die Reichweite des Ereignisses.

Mittels Berechnungen des Ereignisses 2002 wurden jene Parameter ermittelt, die den Abgang und die Ablagerung der Felsmassen 2002 bestmöglich simulierten. Nach Bestimmung der Ausgangswerte für die 3DEC Simulationen wurden mehrere Berechnungsversionen des Ereignisses 2002 durchgeführt. Dabei wurden Eigenschaften wie Reibungswinkel, Kluftsteifigkeit und Blockgröße so lange variiert, bis die definierten Ablagerungsmerkmale zufriedenstellend simuliert wurden (Abb. 10).

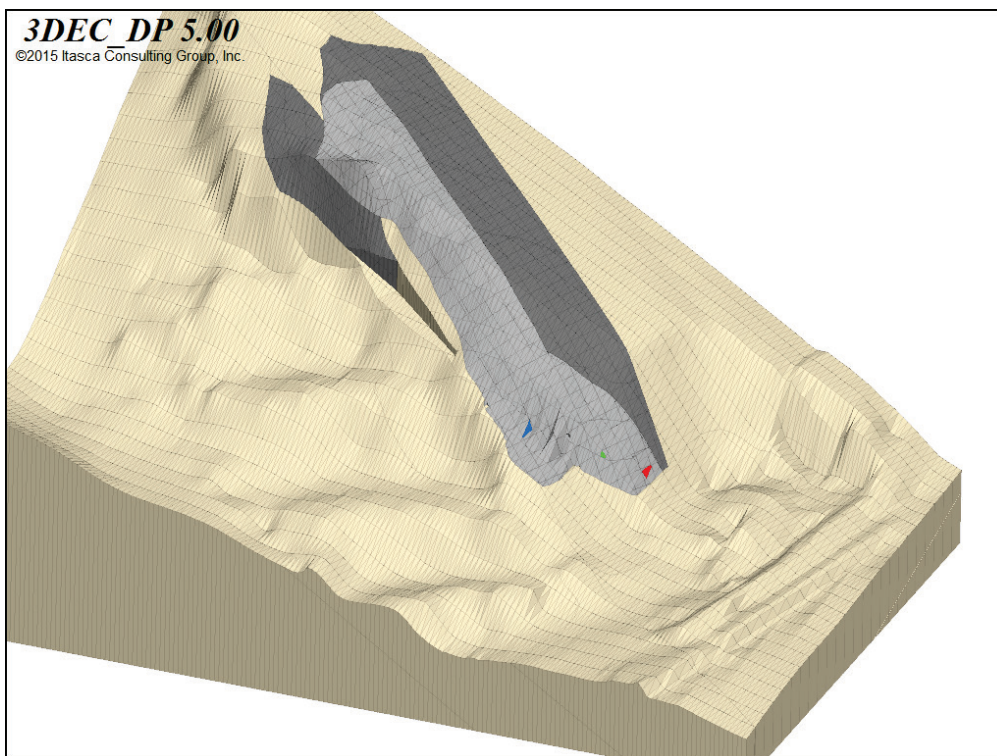


Abbildung 9: Ausgangszustand des 3DEC-Modells.
hellgrau: Felsmasse, die 2002 abglitt,
dunkelgrau: im Experten-panel festgelegte Szenarien 1 und 2

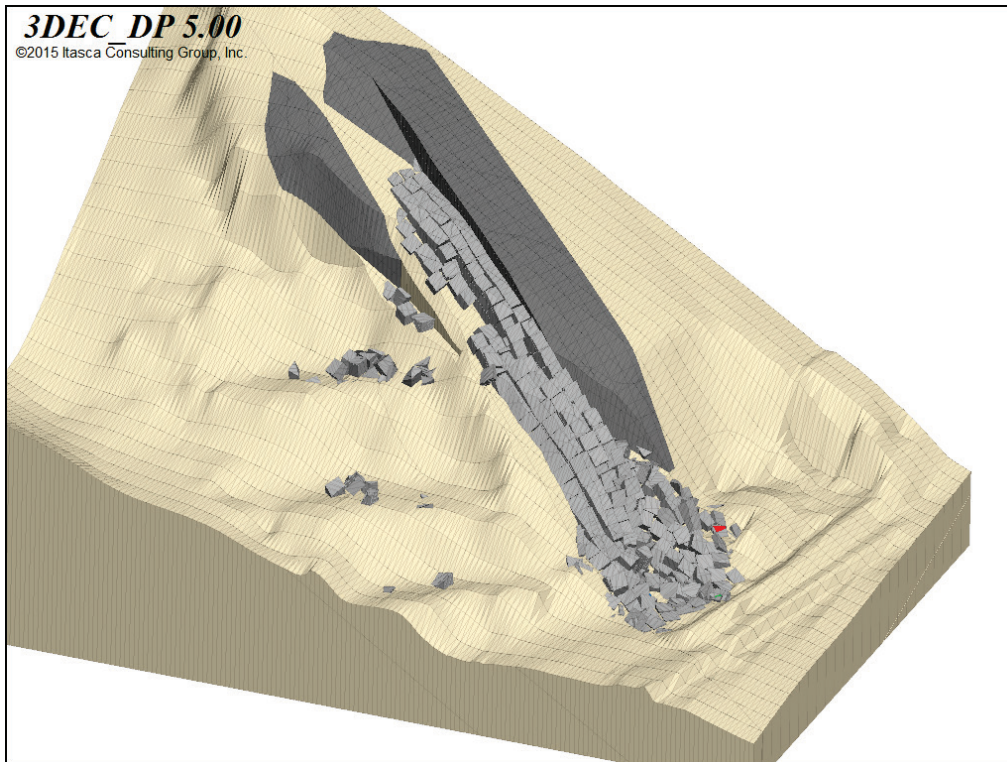


Abbildung 10: Endzustand der bestmöglichen Simulation des Ereignisses 2002.

Berechnung des Abgangs des Ablöseszenarios 1

Ausgehend von den auf die oben angeführte Art ermittelten Modellparametern und die so ermittelte Halde des Ereignisses 2002 wurden die Abgänge der im Experten-panel festgelegten Szenarien simuliert.

Die Simulation des Abgangs des Ablöseszenarios 1 hat gezeigt, dass die Blöcke dieses Szenarios auf den ehemaligen Abbauetagen liegen bleiben und nicht die Abbausohle erreichen (Abb. 11).

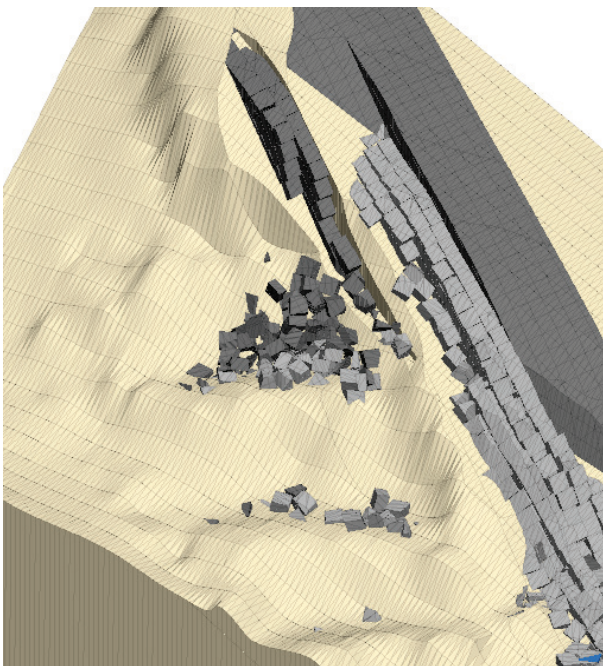


Abbildung 11: Endzustand der Simulation des Abgangs des Ablöseszenarios 1.

Berechnung des Abgangs des Ablöseszenarios 2

Die Berechnungen des Abgangs des Ablöseszenarios 2 ergaben, dass die Topographie des Steinbruchs in Kombination mit der Halde des Ereignisses 2002 dazu führt, dass große Teile des Ablöseszenarios 2 nicht bis zum entlang der Steinbruchbasis verlaufenden Damm vordringen (Abb. 12). Die freigesetzte Energie reichte jedoch aus, um vordere Bereiche der Halde von 2002 gegen den existierenden Stein-schlagschutzdamm zu schieben. Die sich daraus ergebende kinetische Energie könnte vom bestehenden Damm aber nicht aufgenommen werden. Dafür wäre eine massive, mit dem Untergrund fest verbundene Barriere erforderlich.

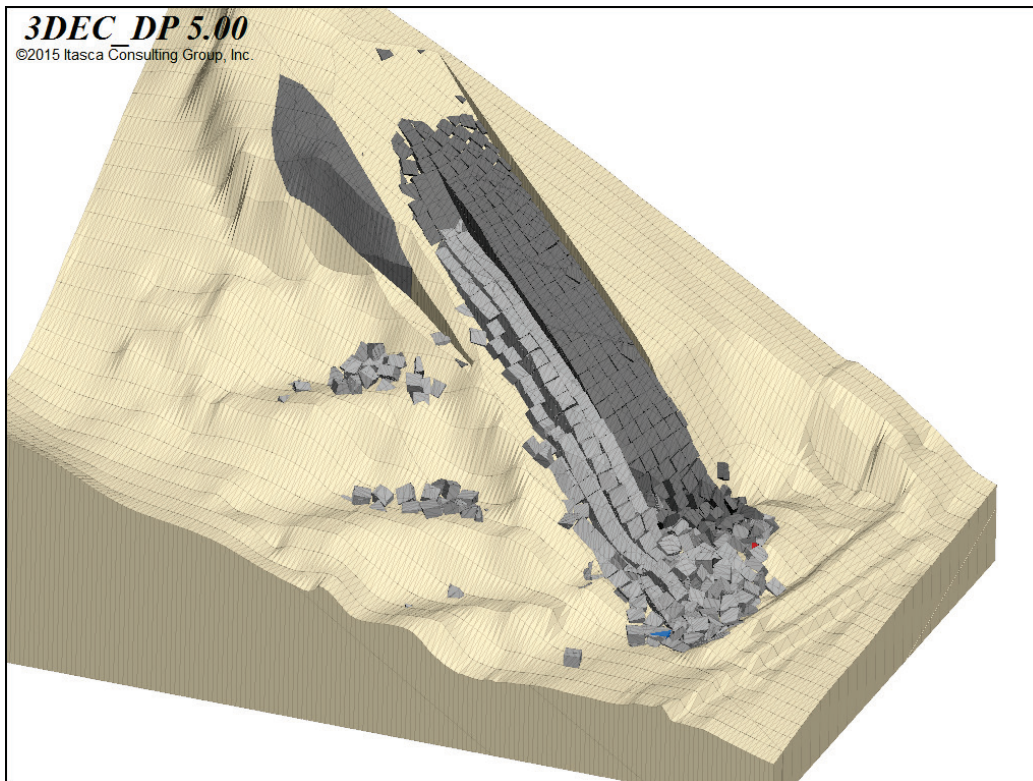


Abbildung 12: Endzustand der Simulation des Abgangs des Ablöseszenarios 2.

Ermittlung des Risikos

Schäden

Direkte Schäden im Fall einer großen Felsgleitung ohne Schutzbauwerk

Auf Grund des 2007 bis 2009 installierten Alarmsystems (s. Abschnitt „Felssturz am 16.4.2006“) kann davon ausgegangen werden, dass keine Menschenleben in Gefahr sind und Schäden als Geldmengen angegeben werden können.

Als direkte Schäden wurden daher im Fall einer großen Felsgleitung bei Nichterrichtung eines geeigneten Schutzbauwerks die Räumung der Sturzhalde und die Beseitigung der Schäden an den Verkehrswegen angenommen. Die Kosten wurden mit etwa 5 Mio € abgeschätzt (einschließlich des Erlöses aus dem Verkauf von Haldenmaterial).

Indirekte Schäden im Fall einer großen Felsgleitung ohne Schutzbauwerk

Die indirekten, durch Großhangbewegungen bewirkten Schäden resultieren aus

- sozialen (z.B. Todesfälle, Verwundungen, psychische Schäden),
- umweltrelevanten (z.B. Schäden am Bewuchs und am Bergwassersystem) und
- wirtschaftlichen (z.B. Schäden zufolge Aufstau von Flüssen, zufolge Blockierung von Verkehrswegen)

Konsequenzen (Amatruda et al. 2004). Im vorliegenden Fall von Spitz setzen sich die indirekten Schäden vor allem aus den durch die Sperre der Verkehrswege verursachten Kosten zusammen. Dazu gehören z.B. die Reduktion von Tourismuseinnahmen und die Kosten der Anrainer sowie der Wirtschaftsbetriebe zufolge von Umwegen und die Reduktion der Wirtschaftstätigkeit.

Die Reduktion der Tourismuseinnahmen wurde auf der Basis der Reduktion der Tourismuseinnahmen zufolge des Hochwassers von 31.5. bis 9.6.2013 abgeschätzt. Gemäß

https://www.statistik.at/web_de/statistiken/wirtschaft/tourismus/beherbergung/ankuenfte_naechtigungen/index.html

muss mit einem Entfall von 170.000 Nächtigungen pro Jahr gerechnet werden. Die Nächtigungskosten plus die Tagesausgaben können auf Basis von

<https://www.austriatourism.com/tourismusforschung/t-mona-urlauberbefragung/themenzielgruppen/ausgaben-2/>

mit € 135 pro Tag und Nächtigung angegeben werden. Dies führt zu einer Reduktion der Tourismuseinnahmen von etwa € 23 Mio pro Jahr.

Im Raum von Spitz a.d. Donau beträgt der durchschnittliche tägliche Verkehr (DTV) etwa 8.000 Fahrzeuge. Unter den Annahmen, dass

- ein Viertel der Fahrzeuge (2.000 Kfz)
- einen Umweg von 15 km fahren muss,

ergeben sich daraus Umwegekosten von € 4,6 Mio pro Jahr.

Nimmt man an, dass die Räumung der Sturzhalde und die Wiederherstellung der Verkehrswege 2 Jahre dauern, muss mit indirekten Schäden von etwa (€ 23 Mio + € 4,6 Mio) mal 2 Jahre = € 27,6 Mio mal 2 Jahre = € 55,2 Mio gerechnet werden. In dieser Summe ist der wirtschaftliche Schaden über den Tourismus hinaus nicht inkludiert.

Möglicher Gesamtschaden

Der mögliche Gesamtschaden bei Abgang des Ablöseszenarios 2 ergibt sich daher zu € 5 + 55,2 = € 60,2 Mio.

Die genannten Werte stellen nur grobe Abschätzungen dar. Genaue Untersuchungen der indirekten Schäden müssten daher in Zusammenarbeit von Verkehrs- und Wirtschaftsfachleuten, Tourismusexperten usw. erfolgen.

Eintrittswahrscheinlichkeit

Wie im Abschnitt „Wahrscheinlichkeit zukünftiger Felsstürze“ ausgeführt, beträgt die Wahrscheinlichkeit, dass Felspartien nordöstlich des Ereignisses 2002 in Folge außergewöhnlicher Niederschläge abgehen, etwa 1/1.000 Jahre.

Risiko

Ausgehend von der Definition des Risikos als Produkt von Schaden mal Eintrittswahrscheinlichkeit ergibt sich im vorliegenden Fall

- aus dem möglichen Gesamtschaden von € 60,2 Mio (s. Abschnitt „Schäden“) und
- aus der Wahrscheinlichkeit des Abgangs des Ablöseszenarios 2 von 1/1.000 Jahre (s. Abschnitt „Wahrscheinlichkeit zukünftiger Felsstürze“)

ein Risiko von

€ 60,2 Mio mal 1/1.000 Jahre = € 60.200 pro Jahr.

Werden die Kosten einer Barriere mit X und deren Funktionsdauer mit 100 Jahren angesetzt, ergeben sich daraus jährliche Kosten von X/100 Jahre (Kapitalisierung nicht berücksichtigt). Diese Kosten stehen einem Nutzen (Risikoreduktion) von € 60.200/ Jahr gegenüber.

→ € X/100 Jahre < € 60.200/ Jahr

Das bedeutet, dass die Kosten einer Barriere geringer als € 60.200/ Jahr mal 100 Jahre ≈ € 6 Mio sein müssten, damit die Errichtung einer Barriere wirtschaftlich wäre.

Diese auf groben Annahmen basierenden Überlegungen sollen zum Ausdruck bringen, dass genauere Ermittlungen betreffend

- die Art des Schutzbauwerks,
- die Kosten eines Schutzbauwerks,
- die Funktionsdauer eines Schutzbauwerks,
- die wirtschaftlichen Schäden bei Abgang einer großen Felsgleitung

sinnvoll wären und eine genauere Beurteilung der Wirtschaftlichkeit schadensmindernder Maßnahmen ermöglichen könnten.

Abschließende Bemerkungen

Die Untersuchungen des ehemaligen Tagbaus Spitz haben gezeigt, dass mittels einer Kosten-Nutzen-Rechnung die Wirtschaftlichkeit von schadensmindernden Maßnahmen beurteilt werden kann, wenn Menschenleben nicht in Gefahr sind. Im Fall einer Gefahr für Leib und Leben muss die Beurteilung auf Basis der Empfehlung der Österreichischen Gesellschaft für Geomechanik für das Schutzziel bei gravitativen Naturgefahren in Österreich (2014) erfolgen.

Sind Menschenleben nicht in Gefahr, ist die durch eine Maßnahme bewirkte Reduktion des Risikos (im Sinn von Risiko = Schaden mal Eintrittswahrscheinlichkeit) in einer Kosten-Nutzen-Rechnung als Nutzen anzusetzen. Voraussetzungen für die Ermittlung eines möglichen Schadens und der Eintrittswahrscheinlichkeit sind lückenlose Dokumentationen

- der topografischen Verhältnisse,
- der Abbauabläufe,
- von Ereignissen wie z.B. Felsstürzen,
- der ingenieurgeologischen Verhältnisse,
- der Niederschläge,
- der Bergwasserverhältnisse und
- von Erdbeben

über einen genügend langen Zeitraum.

Dank

Die Autoren danken der niederösterreichischen Umweltschutzbehörde für die Genehmigung der Veröffentlichung der Untersuchungsergebnisse.

Literatur

- 3GSM GmbH. (2016): Bericht ShapeMetrix3D. ehem. Steinbruch Spitz/Donau 3D Luftbilddokumentation für eine geologische Bewertung.
- Alpinfra (2006): Felssturz Spitz a.d. Donau - Technischer Bericht an die ÖBB zur Variantenuntersuchung.
- Amatruda G., Bonnard C., Castelli M., Forlati F., Giacomelli L., Morelli M., Paro L., Piana F., Pirulli M., Polino R., Prat P., Ramasco M., Scavia C., Bellardone G., Campus S., Durville J., Poisel R., Preh A., Roth W. & Tentschert E. (2004): A key approach: The IMIRILAND project method. in: Bonnard C., Forlati F. & Scavia C. (eds.): Identification and mitigation of large landslide risks in Europe: IMIRILAND Project, Balkema, ISBN: 9058095983, 13–43.
- Amt der NÖ Landesregierung, Abteilung Hydrologie und Geoinformation, Wasserstandsnachrichtendienst (2018): Niederschlagsdaten der Station Mühldorf bei Spitz.
- Bertagnoli M. & Schweigl J. (2016): Geschichte, Sicherungsmaßnahmen und Alarmsystem im Steinbruch Spitz an der Donau. NÖ Geotage 2016, Berichte Geol. B.-A., 117, 52–60.
- Blöschl G. & Viglione A. (2016): Ermittlung der Wiederkehrzeiten der 7-, 30-, 60- und 90- Tagessummen der Station Mühldorf bei Spitz. Unveröffentlichter Bericht.
- Eppensteiner W. & Poisel R. (1984): Stellungnahme betr. die Festlegung weiterer Abbauschritte im Steinbruch Spitz a.d. Donau. Unveröffentlichter Bericht.
- Fell R. (2016): Human induced landslides. In: Proc. 12th Int. Symp. Landslides. Neapel 2016. Vol. I, 171–199.
- Gibson W. (2011): Probabilistic methods for slope analysis and design. Australian Geomechanics Journal, 46/3,29.
- Itasca (2016): 3DEC: 3-dimensional Distinct Element Code.
- Lenhardt W. (2016): Email vom 4.4.2016.
- Österreichische Gesellschaft für Geomechanik (2014): Empfehlung für das Schutzziel bei gravitativen Naturgefahren in Österreich.
- Pfahler G. (2016): Brief vom 24.3.2016.
- Schwenk H. (1992): Massenbewegungen in Niederösterreich 1953 – 1990. Jb. Geol. B.-A. 135/2, 597–660.
- Wagner H. (2006): Sanierungskonzept für den Steinbruch Fehring in Spitz a.d. Donau. Unveröffentlichtes Gutachten.

Felssanierung der Biratalwand bei Dürnstein/Wachau

Martin Müllegger

iC consulenten ZT GmbH, Zollhausweg 1, 5101 Bergheim. m.muellegger@ic-group.org

Felsstürze in der Wachau ? – Die Biratalwand

Die rund 100 m hohe Biratalwand, auch „Wächterwand“ oder „Vogelbergwand“ genannt, befindet sich unmittelbar am nördlichen Ortsrand der Gemeinde Dürnstein in der Wachau. Sie wird aus Gföhler Gneisen des Moldanubikums der Böhmisches Masse aufgebaut (Matura 1983, 1989). Obwohl es sich dabei um ein sehr hartes, verwitterungsbeständiges und Wasser unempfindliches Gestein handelt und die Wachau außerhalb jener alpinen Regionen Österreichs liegt, die für glazial übersteilte Trogtäler und instabile Felsflanken bekannt sind (Abele 1974, Gattinger 1980), treten in dieser Region immer wieder Probleme mit Stein-/ Blockschlag und felsmechanischen Instabilitäten auf, die lokale Infrastrukturbetreiber und Behörden vor enorme Herausforderungen stellen.

In der Biratalwand kam es am 7. Juli 2009 kurz nach 21:00 Uhr im Zuge starker Regenfälle zu einem Felssturz, bei dem die Gleisanlage der Donauuferbahn (im Jahr 2009 betrieben von den ÖBB, heute NÖVOG) auf einer Länge von ca. 30 m von bis zu mehrere Zehnerkubikmeter großen Blöcken verschüttet wurde. Die Gleisanlage wurde in diesem Abschnitt völlig zerstört. Das Gesamtvolumen des Felssturzes wurde mit mindestens 11.000 m³ ermittelt, der größte Einzelblock wies ein Volumen von rd. 1.000 m³ auf. Einzelne, kleinere Steine stürzten bis auf die zwischen Eisenbahnlinie und Donau gelegene Landesstraße B3 und den unterhalb der Bahnlinie verlaufenden Radweg (Abb. 1).



Abbildung 1: Übersicht Felssturz Dürnstein/ Wachau, Niederösterreich, Blickrichtung Süden (Foto: ÖBB/iC).

Auch wenn nur Sachschaden zu beklagen war, erfolgte aus Sicherheitsgründen eine sofortige Total Sperre der Landesstraße B3 und des Radweges. Der mediale Aufruhr war entsprechend groß, ebenso der Druck die Straßensperre möglichst rasch wieder aufzuheben. Nach Abklärung der Situation durch die Landesgeologie NÖ konnte die B3 für den Verkehr rasch wieder frei gegeben werden. Für die Wiederinbetriebnahme der Bahnstrecke war die Ausarbeitung eines Sanierungskonzeptes erforderlich. Der Auftrag an den Gutachter/ Planer war seitens der ÖBB so knapp wie eindeutig formuliert: Die möglichst rasche und sichere Wiederaufnahme des Bahnbetriebes auf der Strecke.

Ein Blick zurück – Ursachenfindung

Als Basis für die Ausarbeitung eines Sanierungskonzeptes wurde von der iC consulenten ZT GmbH eine felsmechanische Standsicherheitsanalyse erstellt im Zuge derer auch die jüngere Geschichte der Biratalwand untersucht wurde. Neben einer von Natur aus gegebenen und der tektonischen Geschichte der Biratalwand geschuldeten, im Sinne der Standsicherheit ungünstigen Geometrie der Trennflächen mit mittelsteil aus der Wand fallenden Schieferungsflächen und mindestens zwei steil stehenden Trennflächenscharen (Matura 2003, 2006, Brandmayr et al. 1995), besteht eine Hauptursache der Standsicherheitsprobleme in der Tatsache, dass die Felswand durch den Menschen maßgeblich verändert wurde:

In der Biratalwand wurde bis 1903 ein Steinbruch betrieben, der nach dessen Schließung eine bis zu 130 m hohe und bis zu sieben Meter überhängende Felswand hinterließ (Esop 1909, Stary 1972). Der Abbau wurde so betrieben, dass der Fuß der Felswand durch Sprengungen so lange bewusst unterschritten wurde, bis ein Gleiten der darüber liegenden Gesteinsschichten entlang der aus der Felswand fallenden Schieferungsflächen provoziert wurde. Diese Abbaumethode wird heute aus Sicherheitsgründen nicht mehr angewendet, war aber im 19. Jahrhundert noch gängige Praxis (Kieslinger 1964). Wie im ehemaligen Steinbruch Spitz wurde die gegebene Gefügesituation, die den Prozess eines planaren Gleiten aus der Felswand kinematisch erlaubt (Hoek & Bray 1977, Poisel & Preh 2004) neben der verkehrstechnisch günstigen Lage des Steinbruchs unmittelbar am Donauufer damals sogar als besonders günstig beurteilt (Matura 1989).

Schon kurz nach Auflassung des Steinbruchs berichten Lokalzeitungen von Sturzereignissen, die die Bezirksstraße verschütteten (Kremser Zeitung, 08.05.1909). Im Zuge des Baus der Lokalbahn Krems-Grein durch die Bauunternehmung Dr. Rudolf Mayreder im Jahr 1909, deren Trasse unmittelbar am Fuß der Felswand geplant war, wurde eine „gründliche Abräumung“ der absturzgefährdeten Teile der Felswand beschlossen. Alternativ dazu war bereits damals die Errichtung einer Galerie für die Eisenbahn in Betracht gezogen worden, die allerdings die Gefährdung der Bezirksstraße erhöht hätte, weshalb einer „Sanierung“ durch eine Kammerminensprengung - eine heute nicht mehr gebräuchliche Methode (Holluba 1993) – der Vorzug gegeben wurde (Mayreder 1909).

Am 4. Mai 1909 wurde mit der Zündung von ca. 3700 kg Dynamit durch das k.u.k. Pionierbataillon Nr. 5 in Krems eine Felsmasse von rd. 80.000 m³ abgesprengt (Abb. 2, Esop 1909). Die Sprengung wurde durch Erzherzog Franz Ferdinand persönlich gezündet (Stary, 1909). Durch die Sprengung wurden zwar die Überhänge im oberen Teil der Felswand entfernt (Vergleich Abbildung 2 a und b), der Gebirgsverband wurde allerdings durch die Sprengung zusätzlich stark aufgelockert, bestehende Trennflächen wurden aufgeweitet und neue Risse erzeugt. Ein Felsturm der später als „Wächter“ bezeichnet wurde, blieb beispielsweise stehen (Abb. 2 b, Mayreder 1909).

In der Folge kam es bereits im September 1909 während der Aufräumarbeiten zu einem weiteren Felssturz bei dem zwei Tote und sechs Schwerverletzte zu beklagen waren (Kremser Zeitung, 18.09.1909). Auch im folgenden Jahrhundert kam es immer wieder zu Sturzereignissen, die die Morphologie der Felswand veränderten. So existierte der „Wächter“ genannte Felsturm (Abb. 2 b) vor dem Felssturz im Juli 2009 bereits nicht mehr (Abb. 2, Vergleich b und c).



Abbildung 2: Zustand der Felswand vor (a) und nach (b) der Sprengung vom 4. Mai 1909, bzw. vor dem Felssturz 2009 (c) (Fotos Mayreder/ ÖBB), Blickrichtung von der Donau Richtung Osten.

Sanierung – Ein schweres Erbe

Die Kartierung der Felswand und die felsmechanische Standsicherheitsanalyse zeigte, dass das Erbe der Biratalwand ein schwieriges sein würde und dass langfristig mit einem hohen Gefährdungspotenzial aufgrund instabiler Teile der Felswand zu rechnen und deshalb Sanierungs- und Schutzmaßnahmen unverzichtbar sein würden. Unter der Prämisse, dass der Bahnbetrieb möglichst rasch wiederaufgenommen werden sollte, wurde ein schrittweises Vorgehen in mehreren Phasen geplant und umgesetzt (Tab. 1).

Tabelle 1: Phasen des Sicherungs- und Sanierungskonzepts für die Biratalwand

Phase	Ziel	Maßnahmen
Phase 1	Herstellung der Arbeitssicherheit für weitere Sicherungsmaßnahmen	1.Entfernung kleinerer absturzgefährdeter Kluftkörper durch Kleinsprengungen und Übersteigen der Felswand
		2. Einrichtung eines geotechnischen Messsystems zur Überwachung der Felswand
Testphase geotechnische Messungen – Festlegung Grenzwerte		
Phase 2	Sicherung der Bahnstrecke zur Wiederaufnahme des Bahnbetriebes	1.Errichtung eines Steinschlagschutzdamms bergseitig der Bahnlinie, Schaffung eines Sturzraums, Verbesserung der Sturzbahngeometrie, Erneuerung bzw. Errichtung von Steinschlagschutznetzen
		2.Geotechnische Überwachung der Felswand, insbesondere großer Kluftkörper, die kurzfristig nicht entfernt werden konnten
		3.Zusätzliche Installation von 3-D Messpunkten
Auswertung Ergebnisse geotechnischer Messungen – Entscheidung langfristige Sanierung		
Phase 3	Langfristige Sanierung der Felswand	1.Kontrollierter Abtrag der potenziell absturzgefährdeten Felsmassen, die trotz ausgeführter Schutzmaßnahmen eine Gefährdung für die Bahnanlage und die B3 darstellen

Das mehrphasige Sicherungs- und Sanierungskonzept sah eine Kombination aus aktiven Schutzmaßnahmen in der Felswand und passiven Schutzmaßnahmen unterhalb der Felswand vor. Nach der Ausführung von Sofortmaßnahmen zur Entfernung unmittelbar Absturz gefährdeter Felsteile wurde zwischen Wandfuß und Bahnlinie ein Schutzdamm errichtet um einen Ablagerungs- und Sturzraum als Retentionsraum für weitere mögliche Sturzereignisse bzw. gezielte Abtragungen zu schaffen. In der Felswand wurde ein Monitoringsystem bestehend aus Fissurometern, 3-D Verschiebungsmesspunkten und Geophonen zur Überwachung der Felswand eingerichtet. Im Schutz des teilweise fertig gestellten Damms konnte nach rund 3 Monaten Bauzeit der Schienenverkehr auf der Strecke wiederaufgenommen werden (Abb. 3).



Abbildung 3: Wiederinbetriebnahme der Bahnstrecke Ende 2009.

Die Ergebnisse des Monitorings zeigten nach einer Beobachtungsdauer von etwa einem Jahr sehr deutlich, dass immer wieder, speziell im Zusammenhang mit Starkregenereignissen, Verschiebungen in der Felswand auftraten, die zur langfristigen Sanierung einen weiteren, kontrollierten Abtrag von instabilen Teilen der Felswand bis auf eine stabile Endgeometrie erforderte (Abb. 4).

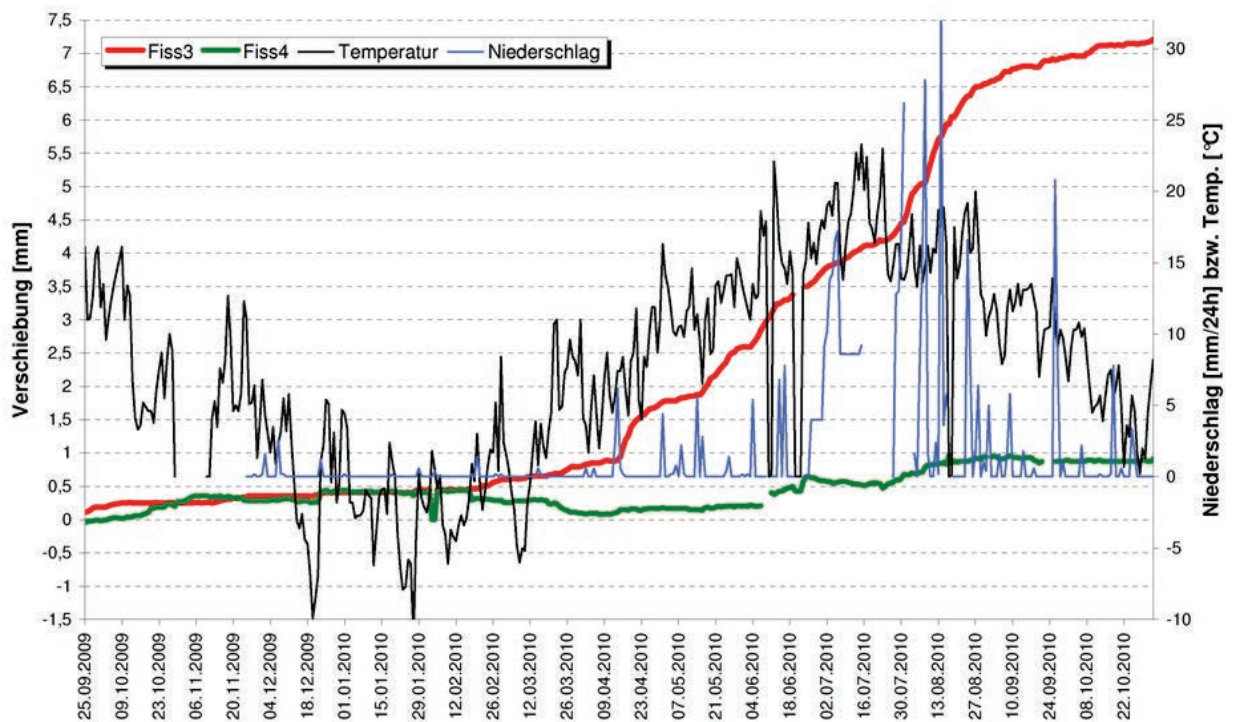


Abbildung 4: Verschiebungen der Fissurometer nach einem Jahr Beobachtungsdauer.

Im Schutz des Damms wurde der Sanierungsabtrag ab Herbst mit der Sprengung eines Felskeiles im mittleren Teil der Felswand begonnen. Der weitere Abtrag erfolgte mittels Kleinsprengungen in Etagen schrittweise von oben nach unten. Nachdem etwa die Hälfte des geplanten Abtrags fertiggestellt worden war, zwang ein unplanmäßiger Absturz von Felsteilen zu einer Änderung des Abtragskonzepts und damit zum einem fast 6-monatigen Baustopp. Zwar erfüllte der Steinschlagschutzdamm seine Funktion, sodass ein Sturzblock von etwa 1.000 m³ zurückgehalten konnte, aber durch den Absturz eines Baggers, der nicht rechtzeitig aus dem Gefahrenbereich gebracht werden konnte, entstand erheblicher Sachschaden. Ein weiterer Abtrag von oben her erschien zu gefährlich, der Arbeitsbereich am Felsgrat, als auch der Retentionsraum unter der Felswand wurde behördlich gesperrt. Erst nach einer Adaption und Erweiterung der bestehenden Sicherheitsmaßnahmen und einer Umplanung konnte der Restabtrag in Form von zwei größeren Einzelsprengungen fortgeführt werden. Das bestehende Monitoringsystem wurde auf ein permanentes Monitoring mittels zweier Laser-Totalstationen erweitert, es wurden zusätzliche, mechanische Extensometer installiert und die Restarbeiten fortan unter der Anwendung eines Arbeitsfreigabesystems und unter der Aufsicht einer fachkundigen Leitung nach Tagbauarbeitenverordnung weitergeführt. Die Bohrarbeiten erfolgten an der Rückseite des Felsgrates von sicherer Stelle aus mittels redundanter Seilsicherung. Nach erfolgter Sprengung des Restabtrags mussten noch größere, lockere Blöcke im Bereich des Felsgrates beräumt werden, wobei hier Druckluftkissen der FF Dörnstein (Type V24 der Fa. Vetter; max. Hubkraft 24 Tonnen, max. Arbeitsdruck 8 bar, betrieben mit Druckluft aus Atemluftflaschen) zum Abkeilen der Felsblöcke eingesetzt wurden. Nach Beendigung der Abtragsarbeiten am Felsgrat musste der Retentionsraum hinter dem Schutzdamm wieder frei geräumt werden. Auch dazu waren innovative Lösungen erforderlich, da sowohl das Zerkleinern der Sturzblöcke durch Sprengung, als auch das Ausräumen des im Retentionsraum hinter dem Damm abgelagerten Sturzmateri als von der Dammkrone aus erfolgen musste. Ein Betreten des Sturz- bzw. Gefahrenraums zwischen Damm und Felswand war weiterhin behördlich untersagt. Die Bohr- und Besatarbeiten erfolgen mittels einer auf einem Kranausleger montierten Lafette mit einer Spezialvorrichtung zum Besetzen der Bohrlöcher, die Verdämmung erfolgte mit Wasser. Zur Ausräumung des zerkleinerten Hauwerks kam ein Langstielbagger zum Einsatz. Insgesamt wurden rund 8.000 m³ Material hinter dem Schutzdamm ausgeräumt, wobei mit dem Abraummaterial der Damm im südlichen Abschnitt nochmals erhöht wurde (Abb. 5).



Abbildung 5: Retentionsraum hinter dem Schutzdamm nach erfolgter Ausräumung, Blickrichtung Norden.

Die Arbeiten wurden schließlich im Herbst 2012 endgültig erfolgreich abgeschlossen und die Biratalwand damit langfristig und nachhaltig saniert. Die Gesamtkosten für das erfolgreiche Sanierungsprojekt, inkl. Planungs-, Baukosten sowie Vermessung, Monitoring etc. beliefen sich auf rund 2 Mio. Euro.

Interessant ist diesbezüglich der Vergleich zum Projekt 1909: Die Kosten der Bauunternehmung Mayreder werden mit gesamt 228.371 Kronen beziffert, wobei zur Felsberäumung rund 290 Arbeiter eingesetzt waren (Stary 1972). Ein damaliger Monatslohn lag etwa zwischen 50 und 100 Kronen (Stary 1972, Jobst & Stix 2016). Die Gesamtkosten entsprechen somit bei einem angenommenen mittleren Monatslohn von 75 Kronen einem Arbeitsaufwand von etwa 3.000 Mannmonaten.

Literatur

- Abele G. (1974): Bergstürze in den Alpen. Ihre Verbreitung, Morphologie und Folgeerscheinungen. Wissenschaftliche Alpenvereinshefte, 25, 1–230.
- Brandmayr M., Dallmeyer R.D., Handler R. & Wallbrecher E. (1995): Conjugate shear zones in the Southern Bohemian Massif (Austria): Implementations for Variscan tectonothermal activity. *Tectonophysics*, 248, 97–116. [https://doi.org/10.1016/0040-1951\(95\)00003-6](https://doi.org/10.1016/0040-1951(95)00003-6).
- Esop K. (1909): Felssprengung mit Kammerminen bei Dürnstein am 5. Mai, unveröff. Bericht der Munitionsfabrik in Wöllersdorf, 423–428.
- Gottinger T.E. (1980): Grundwasser und Massenbewegungen. In: Oberhauser R (Hrsg.) *Der geologische Aufbau Österreichs*. Springer, Wien, 580–594.
- Hoek E. & Bray J. (1977): *Rock Slope Engineering*, 2nd Ed., 402 p, The Institution of Mining and Metallurgy, London.
- Holluba H. (1993): *Sprengtechnik, Handbuch für den Sprengbefugten*, 4. Auflage, 224 S, Österreichischer Gewerbeverlag, Wien.
- Jobst C. & Stix H. (2016): Gulden, Kronen, Schilling und Euro: ein Überblick über 200 Jahre Bargeld in Österreich Monetary Policy & The Economy, Q3–Q4/16, Österreichische Nationalbank, 101–129
- Kieslinger A. (1964): Die nutzbaren Gesteine Salzburgs, 4. Ergänzungsband zu den Mitteilungen der Gesellschaft für Salzburger Landeskunde, 436 S., Verlag „Das Bergland Buch“ Salzburg, Stuttgart.
- Matura A. (1983): Geologische Karte der Republik Österreich, 1:50 000. 37 Mautern, Geologische Bundesanstalt, Wien.
- Matura A. (1989): Geologische Karte der Republik Österreich, 1:50 000. Erläuterungen zu Blatt 37 Mautern Geologische Bundesanstalt, Wien.
- Matura A. (2003): Zur tektonischen Gliederung der variszischen Metamorphite im Waldviertel Niederösterreichs. *Jahrbuch der Geologischen Bundesanstalt*, 143, 221–225.
- Matura A. (2006): Böhmisches Massiv. In: Wessely, G., (Hrsg.) *Niederösterreich*. Geologische Bundesanstalt, Wien, 25–40.
- Mayreder R. (1909): Sprengung mittels Kammerminen zunächst Dürnstein am 4. Mai 1909, unveröffentlichter Bericht, 7 S., Krems.
- Poisel R. & Preh A. (2004): Rock slope initial failure mechanisms and their mechanical models. *Felsbau* 22/2, 40–45.
- Stary H. (1972): Die Vogelbergwand oberhalb von Dürnstein. Ihre Sprengung anlässlich des Bahnbaues von 1909. Aus der Heimat. Kulturbeilage zum Amtsblatt der Bezirkshauptmannschaft Krems, 11. Jahrgang, 1–2.