

CONFERENCE SERIES
GEOTECHNIK UND NATURGEFAHREN 1

Robert Hofmann (Hg.)

Tiroler Geotechniktag 2019
Naturgefahren

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.habil. Robert Hofmann
Institut für Infrastruktur, AB Geotechnik, Universität Innsbruck

Univ.-Ass. Dipl.-Ing. Simon Berger
Institut für Infrastruktur, AB Geotechnik, Universität Innsbruck

© *innsbruck* university press, 2021

Universität Innsbruck

1. Auflage

Alle Rechte vorbehalten.

www.uibk.ac.at/iup

ISBN 978-3-99106-050-5

Vorwort

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.habil. Robert Hofmann
Institut für Infrastruktur, Arbeitsbereich für Geotechnik, Universität Innsbruck
robert.hofmann@uibk.ac.at

Der 15. Tiroler Geotechniktag stellte 2019 den ersten Geotechniktag mit dem Themenschwerpunkt Naturgefahren dar. Er war gleichzeitig die erste Tagung unter meiner Leitung des Arbeitsbereichs für Geotechnik an der Universität Innsbruck. Mit meiner Berufung am 1.7.2018 habe ich das Forschungsgebiet Geotechnik und Naturgefahren zum Schwerpunkt unseres Arbeitsbereiches bestimmt. Dies ist auch dadurch begründet, dass ich seit 1997 einen intensiven Bezug zu geotechnischen Fragestellungen bei Schutzbauwerken gegen Naturgefahren pflege. Dabei ist das Fachgebiet Geotechnik ein nicht zu vernachlässigender Bestandteil bei der Planung von Schutzbauwerken gegen Naturgefahren. Umso mehr freut es mich, dass bei der ersten Veranstaltung dieser Art alle Fachkollegen unserer Einladung folgten. Dank der Teilnahme der Experten aus Österreich, Italien, Deutschland und der Schweiz konnten wir ein sehr interessantes Programm zusammenstellen. Dies wurde uns mit einer hohen Teilnehmerzahl aber auch mit einer Überbuchung der Veranstaltung gedankt.

Der exzellente Eröffnungsvortrag wurde von dem Abteilungsleiter der Wildbach- und Lawinenverbauung Priv.-Doz. Dipl.-Ing. Dr. Florian Rudolf-Miklau über das Thema Struktureller Schutz vor Naturgefahren – Neue Herausforderungen durch den Klimawandel – gehalten. Die klimabedingten Herausforderungen stellen für uns Geotechniker am Arbeitsbereich ein breites Aufgabenfeld für innovative, praxisbezogene Forschungsschwerpunkte dar.

Unter dem Vorsitz des Direktors der Agentur für Bevölkerungsschutz der Autonomen Provinz Bozen, Dipl.-Ing. Rudolf Pollinger, wurden die hochwertigen Vorträge zum Themenschwerpunkt Hochwasserschutz und Speicher-

bau von Sektionsleiter der Wildbach- und Lawinenverbauung Tirol Dipl.-Ing. Gebhard Walter, dem Mitarbeiter der TIWAG DI Dr. Sebastian Perzlmaier sowie dem Abteilungsleiter Wasserwirtschaft Tirol, Amt der Tiroler Landesregierung, Innsbruck, Dipl.-Ing. Markus Federspiel gehalten. Bedingt durch den laufenden Wechsel von Dürre und Hitze mit nachfolgenden lokalen extremen Niederschlagsereignissen stellen Hochwasserereignisse eine große Herausforderung dar. Hochwasserschutzbauten und die damit verbundenen Erosionsprozesse im Damm und Untergrund sind nun ein neuer Forschungsschwerpunkt am Arbeitsbereich für Geotechnik der Universität Innsbruck.

Der 2. Halbtagblock, mit dem Vorsitz von Univ.-Prof. DI Dr. Johannes Hübl, stand unter dem Blickpunkt Einwirkungen auf Schutzbauwerke und Filterstabilität. Dabei wurden abwechslungsreiche und bemerkenswerte Vorträge von Dipl.-Ing. Georg Nagl (BOKU, Institut für Alpine Naturgefahren, Wien), Dipl.-Ing. Dr. Jürgen Stein (Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe) und Priv.-Doz. Dipl.-Ing. Dr. Jürgen Suda (alpinfra, Wien) gehalten. Die extremen Bedingungen für Siedlungsräume im alpinen Raum ergaben beim Arbeitsbereich Geotechnik den weiteren Forschungsschwerpunkt Einwirkungen auf Konsolidierungssperren in Wildbächen.

Beim 1. Nachmittagsblock, unter Vorsitz von Univ.-Prof. Dr. Christian Zangerl, wurden hochrangige Vorträge über Massenbewegungen von Priv.-Doz. Dipl.-Ing. Dr. Alexander Preh (TU Wien, Forschungsbereich Ingenieurgeologie), Univ.-Prof. Dr. Michael Krautplatter (TU München, Professur Hangbewegungen) und Dr. Mag. Ing. Thomas Sausgruber (Wildbach- und Lawinenverbauung, Innsbruck) präsentiert. Gravitative Massenbewegungen, wie Rutschungen, Steinschläge sowie Murgänge, führen durch die Ausdehnung der Siedlungs- und Wirtschaftsräume in alpinen Regionen vermehrt zur Bedrohung von Menschen und Infrastrukturbauwerken. Somit sind dementsprechend diese Themen ein höchst aktuelles Forschungsgebiet des Arbeitsbereiches Geotechnik der Universität Innsbruck.

Der letzte Vortagsblock unter dem Vorsitz des Fachbereichsleiter Landesgeologie, Amt der Tiroler Landesregierung, Innsbruck, Mag. Thomas Figl bildete das Thema Steinschlag. Die sehr interessanten Vorträge wurden von Dipl.-Ing. Markus Schuch (ÖBB-Infrastruktur AG, Wien) und Dr. Axel

Volkwein (Pfeifer Isofer AG, Knonau) präsentiert. Das Thema Fundierungen von Schutzbauten gegen Steinschlag ist seit 2019 ein wesentlicher Bestandteil der Forschungen am Arbeitsbereich Geotechnik.

Unser Arbeitsbereich stellt, neben der sehr wichtigen theoretischen Grundlagenforschung, den gesellschaftlichen Auftrag in den Vordergrund praxisbezogene Forschung abzuwickeln, welche für die Gesellschaft einen verwertbaren und nachhaltigen Nutzen hat. Unsere Forschungsprojekte haben das Ziel am Ende ein verwertbares Ergebnis für die Praxis zu liefern und in diesem Zusammenhang zum Schutz der Bevölkerung beizutragen.

Der Bauingenieur, mit Ausbildungsschwerpunkt Geotechnik, kann das Bindeglied zwischen der Interpretation der theoretischen Berechnungen, den Modellversuchen, den Messungen und den Beobachtungen in der Natur sein. Bei der interdisziplinären Behandlung von Naturgefahren ist ein Brückenschlag der Fachgebiete Ingenieurgeologie, Geotechnik, Wildbach- und Lawinenverbauung, Geographie und Wasserbau unverzichtbar. Unter dem Gesichtspunkt der Naturgefahren sollen auch weiterhin die zukünftigen Tiroler Geotechniktage stehen.

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.habil. Robert Hofmann

Eröffnungsvortrag

Komplexe Schutzsysteme gegen Naturgefahren: Systemdesign und Lebenszyklusmodell

Florian Rudolf-Miklau

Bundesministerium für Landwirtschaft, Regionen und Tourismus,

Abteilungsleiter III 4, Wildbach- und Lawinenverbauung

florian.rudolf-miklau@die-wildbach.at

Zusammenfassung

Das integrale Risikomanagement findet seine ingenieurwissenschaftliche Entsprechung in den Schutzsystemen gegen Naturgefahren. Der Beitrag stellt diese komplexen Systeme als hierarchisches Modell im naturräumlich/gesellschaftlichen Umfeld dar und analysiert deren Design als Kombination struktureller und nicht-struktureller Maßnahmen mit unterschiedlicher Wirkung und Lebensdauer. Anhand eines Lebensphasenmodells werden Schutzsysteme des Hochwasser- und Lawinenschutzes exemplarisch konkretisiert (Systemlebenszyklus) und damit das Zusammenwirken unterschiedlicher Maßnahmenkomplexe visualisiert. Das angewandte Phasenmodell bildet auch den Rahmen für die Darstellung der Anwendungsmöglichkeiten der klassischen Instrumente des Systems Engineering (Zieldefinition, Variantenplanung, Anforderungsanalyse, System Design, Projektmanagement, Lebenszykluskosten, Erhaltungs- und Anpassungsmanagement, Qualitäts- und Risikomanagement) auf die Naturgefahrenprävention.

Keywords

Schutzsysteme gegen Naturgefahren; Systems Engineering; Lebensphasenmodell; Erhaltungsmanagement; Risikomanagement; Qualitätsmanagement

Einleitung: Denken in Schutzsystemen

Klassische Systeme der technischen Naturgefahrenprävention (im Folgenden: „Schutzsysteme“) – vgl. z.B. Definition „Hochwasserschutz“ nach DIN 4047-2:1988 [7] oder „Wildbachverbauung“ nach ONR 24800:2009 [2] [19] – zielten in erster Linie auf die Vorbeugung eines Gefahrenpotenzials durch strukturelle (bauliche) Maßnahmen ab. Solche auf einem einfachen Maßnahmen-Wirksamkeits-Modell basierenden, technischen Schutzkonzepte sind aus mehreren Gründen in ihrer Anwendung limitiert:

- Zeitlich: Es besteht ein eingeschränkter Fokus der Projekte auf die Planungs- und Ausführungsphase. Betrieb, Erhaltung und Abtrag spielen eine untergeordnete Rolle (sind meist nicht Gegenstand von Planung und Maßnahmendesign).
- Kausal: Es kommt ein linearer Planungsprozess, ausgerichtet auf ein definiertes Schutzziel, zur Anwendung. Wechselwirkungen mit anderen Zielen und Nutzungsansprüchen spielen eine untergeordnete Rolle.
- Ausmaß der Schutzwirkung: Die Schutzsysteme gewährleisten Sicherheit bis zum Ausmaß eines Bemessungsereignisses bestimmter Jährlichkeit (z.B. HQ_{100}) [4]. Das Versagensrisiko bei Überschreitung des Bemessungsereignisses (Katastrophenfall) wird in der Planung selten berücksichtigt.
- Sektoral: Es erfolgt eine isolierte Betrachtung einzelner Schutzmaßnahmen (z.B. baulicher Hochwasserschutz). Die Wechselwirkung mit anderen Naturgefahren- und Maßnahmenkomplexen spielt eine untergeordnete Rolle.

Erst dem Ansatz des integralen Risikomanagements [1] [12] [17] wurde die gesamtheitliche Kombination aller strukturellen und nicht-strukturellen Maßnahmen in einem Schutzkonzept postuliert, welches auf die Reduktion der Risiken auf ein akzeptables Ausmaß ausgerichtet ist und das verbleibende Restrisiko berücksichtigt [2] [12]. Die Planung und Umsetzung von Schutzkonzepten beschränkten sich dabei nicht auf einen rein technischen Prozess, sondern hatten auch rechtliche, politische, sozioökonomische und ökologi-

sche Dimensionen. Die sich daraus ergebende Komplexität multifunktionaler Zielsysteme [4] [13] erfordert eine Weiterentwicklung der linearen Planungs- und Managementprozesse, wie sie beispielsweise im technischen Hochwasserschutz heute noch verbreitet sind, hin zu einem „Systemansatz“ für Schutzkonzepte gegen Naturgefahren. Der sich aktuell vollziehende Paradigmenwechsel von der Epoche der Schaffung neuer Schutzsysteme zu einer Phase der Erhaltung des bestehenden Schutzniveaus (z.B. Erhaltungsmanagement für ca. 2 Mio. strukturelle Maßnahmen gegen Wildbach- und Lawinengefahren in den Alpenländern [21]) entsprechend dem erreichten Sicherheitsniveau führt unausweichlich zu einer Lebenszyklusbetrachtung [26] im Sinne des Nachhaltigkeitsprinzips.

Die Adaption der Grundsätze des „Systems Engineering“ [3] [5] [6] [21] [24] – definiert als „interdisziplinäres Modell, um komplexe technische Systeme in großen Projekten zu entwickeln und zu realisieren“ [3] [31] – auf die technischen Naturgefahrenprävention ist ein vielversprechender Ansatz für das gesamtheitliche und lebenszyklusbezogene Management von ingenieurmäßigen Schutzsystemen gegen Naturgefahren. In diesem Beitrag wird ein systemorientiertes Konzept für das Design von Schutzsystemen mit multifunktionaler Wirkung skizziert und die Umsetzung in Wechselbeziehung zum Umfeld des Systems sowie zwischen den Einzelkomponenten (Maßnahmen) auf den verschiedenen Systemebenen anhand von Beispielen diskutiert.

Komplexe Schutzsysteme gegen Naturgefahren

Schutzsysteme gegen Naturgefahren sind iSd Definition der ONR 24800 (4.6.3.10.6) [2] [19] eine technisch, funktional oder räumlich abgegrenzte Kombination von zusammenwirkenden Maßnahmen, die dem Schutzziel – in der Regel die Reduktion der Gefahren und Risiken auf ein akzeptables Ausmaß [13] [22] – dient. Schutzsysteme existieren auf verschiedenen räumlichen und zeitlichen Bezugsebenen; als Beispiele können das Hochwasserisikomanagement eines Staates, der Donauhochwasserschutz der Stadt Wien, das Lawinenschutzsystem für ein großes Schigebiet oder eine Wild-

bachverbauung (Kombination von Bauwerken mit unterschiedlicher Funktion) genannt werden. Diesen Systemen liegt jeweils ein *Schutzkonzept* zugrunde, also eine Strategie für die möglichst effektive und wirtschaftliche Maßnahmensetzung (vgl. ONR 24800, 4.5.2.6) [4]. Als Optimierungskriterien spielen bei einem Systemansatz neben den naturgefahrenbezogenen Risiken auch andere gesellschaftliche Ziele und Nutzungsansprüche eine bedeutende Rolle. Der Begriff „*Schutzmaßnahme*“ (iSd ONR 24800, 4.5.2.1) [4] als Systemkomponente kann sowohl als abstrakte Kategorie im Sinne bestimmter Wirkungen (das sind: aktiv auf den Gefahrenprozess einwirkend, aktiv Risiken reduzierend, passiv Risiken vermeidend; permanent oder temporär effektiv) als auch konkret bezogen auf Maßnahmenarten (planerisch, ökologisch, technisch, organisatorisch) oder konkrete Infrastrukturen (z.B. Schutzbauwerke, Monitoringanlagen, Gefahrenzonenplan) ausgelegt werden.

Schutzsysteme stehen in ihrem Umfeld (Gesellschaft, Naturraum) in Interaktion mit anderen Systemen (Naturgefahrenprozesse, Umwelt, Rechtssystem, politisches System, Regeln der Technik) und sind auf ein multifunktionales Zielsystem (Schutzziele, Umweltziele, Wirtschaftsziele, gesellschaftspolitische Ziele) ausgerichtet. Sinnvoll ist weiters eine hierarchische Gliederung [21][23] von Schutzsystemen (gesellschaftlicher Rahmen, Raumbezug, Schutzkonzept, Maßnahmenkategorien oder Einzelmaßnahmen), um die Wechselbeziehungen zwischen den Maßnahmen und Prozessen bzw. zwischen dem Schutzsystem und den Umsystemen besser darstellen und analysieren zu können. Aus den Interaktionen ergibt sich eine hohe Dynamik der realen Schutzwirkung (einzelner Maßnahmen oder in Kombination), die maßgebliche Auswirkungen auf den Grad der Erfüllung der Schutzziele und das aktuelle Sicherheitsniveau hat. Besonders umfangreiche und komplexe Schutzsysteme (z.B. das Hochwasserrisikomanagement auf Ebene der Europäischen Union) entziehen sich fallweise einer erschöpfenden Beschreibung (auch: emergente Schutzsysteme, iSd Definition nach [14]).

Folgende Faktoren charakterisieren komplexe Schutzsysteme:

- Differenzierte Schutzwirkung der Maßnahmen: Funktion, Wirkungsdauer, aufeinander aufbauende Schutzwirkung; differenzierte Lebensdauer der Systemkomponenten.
- Kombination baulicher, mechanischer, mechatronischer (digitaler) und organisatorischer Maßnahmen (Systemkomponenten) mit unterschiedlicher Lebensdauer (auch Material bezogen), Robustheit, Wartungsanforderungen und Ausfallrisiken.
- Maßnahmen, für die unterschiedliche Rechtsgrundlagen, Technikregeln, Erhaltungspflichten (-strategien) und Betriebssicherheitskriterien gelten.
- Mehrheit von Begünstigten und Betreibern mit divergierenden Sicherheits-erwartungen, Nutzungsinteressen, wirtschaftlicher Leistungsfähigkeit und -bereitschaft.
- Für ältere Schutzsysteme: Kombination von Maßnahmen mit unterschiedlichem Erhaltungszustand, teilweise den Stand der Technik oder die Schutzfunktion nicht mehr erfüllend; teilweise aufgrund geänderter Risikopotenziale und Raumnutzungsinteressen nicht mehr wirkungsvoll oder erforderlich; mit unterschiedlichem Versagensrisiko im Überlastfall und differenzierten Sicherheitsredundanzen im Schutzsystem (Schlüssel- und Standardbauwerke nach ONR 24803:2008, 5.2 [2])
- Negative Auswirkungen auf die Umwelt, insbesondere den Qualitätszielen gemäß EU-WRRL [20].

Konkretisierung komplexer Schutzsysteme: Beispiele aus dem Hochwasser- und Lawinenschutz

Der praktische Wert dieses abstrahierten Systemmodells erschließt sich am besten anhand konkreter Beispiele. Zur Veranschaulichung dienen folgende Schutzsysteme aus dem technischen Hochwasser- [13] und Lawinenschutz [23]:

- Nach den Hochwasserkatastrophen 2002 und 2005 wurden an der Donau in Ober- und Niederösterreich Siedlungsräume mit mobilen Hochwasser-

wänden (Bild 1) temporär gesichert, die rechtzeitig vor prognostizierbaren Flutwellen errichtet werden. Voraussetzung der Effizienz dieser Maßnahme ist eine Koppelung mit einem Hochwasserprognosemodell, einem Warnsystem und den organisatorischen Voraussetzungen für den Aufbau der Anlagen. [9] [13]

- Auch im Lawinenschutz für Verkehrswege werden zunehmend strukturelle Lawinenschutzmaßnahmen (Anbruchverbauung, Leitdämme, Galerien) mit Anlagen zur temporären Lawinensicherung (künstliche Lawinenauslösung) kombiniert. Letztere erfordern für einen wirkungsvollen Einsatz eine verlässliche Lawinenprognose, organisatorische Sicherheitsmaßnahmen (Sperrungen, Evakuierung), den Betrieb durch eine sach- und ortskundige Lawinenkommission sowie ein Wirkungsmonitoring mittels Lawinenradar. [23] [25]



Bild 1 Beispiel eines Hochwasserschutzsystems: Mobile Hochwasserschutzwände an der Donau (Hochwasser 2013). Quelle: Österreichisches Bundesheer

Charakteristisch für beide Beispiele ist die Kombination von Maßnahmen mit unterschiedlicher Wirkungsweise, Einsatzzeit und Lebensdauer, die üblicherweise hinsichtlich Rechtgrundlagen, zuständigen Institution, Planungsprozess und Betreiberpflichten aufgesplittert sind. Die Abstimmung und operative Umsetzung aller Maßnahmen (Komponenten) in einem integrierten Schutzkonzept ist bisher kaum etabliert, entsprechend komplex gestalten sich die Planung, die Finanzierung, der Betrieb und die Erhaltung dieser Schutzsysteme.



Bild 2 Beispiel einer Schutzsystems zur künstlichen Auslösung von Lawinen: System GazEx. Quelle: Fa. Interfab

Lebensphasenmodell und Systemlebenszyklus

Das *Lebensphasenmodell* setzt die Betrachtung eines Schutzsystems über alle Phasen von der Initiierung bis zum Verfall oder der Erneuerung in eine zeitliche und kausale Abfolge und ermöglicht für jede Phase die Zuordnung und Überprüfung von Maßnahmen, operativen Aufgaben, Investitionen oder

Qualitätskriterien. [31] Wie bei anderen technischen Systemen ist die Planung und Realisierung von Schutzsystemen von wichtigen, teilweise auf Prognosen und Unsicherheiten aufbauenden Entscheidungen in der Entstehungsphase gekennzeichnet, deren technische, ökonomische, ökologische und soziale Auswirkungen erst in einer späteren Phase des Lebenszyklus und in einem anderen Raum-Zeit-Kontext wirksam werden. Eine vorausschauende Analyse der Systemfunktionen komplexer Schutzsysteme ermöglicht die Abstimmung kombinierter Maßnahmen, legt mögliche Wechselwirkungen und Fehlerquellen offen und kann zur Effizienzsteigerung herangezogen werden. Ein Phasenmodell kann je nach Detaillierungsgrad beliebig verfeinert werden. Bild 3 zeigt ein Lebensphasenmodell angewandt auf das Beispiel des mobilen Hochwasserschutzes, Bild 4 ein Lebensphasenmodell eines Lawinenschutzsystems für Verkehrswege.

Das auf der konzeptionellen Seite eingesetzte Phasenmodell erfordert auch im operativen Kontext eine Entsprechung, um den Managementaufgaben für Schutzsysteme gerecht zu werden. Die von Bahill & Gissing [3] postulierten Funktionen des Systems Engineering lassen sich ohne weiteres auch auf das Naturgefahreningenieurwesen übertragen und können auch als „Systemlebenszyklus“ dargestellt werden.

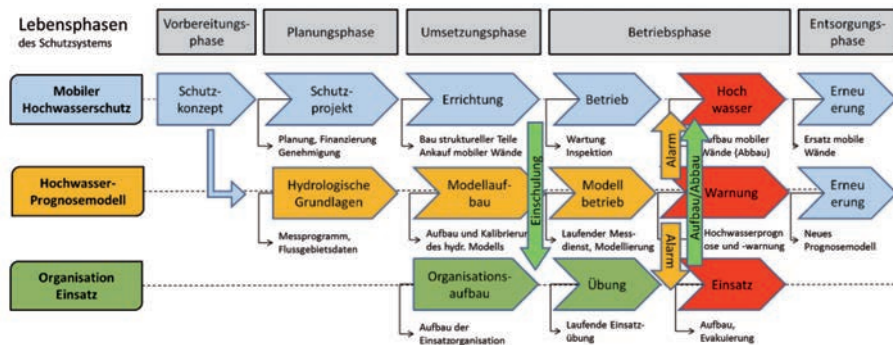


Bild 3 Vereinfachtes Lebensphasenmodell eines Hochwasserschutzsystems mit mobilen Elementen und gekoppeltem Hochwasserprognosemodell. Quelle: Rudolf-Miklau

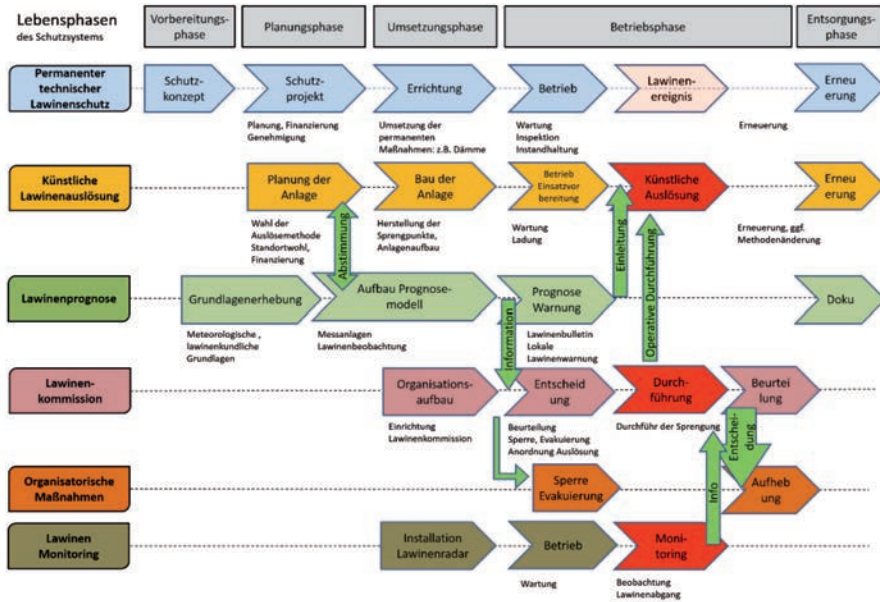


Bild 4 Vereinfachtes Lebensphasenmodell eines Lawinenschutzsystems mit künstlicher Auslösung, Lawinenvorhersage und Monitoring (Radar-Detektion). Quelle: Rudolf-Miklau

Instrumente für das Management komplexer Schutzsysteme

Die Planung und das Management von großen und vielschichtigen Schutzsystemen greifen grundsätzlich auf etablierte Methoden zurück, erfordern aber aufgrund der Komplexität eine Strukturierung und systematische Erweiterung dieser Instrumente im Sinne der Grundsätze des „Systems Engineering“ [5][6][24]. Für Schutzsysteme gegen Naturgefahren werden nachfolgende, im Systemlebenszyklus einordenbare Instrumente vorgeschlagen. Dabei ist zwischen den Instrumenten, die konkreten Lebenszyklusphase zuzuordnen sind (Schutzkonzepte und Variantenplanung, Projektmanagement, Anforderungsanalyse und Design, Lebenszykluskosten, Anpassungs- und Änderungsmanagement, Systemintegration, Erhaltungsmanagement), und

den „Allphasen“-Instrumenten (Standardisierung, Risikomanagement, Qualitätsmanagement) zu unterscheiden. (Bild 5)

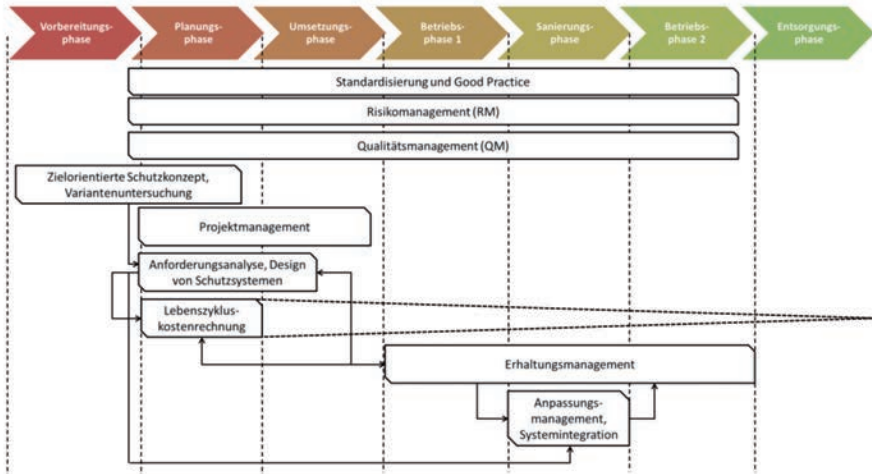


Bild 5 Instrumente für das Management komplexer Schutzsysteme iSd Systems Engineering, zugeordnet zum Lebensphasenmodell. Quelle: Rudolf-Miklau

Zielorientierte Schutzkonzepte, Variantenplanung

Ausgehend von einem gesellschaftlichen Zielrahmen (z.B. „4-Konten-Modell der LAWA“ [15]), welcher neben den Sicherheitszielen auch ökonomische, soziale, ökologische und regionalwirtschaftliche Ziele berücksichtigt, sind die Ziele für Schutzsysteme auf das „akzeptable“ Risiko, die Ressourceneffizienz und die Förderung der Umweltqualität ausgerichtet. [11] [22] Die *Schutzziele komplexer Schutzsysteme* mit einer Mehrheit von Akteuren entsprechen nicht nur einem definierten Grad an Sicherheit, sondern sind oftmals von divergierenden, individuellen Risikobewertungen und der Bereitschaft zur Kostenbeteiligung der Nutznießer von Schutzmaßnahmen abhängig. Eine Differenzierung der Schutzziele ist auch abgestimmt auf die unterschiedlichen Nutzenkategorien und den Wert der Schutzgüter sinnvoll.

Anforderungsanalyse und Design der Schutzsysteme

Die Anforderungsanalyse [10] für Schutzsysteme zielt einerseits auf die Entwicklung effizienter, redundanter und fehlerarmer Systeme, andererseits auf die Erfüllung der Sicherheitserwartung der Kunden ab. Die „Kunden“ von Schutzsystemen sind die Nutznießer des Schutzes, im Falle öffentlich geförderter Schutzmaßnahmen die Interessenten oder zumindest theoretisch die gesamte Bevölkerung, da von der Nutzenziehung niemand ausgeschlossen sein darf [29]. Kriterien für die Anforderungen an Schutzsysteme sind in diesem Fall die Schutzdefizite (objektivierbar auf Basis von Gefahren- und Risikokarten und einer Risikobewertung, [11] [17] [23] [22]) sowie die subjektive Sicherheitserwartung der Betreiber, Schutzbegünstigten und regionalen Entscheider.

Für die Ebene der konkreten Schutzmaßnahmen orientiert sich das *Design* an den Anforderungen, die sich aus der Gefahrenanalyse und den zu erwartenden Einwirkungen aus dem Gefahrenprozess hinsichtlich der Funktionalität (à Gebrauchstauglichkeit), Standsicherheit und Lebensdauer entsprechend den normativen Grundlagen sowie der Sicherheit gegen Versagen im Katastrophenfall ergeben. [4] Ein weiteres Designkriterium ist die Betriebs- und Wartungsfreundlichkeit der Schutzanlage. [26]

Lebenszykluskosten (Life-Cycle-Costing)

Die Kostenkalkulation für Schutzmaßnahmen ist traditionell auf die Planungs- und Bauphase fokussiert, während die Kosten für Betrieb und Instandhaltung sowie für die Sanierung (mit fortschreitender Lebensdauer) häufig nicht oder nur undifferenziert berücksichtigt werden. Je nach Funktion, Konstruktion und Betriebsaufwand eines Bauwerks (Anlage) können jedoch die Betriebs- und Erhaltungskosten über die Lebensdauer die reinen Baukosten deutlich übersteigen. [16] [21] Für komplexe Schutzsysteme stellt daher die Lebenszykluskostenrechnung (Life Cycle Costing) eine wichtige Funktion der wirtschaftlichen Planungssicherheit und „Kostenwahrheit“ von Schutzsystemen dar, insbesondere, wenn die Planungs-, Errichtungs-, Betriebs- und Erhaltungskosten von unterschiedlichen Rechtspersonen zu tragen sind.

Die *Lebenszykluskostenrechnung* ist eine Methode der Kostenkalkulation, die alle Phasen des Systemlebenszyklus (hinsichtlich der darin anfallenden und somit zu unterschiedlichen Zeiten auftretenden Kosten) berücksichtigt. (Bild 6) [26] [30] Die Kosten öffentlich finanzierter Schutzsysteme werden in der Regel von unterschiedlichen Parteien getragen: während die Planungs- und Baukosten überwiegend von staatlichen (öffentlichen) Stellen (mit Beiträgen der Begünstigten) finanziert werden, betreffen die darauffolgenden Betriebs- und Instandhaltungskosten hauptsächlich die Besitzer (Halter oder Betreiber) oder Nutznießer der Schutzmaßnahmen. Zu beachten ist, dass die Betriebs- und Erhaltungskosten von Schutzbauwerken mit 1 % der Errichtungskosten pro Jahr [26] [28] üblicherweise gering sind, bei wartungsintensiven oder verschleißanfälligen Maßnahmen oder Systemkomponenten (z.B. Hochwasserrückhaltebecken, Monitoringsysteme) verteilt über die Lebensdauer auch wesentlich höher sein können. Vom wirtschaftlichen Standpunkt aus betrachtet ist es daher sinnvoll, das Design des Schutzsystems und die Erhaltungsstrategie während der Betriebsphase so zu wählen, dass die Lebenszykluskosten der Anlagen ein Minimum sind, ohne jedoch ein festgelegtes Sicherheitsniveau zu unterschreiten.

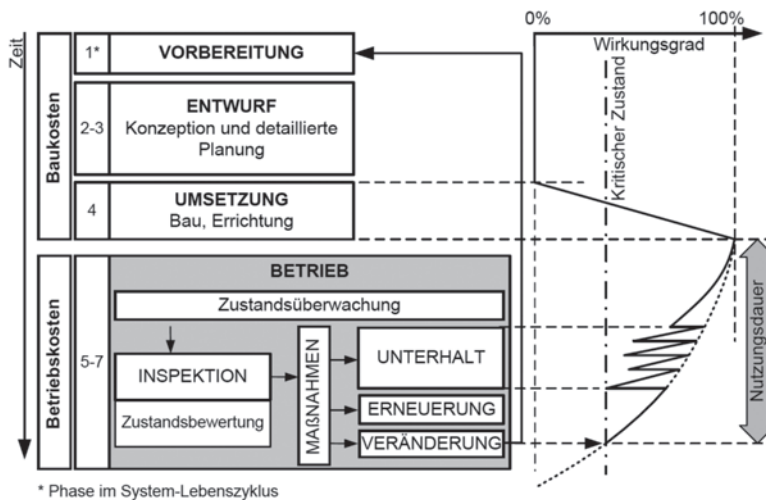


Bild 6 Schema der Lebenszykluskosten von Schutzbauwerken Quelle: [26]

Erhaltungsmanagement

Voraussetzung für eine nachhaltige Wirkung von Schutzsystemen über die gesamte Lebensdauer ist die kontinuierliche Inspektion und Zustandsbewertung (einschließlich Funktionsbewertung) der Schutzbauwerke. (Bild 7) Die Ergebnisse der Zustandsbewertung bilden die Grundlage für die Erhaltungsstrategie, die Identifikation und Umsetzung von Verbesserungen am Schutzsystem sowie die Entscheidung über die Maßnahme am Ende der Lebensdauer (Erneuerung, Abtrag, kontrollierter Verfall). [2] [26] [28]

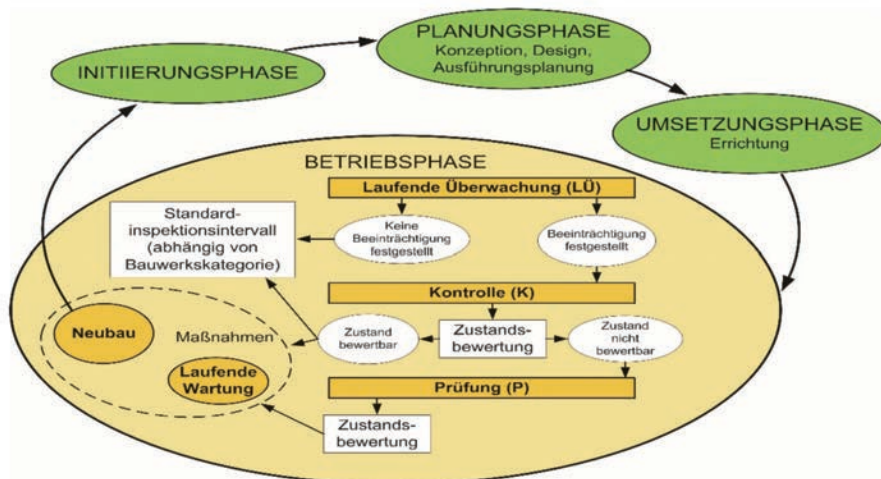


Bild 7 Schema des Erhaltungsschemas in der Betriebsphase von Schutzsystemen Quelle: [27]

Der Zweck der Inspektion (Zustandsüberwachung) besteht darin, sich in regelmäßigen Abständen ein Bild vom Zustand und der Funktion der Maßnahmen (Bauwerke) zu machen. Im Zuge der Zustandsbeurteilung werden die erfassten Daten bewertet und analysiert. Das Ziel der Zustandsüberwachung von Schutzbauwerken besteht darin, Mängel und Schäden sowie Beeinträchtigungen der Schutzfunktion rechtzeitig zu erkennen und Maßnahmen zu deren Behebung zum richtigen Zeitpunkt einzuleiten. In der ONR 24803 [2] [26]

wurde daher ein dreistufiges Inspektionsverfahren für Wildbachverbauung vorgeschlagen. Es gliedert sich in die laufende Überwachung (LÜ), welche an allen Bauwerken flächendeckend und regelmäßig durchgeführt wird, die Kontrolle (K), welche nur an sicherheitstechnisch relevanten Bauwerken regelmäßig durchgeführt wird und die Prüfung (P), welche nur im Bedarfsfall angeordnet wird. Innerhalb von Schutzsystemen gibt es Komponenten (Bauwerke, Bauteile), deren Versagen höhere und geringere negative Auswirkungen auf das restliche System und die geschützten Bereiche haben kann. Eine ökonomische Betrachtung der Inspektionsroutinen zeigt die Notwendigkeit, sicherheitstechnisch relevante Maßnahmen (Schlüsselbauwerke) öfter zu überwachen als die restlichen Maßnahmen (Standardbauwerke).

Technisches Anpassungsmanagement, Systemintegration

Schutzsysteme unterliegen aufgrund der sich ändernden Umweltbedingungen (insbesondere den Klimawandel), der Folgen und Konsequenzen von Extremereignissen, der technologischen Entwicklungen, der notwendigen Anpassung an den Stand der Technik sowie geänderter Sicherheitserwartungen (Risikoakzeptanz) einem ständigen Anpassungsbedarf. Die Aufgabe eines *Technischen Anpassungsmanagement* ist daher, dass Änderungen kontrolliert und dokumentiert vorgenommen werden. Die Grundlage bildet die regelmäßige Funktionsanalyse und Zustandsbewertung der Schutzbauwerke [26] [27] sowie die zyklische Neubewertung der Schutzziele.

Aus der wiederkehrenden Zustandsüberwachung, Funktionsanalyse und Überprüfung der Zielerfüllung können sich Hinweise auf funktionale Mängel oder Sicherheitslücken im Schutzsystem ergeben, die eine Ergänzung und Änderung von Maßnahmen oder Systemkomponenten erfordern. Eine *Systemintegration* zielt auf die Neukonfiguration, Erweiterung und Neuausrichtung vorhandener Schutzsysteme im Rahmen einer Sanierungskampagne am Ende des ersten Lebenszyklus bzw. nach schweren Schäden infolge Extremereignissen ab. Neue Elemente (zum Beispiel Schutzbauwerke, Rechen und Gitter, Mess- und Steuerungsgeräte) werden in das vorhandene Schutzsystem integriert und verbessern die Funktionsfähigkeit bzw. das Ausfallrisiko.

Da die Systemintegration eine Überprüfung der Schutzziele sowie des Sicherheitsniveaus erfordert, sind weitere Funktionstests sowie die Anpassung der Instandhaltungsstrategien zielführend. [21]

Allphasen-Instrumente: Standardisierung, Risikomanagement (RM), Qualitätsmanagement (QM)

Komplexe Schutzsysteme, die eine Vielzahl von Planern, Akteuren, Betreibern und Verantwortlichen integrieren, erfordern allgemein anwendbare und verbindliche Regeln (Normen) und Good-Practice-Empfehlungen, um reibungslose und fehlerfreie Planungsprozesse, Workflows und Schnittstellen zu gewährleisten. Gleichzeitig müssen die Systeme den allgemein gültigen Rechtsnormen und Sicherheitsstandards entsprechen, um Schäden und Nachteilen für Dritte vorzubeugen. *Standardisierung* bezieht sich daher auf alle Arten von Normen, einschließlich allgemeiner technischer oder spezifischer interner Standards, Richtlinien und Betriebsvorschriften für ein bestimmtes Schutzsystem. Standards können die Entwicklung, die Auslegung, die Steuerung, die Organisation sowie einzelne Sicherheitsaspekte regeln. [2] In der Regel setzen gesetzliche Normen und offizielle Genehmigungen die Anwendung des „allgemeinen Standes der Technik“ voraus, welcher jedoch bei Schutzsystemen (Bauwerken) selten erreicht werden kann. Da Schutzbauwerke, Monitoringanlagen oder Warnsysteme häufig Prototypen sind, können sie nur teilweise als „bewährte“ Technologien bezeichnet werden. Da echte Bemessungsereignisse nur sehr selten auftreten, konnten bisher noch nicht viele Erfahrungen mit der Funktionsfähigkeit (Gebrauchstauglichkeit) der Schutzbauwerke unter Extrembedingungen bzw. dem Versagen von Schutzsystemen gesammelt werden.

Das *Risikomanagement (RM)* für Schutzsysteme ist ein Hilfsmittel, um potentielle Gefahren und Risiken für die Stabilität, Gebrauchstauglichkeit und Lebensdauer des Systems (Bauwerks) früh genug erkennen und Systemstörungen oder -ausfälle durch angemessene Maßnahmen, Sicherheitsreserven und Ersatzteile für wichtige Systemelemente verhindern zu können. In Bezug auf Schutzsysteme für Naturgefahren muss man beim Risikomanage-

ment zusätzlich die Auswirkungen von Extremereignissen (Katastrophen) und die Folgen von Überlastfällen in Betracht ziehen. (Bild 8) Schutzsysteme, die komplexe Entscheidungsunterstützungssysteme wie zum Beispiel Mess-, Kontroll- oder Warngeräte umfassen, erfordern weiterhin eine besondere Berücksichtigung elektronischer (digitaler) Systemausfälle, Unterbrechungen der Stromzufuhr oder menschlichen Versagens (Sabotage).

Bei der Planung, der Entwicklung, dem Betrieb und der Instandhaltung von komplexen Schutzsystemen verfügen die verschiedenen Akteure und Entscheidungsträger über unterschiedliche Erfahrungen, Kompetenzen, technische und wirtschaftliche Kapazitäten und ein divergierendes Risikobewusstsein. Diese unausgewogene Situation spricht für die Entwicklung von einfachen und redundanten Schutzsystemen mit hohen Sicherheitsreserven, die sich eher an den Kapazitäten der Besitzer oder Nutznießer (meistens Laien) als an technologischen Möglichkeiten orientieren, da die Betreiber auch für die Systeme haften und im Fall einer Störung oder eines Versagens das Schadenersatzrisiko gegenüber Dritten tragen.



Bild 8 Vermurung einer Siedlung nach einem Sperrenbruch infolge eines Überlastfalls (Katastrophe 2015, Gemeinde See, Tirol) Quelle: (die.wildbach)

Ein *Qualitätsmanagement* (QM) für Schutzsysteme umfasst schließlich alle organisatorischen Maßnahmen, die der Erhaltung und Verbesserung der Schutzleistung und Funktionsfähigkeit, insbesondere im Ereignisfall dienen. Neben dem Erhaltungsmanagement zählt vor allem die Organisation der regelmäßigen Überwachung und Wartung einschließlich der damit verbundenen Verantwortlichkeiten auf Basis einer Betriebsordnung dazu, weiters die systematische Dokumentation der Überwachung und deren Konsequenzanalyse. Qualitätsmanagement ist somit eine Kernaufgabe des Betriebs von Schutzsystemen (Betreiberpflicht), hat jedoch schon in der Planungsphase eine große Bedeutung. Der Aufwand richtet sich nach der Wartungsintensität und Versagensanfälligkeit des Schutzsystems.

Diskussion und Schlussfolgerung

In diesem Beitrag wird ein Modell für die Planung und das Management komplexer Schutzsysteme gegen Naturgefahren vorgeschlagen, welches den multifunktionalen Zielen, den vielschichtigen internen und externen Wechselwirkungen mit den Umsystemen und den divergierenden Anforderungen einer Mehrheit von Betreibern, Schutzbegünstigten und Akteuren gerecht wird. Der Ansatz und die Instrumente des Systems Engineering erscheinen geeignet, die Komplexität dieser Systeme entsprechend differenziert und auf den gesamten Lebenszyklus bezogen zu planen und zu managen sowie die Systemkomponenten (Einzelmaßnahmen) hinsichtlich Funktionalität und Betriebseffizienz aufeinander abzustimmen. Die Herausforderung der Anwendung dieses Modells liegt sicherlich in der Schaffung eines gemeinsamen Verständnisses aller Planer, Betreiber und Nutznießer der Schutzwirkung, das Schutzsystem als integrierte Einheit und als Projekt anzusehen und die hier vorgeschlagenen Managementfunktionen über die gesamte Lebensdauer zu gewährleisten. Die Wirkung extremer Naturereignisse und das damit verbundene Betriebsrisiko sowie Schutzwirkung für das Leben und die Gesundheit von Menschen stellen eine Besonderheit dar, die Schutzsysteme von den meisten anderen baulichen Infrastrukturen grundlegend unterscheidet. Dadurch erlangen die Instrumente

des Systems Engineering in diesem Kontext einen zusätzlichen Stellenwert. Das in diesem Beitrag zusammengefasste Grundmodell erfordert sicherlich noch eine differenzierte Weiterentwicklung für konkrete Schutzsysteme.

Literatur

- Ammann, W. J.: *Risk concept, integral risk management and risk governance*. In: Ammann, W. J.; Dannenmann, S.; Vulliet, L. (HRSG.): *RISK21 – Coping with Risks due to Natural Hazards in the 21st Century* (Proceedings of the Risk21 Workshop, Ascona, Switzerland), Taylor & Francis (2006): S. 3–24.
- Austrian Standards Institute: *Normensammlung Schutz vor Naturgefahren: Die Normenreihe ONR 24800 über Wildbach-, Lawinen- und Steinschlag-schutzbauwerke*. 1. Aufl. Wien 2014.
- Bahill, A. T.; Gissing, B.: *Re-evaluating systems engineering concepts using systems thinking, IEEE Transactions on Systems, Man and Cybernetics, Part C: Applications and Reviews*, Volume 28, Number 4 (1998), S. 516–527.
- Bergmeister, K.; Suda, J.; Hübl, J.; Rudolf-Miklau, F.: *Schutzbauwerke gegen Wildbachgefahren: Grundlagen, Entwurf und Bemessung, Beispiele*. Berlin: Ernst und Sohn/Wiley 2009.
- Blanchard, B. S.: *System Engineering Management*, 4th Edition, Wiley 2008.
- Daenzer, W. F., Huber, F.: *Systems Engineering. Methodik und Praxis*. 11. Aufl. Zürich: Verlag Industrielle Organisation 1999.
- DIN 4047-2: *Landwirtschaftlicher Wasserbau; Begriffe; Hochwasserschutz, Küstenschutz, Schöpfwerke*. Ausgabe: 1988-11.
- Greiner, P.; Mayer, P.; Stark K.: *Baubetriebslehre, Projektmanagement*. Braunschweig: Vieweg 2000.
- Hauer, C.; Rudolf-Miklau, F.; Suda, J.; Brandl, H.; Blovsky, S.; Hübl, J.; Holub, M.; Habersack, H.: *Neue Herausforderungen an den technischen Hochwasserschutz: mobile Hochwasserschutzsysteme, Objektschutz, Instandhaltung von Dämmen, Zustandserfassung und -bewertung von*

- Schutzbauwerken der Wildbachverbauung*. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft, 62/1-2 (2010): 22–2.
- Herrmann, A.; Knauss, E.; Weißbach R.: *Requirements Engineering und Projektmanagement*. Berlin: Springer Verlag 2013.
- Hess, J.: *Schutzziele im Umgang mit Naturgefahrenrisiken in der Schweiz*. Zürich: vdf Hochschulverlag, 2011.
- Hollenstein, K., Merz, H., & Bähler, F.: *Methoden des risikobasierten Planens und Handelns bei der Naturgefahrenabwehr*. ETH Zürich, Forstliches Ingenieurwesen, 2004.
- Jüppner, R.: *Hochwasserschutzstrategien*. In: Patt, H.; Jüppner, R. (Hrsg.): *Hochwasser-Handbuch*. Berlin: Springer Vieweg 2. Aufl. (2013), S. 11–16.
- Krohn, W., Küppers, G. (Eds.). *Emergenz: Die Entstehung von Ordnung, Organisation und Bedeutung*. Frankfurt/M: Suhrkamp 1992.
- Maniak, U.: *Hydrologie und Wasserwirtschaft: Eine Einführung für Ingenieure*. 6. Aufl. Berlin: Springer 2010.
- Mathoi, T.: *Durchgängiges Baukostenmanagement: ein Leitfaden für systematische Kostenplanung und -kontrolle bei Bauprojekten im Hochbau aus der Sicht des Planers bzw. Auftraggebers*. BoD–Books on Demand (No. 8) 2005.
- Nationale Plattform Naturgefahren PLANAT: *Risikokzept für Naturgefahren, Leitfaden*. Strategie Naturgefahren Schweiz, Schlussbericht 2. Phase 2009.
- Nationale Plattform Naturgefahren PLANAT. *Sicherheitsniveau für Naturgefahren*. Strategie Naturgefahren Schweiz. Bern 2013.
- ONR 24800: *Schutzbauwerke der Wildbachverbauung – Begriffe und ihre Definitionen sowie Klassifizierung*. Ausgabe: 2009-09-15.
- Richtlinie 2000/60/EG des Europäischen Parlamentes und des Rates vom 23. Oktober 2000 zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik (EU-WRRL).
- Rimböck, A.; Rudolf-Miklau, f., Pichler, A.: *Beständigkeit von Schutzsystemen gegen Alpine Naturgefahren*. Wien: PLANAT und BMLFUW 2014.
- Rudolf-Miklau, F.: *Naturgefahren-Management in Österreich*. Wien: Lexis Nexis Orac 2009.

- Rudolf-Miklau, F.; Sauermoser, S.: *Handbuch Technischer Lawinenschutz*. Berlin: Ernst und Sohn/Wiley 2012.
- Schütz, M.: *Systems Engineering im Bauwesen*. Saarbrücken: Akademiker-Verlag 2012.
- Skolaut, C.: *Stand des Wissens über die Anwendung der künstlichen Lawinenauslösung in Österreich*. ETZ Projekt Start_it_up: Report 4.3.
- Suda, J.: *Instandhaltung von Schutzbauwerken gegen alpine Naturgefahren*. Wien: Guthmann-Peterson 2012.
- Suda J.; Strauss, A.; Rudolf-Miklau, F., Jenni, M., Perz, T.: *Betrieb, Überwachung, Instandhaltung und Sanierung von Schutzbauwerken: Normierung in der ONR 24803*. Wildbach- und Lawinenverbau 71. Jg. Heft 155 (2007): S. 120–136.
- Suda, J.; Rudolf-Miklau, F.: *Rund um den Lebenszyklus von Schutzbauwerken: Schadenshäufigkeit, Zustandsbewertung und Dauerhaftigkeit*. Wildbach- und Lawinenverbau 73. Jg. Heft 163 (2009): S. 102–115.
- Weck-Hannemann, H.; Thöni, M.. *Rechtliche Instrumente des Naturgefahrenmanagements aus ökonomischer Sicht*. In: Fuchs, S.; Khakzadeh, M. L.; Weber K. (Hrsg.). *Recht im Naturgefahrenmanagement*. Innsbruck: Studienverlag (2006), S. 101–114.
- Zehbold, C. *Lebenszykluskostenrechnung*. Wiesbaden: Springer krp Edition 2013.
- Züst, R.: *Einstieg ins Systems Engineering*. 3. Aufl. Zürich: Verlag Industrielle Organisation 2004.

Vorsitz DI Rudolf Pollinger

Direktor Agentur für Bevölkerungsschutz,
Autonome Provinz Bozen

Sicherung des Lebensraumes in Tirol – zukünftige Herausforderungen

DI Gebhard Walter

Wildbach- und Lawinenverbauung, Sektion Tirol
gebhard.walter@die-wildbach.at

Die Sektion Tirol der Wildbach- und Lawinenverbauung als nachgeordnete Dienststelle des Bundesministeriums für Nachhaltigkeit und Tourismus betreut entsprechend ihres gesetzlichen Auftrages das gesamte Bundesland Tirol im Hinblick auf den Schutz vor Naturgefahren.

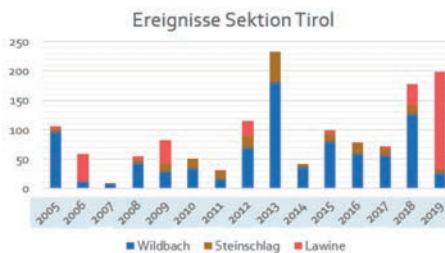
Die Sektion Tirol als Zentrale und fünf regionale Gebietsbauleitungen mit 63 Mitarbeitern im Verwaltungsbereich betreuen die Gemeinden und Bürger in den Fragestellungen des Schutzes gegen alpine Naturgefahren.

Das durchschnittliche Investitionsvolumen zur Errichtung von Schutzbauten lag in den letzten fünf Jahren bei rund € 42,0 Mio. Die Investitionen gliedern sich in die Bereiche Wildbachschutz mit rund 70 %, Lawinenschutz mit rund 18 % und Steinschlagschutz mit rund 12 %. Es werden tirolweit insgesamt ~2200 Wildbacheinzugsgebiete, bzw. ~2600 Lawineneinzugsgebiete betreut.

Grundlage für die Arbeit der Wildbach- und Lawinenverbauung bildet das Forstgesetz von 1975. Die 6 Kernleistungsfelder der Wildbach- und Lawinenverbauung stellen sicher, dass der gesetzliche Auftrag zum Schutz vor Naturgefahren erfüllt wird. Sie setzen sich zusammen aus:

- **Naturgefahreninformation bzw. Beratung:** Erfassung, Aufbereitung, Auswertung und Bereitstellung von Daten und Informationen über Naturgefahren und Risiken und eine konkrete Beratung
- **Sachverständigentätigkeit:** Erstellung von Gutachten und gutachtlichen Stellungnahmen im Rahmen von Behördenverfahren
- **Gefahrenzonenplanung:** Darstellung und Bewertung von Naturgefahren gemäß geltender Rechtslage

- **Maßnahmenplanung:** Erarbeitung und Weiterentwicklung von integralen Schutzsystemen auf Basis der gutachtlichen Bewertung der Gefährdungsprozesse in den Einzugsgebieten
- **Maßnahmensetzung:** Umsetzung der geplanten Schutzsysteme und deren Erhaltung
- **Förderungsmanagement:** Finanzierung der Schutzmaßnahmen im öffentlichen Interesse



Zur Unterstützung in den Fachbereichen Geologie und Lawinen ist außerdem in der Sektion Tirol das Fachzentrum für Geologie und Lawinen beheimatet. Diese Experten betreuen das gesamte Bundesgebiet und unterstützen die Gebietsbauleitungen in Spezialfragen im

geologischen, geotechnischen sowie lawinendynamischen Bereich.

Die vergangenen Jahre waren geprägt von einer enormen Anzahl von Schadereignissen. Zur Bewältigung dieser Schad- bzw. Katastrophenergebnisse mussten insbesondere seit 2013 jährlich rund 10-15 % des Investitionsvolumens investiert werden.

Die große Herausforderung ist hier auch für die Zukunft das Schutzniveau weiterhin auf dem bestehenden hohen Standard zu halten oder nach Möglichkeit sogar zu verbessern.

Im digitalen Schutzbautenkataster der Sektion Tirol sind zwischenzeitlich über 41.000 Bauwerke verortet und lagemäßig erfasst.

Mit der Erlassung der Normenreihe ONR 24800 über Wildbach-, Lawinen- und Steinschlagschutzbauwerke wurde eine standardisierte Inspektion gestartet. Die Bauwerke werden in festgelegten Inspektionsintervallen kontrolliert bzw. laufend überprüft. Dabei wird der aktuelle Zustand kontrolliert. Hier gilt es abzuklären, ob eine Beeinträchtigung, ein Schaden oder ein Mangel am Bauwerk festzustellen ist und ob diese Auswirkungen auf die zukünftige Schutzfunktion des Bauwerks haben. Wird eine Beeinträchtigung festgestellt,

wird im nächsten Schritt je nach Schadensschwere und Dringlichkeit eine entsprechende Sanierungsmaßnahme bzw. bei schweren Schäden eine neuerliche Prüfung durch Fachexperten (Geotechniker, Statiker) eingeleitet. Nicht jeder Mangel führt sofort zu einem Instandsetzungs- oder Sanierungsbedarf.



Im Rahmen dieser Kontrolle und Überprüfung der Schutzbauten ist ein umfangreiches Sanierungs- und Ergänzungsprogramm in Bearbeitung. Zahlreiche historische und teils anzupassende Schutzbauten werden auch noch in der Zukunft einer Redimensionierung und Sanierung dem Stand der Technik entsprechend zugeführt.



Um eine regelmäßige Begehung bzw. laufende Überwachung der zahlreichen Bauwerke, insbesondere nach Ereignissen, zu erleichtern, wurde im Paznauntal durch die regionale Zusammenarbeit von Gebietskörperschaften (4 Gemeinden, Landesstraßenverwaltung und WLW) der „Wasser-

verband Paznaun“ gegründet.

Für die Begehung wurde das Personal von der WLW eingeschult und es wird mit den WLW-Arbeitspartien bei der Behebung von Schäden zusammengearbeitet. Die Dateneingabe erfolgt direkt in den Wildbach- und Lawinenka-

taster. Somit ist durch den Wasserverband eine verlässliche Überprüfung und Instandhaltung der zahlreichen Lawinen- bzw. Steinschlagbauwerke gewährleistet.

Hinzu kommt in der Sektion Tirol ein herausfordernder Anteil an Schutzprojekten, welche nach Großereignissen oder sonstigen Erfordernissen umzusetzen sind. Anzuführen sind hier beispielhaft Schutzvorhaben wie die Rutschung in der Kerschbaumsiedlung in der Gemeinde Navis, Bergsturz Vals in der Gemeinde Vals, Diasbach in der Gemeinde Kappl oder Schallerbach in der Gemeinde See. Diese Schutzprojekte sind auch in Hinblick auf die Arbeitssicherheit und deren Potential für drohende Nachfolgeereignisse als außergewöhnlich und herausfordernd anzusehen.

Beispiel Bergsturz Vals (Gemeinde Vals)

Das Ereignis mit hoher Betroffenheit hat am 24.12.2017 stattgefunden. Es gab Evakuierungen und Straßensperren. 80 Personen waren abgeschnitten. Die Sturzmasse belief sich auf ca. 117.000 m³.



Es wurden nach dem Ereignis zahlreiche Maßnahmen ausgeführt (Geodätisches und Geotechnisches Monitoring, Geologisches 3D-Trennflächenmodell, Massensturzmodellierung mit DAN 3D und Sofortmaßnahmen). Anschließend wurde auch ein Schutzprojekt mit den Projektpartnern Gemeinde und Landesstraßenverwaltung ausgearbeitet. Im Zuge dessen wurden eine Straßenverlegung, Schutzdämme, Netzsysteme und weiteres Monitoring geplant.



Beispiel Schallerbach (Gemeinde See)

Bei dem Murgang am 08.06.2015 mit einer Ereignisfracht von 150.000 m³ kam es zu einer Vermurung des Schwemmkegels in der Gemeinde Kappl. Durch Erosion im Gerinne und Einträge von Rutschungen an Hängen im Mittellauf waren die Murspitzen enorm.





Die bestehenden Bauwerke mussten nach dem Ereignis redimensioniert werden. Im Mittellauf wurde zur Stabilisierung eine Sperrenstaffelung mit Konsolidierungssperren errichtet und das Ortsgerinne wurde erneuert. Das „Herzstück“ der neuen Verbauung ist nun das erweiterte Geschiebeablagebecken mit einem Fassungsvermögen von 45.000 m³. Die Umsetzung weiterer Maßnahmen ist geplant.



Herausforderung für die Zukunft wird für die WLW vor allem die Erhaltung eines hohen Schutzniveaus sein. Hier gilt es sich an die Extreme anzupassen. Einwirkungsabschätzungen sind gegebenenfalls neu zu treffen beziehungsweise Überlastfälle und Normung anzupassen. Auch der Naturraum unterliegt einem ständigen Wandel. Die Waldausstattung wird durch klimatische Veränderungen stark beeinflusst. Dies führt in Zukunft zu diversen Herausforderungen vor allem im Bereich des Schutzwaldes und der Aufforstungen. Auch

die hohe Mobilität und die weiter steigende Erwartung in diesem Bereich stellt vor neue Herausforderungen. Gerade auch durch den begrenzten Raum ist es nötig mit der Ressource Raum sehr sorgfältig umzugehen. In Zukunft wird auch zunehmend Digitalisierung in der Wildbach- und Lawinenverbauung eine immer größere Rolle einnehmen.

Eine weitere wichtige Herausforderung werden auch in Zukunft Kooperationen im Naturgefahrenmanagement sein. Hier gilt es weiterhin unter diversen Fachbereichen gut zusammenzuarbeiten. Auch internationale Zusammenarbeit ist hier zielführend.

Wichtig für die Zukunft ist auch ein Schulterschluss der Verwaltungsebenen. Ziel muss hier sein, die Beteiligten mehr einzubinden, Informationen über Risiken bereitzustellen und beratend zur Seite zu stehen.

Hochwasserschutz im Tiroler Unterland

Dipl.-Ing. Markus Federspiel

Amt der Tiroler Landesregierung, Abteilungsleiter Wasserwirtschaft

wasserwirtschaft@tirol.gv.at

Einleitung

Das Unterinntal ist der Hauptlebens- und Wirtschaftsraum in Tirol und zählt zu den dichtest besiedelten Gebieten in Europa. Der Talboden bietet gute Voraussetzungen für eine landwirtschaftliche Nutzung und zudem stellt es eine Hauptverkehrsachse dar. Das Hochwasserereignis im August 2005 am Inn hat aber auch gezeigt, dass im Unterinntal Defizite hinsichtlich des Hochwasserschutzes vorhanden sind. Aufbauend auf diesen Erkenntnissen wurden beginnend mit dem Jahr 2009 umfangreiche Abflussuntersuchungen zur Ausweisung von Gefahrenzonen entlang des Inn durchgeführt [1, 2]. Die Untersuchungen zeigten, dass im Falle eines 100-jährlichen Hochwasserereignisses große Flächen von bestehenden Siedlungs- und Wirtschaftsräumen, gewidmetes Bauland und übergeordnete Infrastruktureinrichtungen von Überflutungen betroffen sind. Um einen entsprechenden Schutz der Siedlungs- und Wirtschaftsräume sowie der Infrastruktur vor dem Bemessungsereignis HQ_{100} zu gewährleisten, werden derzeit umfangreiche Planungen am Inn zu Hochwasserschutz- und Kompensationsmaßnahmen unter Berücksichtigung unterschiedlicher Rahmen- und Randbedingungen durchgeführt.

Hochwasserschutz im Tiroler Unterinntal

Projektgebiet

Das Projektgebiet betrifft das Unterinntal zwischen der östlichen Stadtgrenze von Innsbruck (Inn-km 292,25) und der Mündung der Weißache in Kufstein (Inn-km 221,30). Die Gesamtlänge der Gewässerstrecke beträgt rd. 71 km. Um das komplexe Hochwasserschutzprojekt rascher und effizienter ausführen zu können, wurde das Projektgebiet in drei Abschnitte unterteilt, welche unabhängig voneinander realisiert werden können. In jedem dieser Abschnitte können die Hochwasserschutzmaßnahmen einschließlich der Kompensationsmaßnahmen umgesetzt werden, ohne die 100-jährliche Hochwassersituation auf einen benachbarten Flussabschnitt zu verschärfen. Die drei Abschnitte entlang des Inn sind das Obere Unterinntal (OUI) von Rum bis Pill/Vomp, das Mittlere Unterinntal (MUI) von Terfens bis Münster/Reith und das Untere Unterinntal (UUI) von Brixlegg/Kramsach bis Kufstein (Abbildung 1).

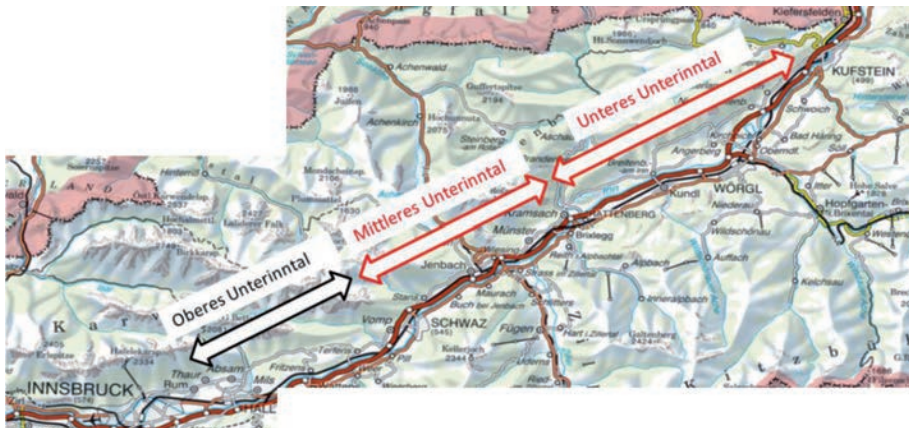


Abbildung 1: Übersicht über das Projektgebiet im Unterinntal mit Abschnittsaufteilung (rot: laufende Planungen).

Projektbeschreibung Mittleres und Unteres Unterinntal

Seit Anfang 2016 laufen aufbauend auf der Regionalstudie Unterinntal [3] im Abschnitt Mittleres und Unteres Unterinntal im Auftrag der Bundeswasserbauverwaltung Tirol weiterführende Planungen. Im Mittleren Unterinntal liegt ein Vorentwurf der ARGE Werner Consult, Geotechnik Henzinger, Freiland, Moser&Jaritz und im Unteren Unterinntal ein Generelles Projekt der ARGE Donau Consult & ILF vor.

Um den Siedlungs- und Wirtschaftsraum künftig vor einem 100-jährlichen Hochwasser zu schützen, werden Mauern und Dämme neu errichtet oder erhöht. Zur Kompensation der Abflussverschärfung sind so genannte optimierte Retentionsräume geplant. Dabei handelt es sich um bereits jetzt bei einem Hochwasser überflutete Räume, die nach Umsetzung der linearen Hochwasserschutzmaßnahmen weiterhin im Hochwasserfall überflutet bleiben, aber effizient bewirtschaftet werden. Beim zurückgehaltenen Wasservolumen, der Einstauhäufigkeit und -dauer sowie der Wassertiefe können sich daher Änderungen zum Ist-Zustand ergeben. Bestehende natürliche Überflutungsflächen werden erhalten.

Ausgewählte Rahmen- und Randbedingungen

Komplexität

Die Koordination sämtlicher Planungen und Ziele im Projekt unter Berücksichtigung einer Vielzahl an unterschiedlichen Interessen und Beteiligter ist eine herausfordernde Aufgabe, zumal deren Interessen oftmals im Widerspruch zueinander stehen. Lokale Änderungen können Auswirkungen auf das komplexe Gesamtkonzept haben und müssen daher gesamthaft betrachtet werden.

Gemeindeübergreifende Kooperation

In der Regionalstudie Unterinntal [4] wurde auf Basis der Gefahrenzonen- ausweisung ein gemeindeübergreifendes Maßnahmenkonzept für den Hochwasserschutz im Unterinntal ausgearbeitet. Für die Umsetzung und Instandhaltung der Hochwasserschutzmaßnahmen werden im Mittleren und Unteren Unterinntal Wasserverbände nach dem Wasserrechtsgesetz (WRG) gegründet. Sie ermöglichen den Zusammenschluss der Interessenten zur Lösung schutzwasserwirtschaftlicher Aufgaben in regionalen Einheiten. In gegenständlichem Fall bilden sich die Wasserverbände aus den betroffenen Anrainergemeinden und Infrastrukturträgern (ASFINAG, ÖBB Infrastruktur AG, Land Tirol – Landesstraßenverwaltung und TIWAG-Tiroler Wasserkraft AG). Die Aufteilung der Kosten und der Stimmrechte wird unter Berücksichtigung von Uferlängen, geschützter Flächen und des Retentionsvolumens festgelegt. Für spätere Widmungen ist ein eigener Widmungsbeitrag vorgesehen.

Grundinanspruchnahme

Neben den Gemeinden sind auch zahlreiche private und gewerbliche GrundeigentümerInnen im Planungsraum von den Hochwasserschutzmaßnahmen betroffen. Für die GrundeigentümerInnen in diesen Gebieten hat das Land Tirol ein speziell angepasstes Entschädigungsmodell ausgearbeitet.

Wasserwirtschaft und Raumordnung

Als Planungs- und Projektierungsgrundsatz gilt es gemäß den Technischen Richtlinien für die Bundeswasserbauverwaltung (RIWA-T) [5] abflussverschärfende Maßnahmen grundsätzlich zu vermeiden und nicht bebaute Flächen als Abfluss- und Rückhalteräume zu erhalten. Für Siedlungen und bedeutende Wirtschafts- und Verkehrsanlagen (höherwertige Nutzungen) ist grundsätzlich die Gewährleistung eines Schutzes bis zu Hochwasserereignissen mit einem voraussichtlichen Wiederkehrintervall von 100 Jahren anzustreben (HQ_{100}). Jedenfalls nicht als höherwertig genutzte Flächen gelten gemäß den

Förderrichtlinien gewidmete, aber nicht bebaute Flächen. Diese Grundsätze sind aus wasserwirtschaftlicher Sicht plausibel, sie stehen aber vielfach im Widerspruch zu den örtlichen Raumordnungskonzepten der betroffenen Gemeinden.

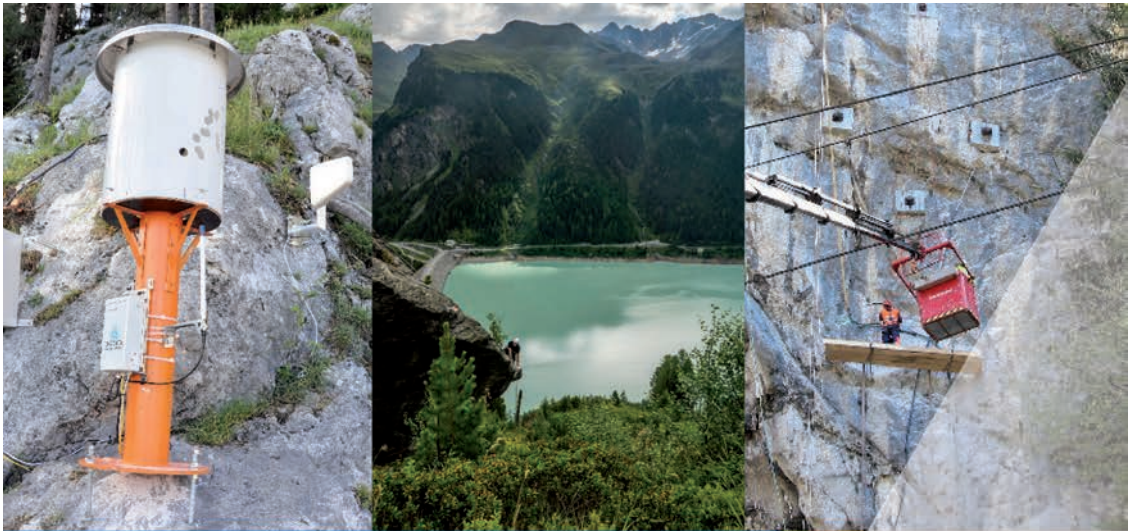
Kommunikation und Öffentlichkeitsarbeit

Die fachbereichsübergreifende Kommunikation ist im Projektverlauf ein wesentlicher Beitrag für einen Projekterfolg. Sie ist zur Berücksichtigung der Interessen von Planern, Gemeinden, Infrastrukturträger und GrundeigentümerInnen als auch zur Koordination der detaillierten Planungen zwischen unterschiedlichen Fachbereichen unumgänglich. Hierfür wurde eine Projektsteuerungsgruppe eingerichtet, um die entsprechenden Planungsabläufe zu koordinieren. Wesentliches Ziel der Öffentlichkeitsarbeit ist die Bewusstseinsbildung der Bevölkerung vor der Naturgefahr Hochwasser und somit die Steigerung der Akzeptanz für das Hochwasserschutzprojekt. Durch die vielen Betroffenen und den großen Projektumfang bedarf das Hochwasserschutzprojekt im Unterinntal großer Aufwendungen im Bereich der Öffentlichkeitsarbeit. In der Projektierung wird durch die projektbegleitende Mitarbeit von KommunikationsexpertInnen stets hoher Wert auf eine transparente und zielgruppenorientierte Darstellung gelegt. Die Information der Bevölkerung über die geplanten Hochwasserschutzmaßnahmen erfolgt in Form zahlreicher Informationsveranstaltungen (Grundeigentümerinformationen, Retentionsraumgespräche, Planungstreffen etc.). Auf der Projekthomepage (<https://www.hochwasserschutz-unterinntal.at>) wird laufend über den aktuellen Planungsstand und -prozess informiert.

Literatur

- [1] Abflussuntersuchung und Gefahrenzonenausweisung Unterer Inn, erstellt von Ingenieurbüro Schönherr, Biberwier, im Auftrag der Bundeswasserbauverwaltung Tirol (2011).

- [2] Abflussuntersuchung und Gefahrenzonenausweisung Mittlerer Inn, erstellt von Geoconsult ZT GmbH, Wien, im Auftrag der Bundeswasserbauverwaltung Tirol (2011).
- [3] Regionalstudie Unterinntal, erstellt von Pieler ZT GmbH, Eisenstadt, im Auftrag der Bundeswasserbauverwaltung Tirol, unveröffentlicht (2013).
- [4] Hochwasserschutz Tiroler Unterinntal, Maßnahmenplanung Unteres Unterinntal, Inn, Generelles Projekt, erstellt von ARGE DonauConsult & ILF, Wien, im Auftrag der Bundeswasserbauverwaltung Tirol, unveröffentlicht (2016).
- [5] Technische Richtlinien für die Bundeswasserbauverwaltung RIWA-T gemäß § 3 ABS 2 WBFG, Wien, Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft (2016).



Unsere Leistungen zur Überwachung von Naturgefahren



Wir überwachen Felsinstabilitäten mit Steinschlaggefahr und Rutschungen mittels:

- > Geotechnischer Instrumentierung (Kluftverschiebung, Extensometer)
- > Kluftwasser-, Porenwasser- und Pegelmessung
- > Geodätischer 3D-Messungen und GNSS
- > Terrestrischer Laserscanner und Drohnenbefliegung
- > Geophonen und seismischer Sensoren

GEODATA SURVEYING & MONITORING GROUP
Hans-Kudlich-Strasse 28
8700 Leoben, Austria
office@geodata.com
www.geodata.com

Mit unserem Online Datenportal KRONOS stellen wir die Messdaten in übersichtlicher Weise zur Verfügung und generieren wir automatische Alarmer bei Grenzwertüberschreitungen.

01 | Instrumente, Software & Systeme

02 | Infrastruktur & Bergbau

03 | Industrievermessung

Vorsitz Univ.-Prof. DI Dr. Johannes Hübl

BOKU, Institut für Alpine Naturgefahren, Wien

Dynamische Einwirkungen von Murgängen auf Schutzbauwerke und deren Untergrund Interaktion

Dipl.-Ing. Georg Nagl und Univ.-Prof. Dr. Johannes Hübl
Universität für Bodenkultur, Institut für Alpine Naturgefahren

1 Einleitung

Die für die Dimensionierung notwendigen Kräfte basierten auf Annahmen, Rückrechnung von Ereignissen und Versuchen. Jedoch wurden Einwirkungen aus fluviatilen oder murartigen Ereignissen bisher kaum gemessen. Deshalb werden in der Praxis zumeist empirische Ansätze für die Lastannahme verwendet. Um die realen Kräfte eines Murganges zu erforschen, wurden bisher zahlreiche skalierte Modellversuche durchgeführt, die zur Entwicklung unterschiedlicher Bemessungsansätze führten. Es zeigten sich jedoch auf Grund der dynamischen Komplexität bei skalierten Modellversuchen große Unsicherheiten. Um diese einzugrenzen, wurde ein Forschungsbauwerk konstruiert und erbaut, an dem an unterschiedlichen Abschnitten die notwendigen



Prozessparameter des Murgangs, Anprallvorgangs, Bauwerksverhaltens und die Abtragung der Kräfte in den Untergrund gemessen werden (sh. Bild 1). Dies soll ein ganzheitliches Bild des Einwirkungsprozesses sowie des Bauwerkverhaltens liefern.

Bild 1: Zerstörte Sperre innerhalb eines Wildbaches in Tirol

1.1 Messbauwerk

Das Einzugsgebiet des Gadria-Baches (Südtirol, Italien) umfasst eine Fläche von ca. 6,3 km² mit einem Höhenunterschied von 1.394 bis 2.950 m über Meeresniveau. Verwittertes metamorphes Gestein und glaziale Ablagerungen führen zu einer hohen Verfügbarkeit von Erosionsmaterial und einer Häufigkeit von ein bis zwei Murgängen jährlich. Das Institut für Alpine Naturgefahren der Universität für Bodenkultur, Wien plante und konstruierte 2016 in Kooperation mit der Agentur für Bevölkerungsschutz von Südtirol eine einzigartige Versuchssperre.

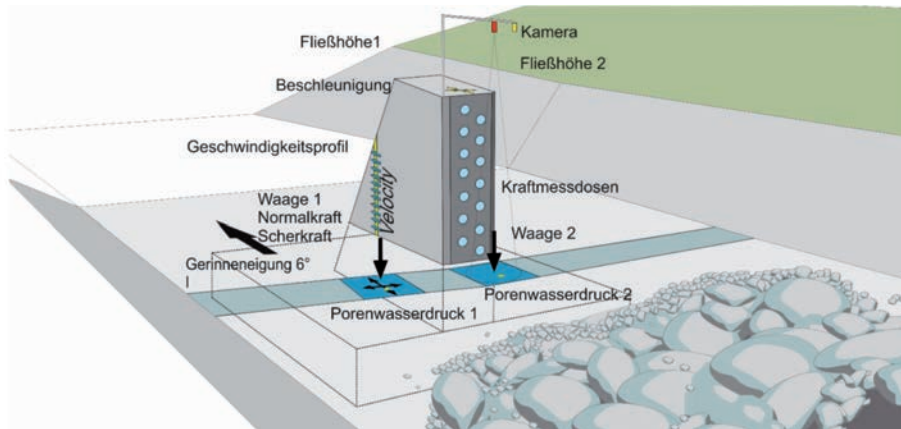


Bild 2: Schematische Darstellung des Messbauwerkes mit der installierten Sensorik

Dazu war es auch notwendig, wesentliche Prozessparameter zeitgleich zu erfassen. Dazu zählen die charakteristischen Kenngrößen wie Dichte, Geschwindigkeit und Fließhöhen des Murganges. Aber auch Parameter wie Porenwasserdrücke und Fließgeschwindigkeiten in einer Messlotrechten am Bauwerk werden aufgezeichnet. Die Anprallkräfte werden auf der Stirnseite mittels 14 Kraftmessdosen bis zu einer Fließhöhe von 3 Metern mit einer Messfrequenz von 4800 Hz gemessen. Weiters werden auch die Spannungen im Bauwerk selbst sowie die Erddrücke unterhalb des Fundamentes be-

stimmt. Damit soll ein holistischer Ansatz für die Einwirkung eines Murganges auf ein Bauwerk dargestellt werden.

Tabelle 1: Auflistung der Sensorik mit den jeweiligen Messbereichen und Meßfrequenzen

Sensoren	Anzahl	Messfrequenz [Hz]	Max. Messbereich
Kraftaufnehmer	14	19.600	max. 1–2 MN
Messbolzen (für zwei Waagen)	8	2.400	0–10 kN
Porenwasserdruckgeber	2	100	0–1,5 bar
3D-Beschleunigungsgeber	1	2.400	400 g
Erddruckgeber	9	100	400 kPa
Wegaufnehmer	2	100	250 mm
Dehnmessstreifen	6	100	
Geschwindigkeitsmessfelder (Leitfähigkeitsmessung)	11 Felder (4 Sensoren je Feld)	2.400	
Kamera	2		
Ultraschallpegelsensoren	2	100	0–10 m

2 Erste Ergebnisse

Seit Beginn der Errichtung des Bauwerks (2017) konnten acht Murgänge erfasst werden. Die Abflüsse erreichten eine Fließhöhe bis zu 3 m, die mittlere Geschwindigkeit schwankte zwischen 1 und 9 m/s und die Dichte zwischen 1.700 und 2.200 kg/m³, wobei die größte Dichte prinzipiell an der Front gemessen wurde. Es wurden Einzeldrücke bis zu 1MN gemessen.

2.1 Zusammenfassung

Das Messbauwerk in dem Gatria-Bach stellt ein einzigartiges Monitoring-System für die Erforschung der Einwirkungen von Murgängen auf Schutzbauwerke dar. Durch die Möglichkeit einer holistischen Betrachtung der einzelnen Prozessabschnitte, beginnend mit den ungestörten Prozessparametern des Murgangs, bis hin zu den Anprallkräften, dem Bauwerkverhalten und schlussendlich zur Abtragung der Kräfte in den Untergrund können Messergebnisse

erzielt und daraus neue Erkenntnisse gewonnen werden um die Entwicklung von Schutzmaßnahmen zu unterstützen. Zusätzlich können innovative Mess-techniken implementiert und mit anderen Systemen verglichen und validiert werden.

Modellversuche zur Filterstabilität grober Gesteinskörnungen an Wasserstraßen

Dr.-Ing. Jürgen Stein
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

1 Einführung

Die Standsicherheit von Deckwerken an den Ufern und auf der Sohle der Wasserstraßen wird durch schiffsinduzierte Wellen und Strömungen sowie wechselnde Wasserstände aus Tide und Wind beeinflusst. Eine bewährte Deckwerksbauweise ist die Schüttung loser Wasserbausteine auf einen Kornfilter. Die Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen sind im BAW-Merkblatt GBB (2010) beschrieben. In Bild 1 ist die häufig eingesetzte Standardbauweise eines durchlässigen Deckwerks auf einem Kornfilter dargestellt. Die Stabilität ist im Wesentlichen von der Steingröße, der Schichtdicke und dem Flächengewicht der Deckschicht abhängig. Weiterhin darf der unterlagerte Kornfilter nicht in die groben Zwischenräume der Wasserbausteine eindringen. Entsprechend müssen die Körnungslinien aufeinander abgestimmt sein. Gleichzeitig muss der Kornfilter den darunter anstehenden Boden zurückhalten. Die Filterbemessung für grobe Gesteinskörnungen erfolgt nach dem BAW Merkblatt MMB

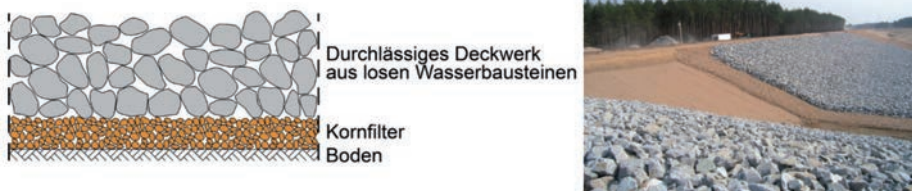


Bild 1: Standardbauweise eines Deckwerks aus losen Wasserbausteinen auf einem Kornfilter.

(2013) in Anlehnung an die von Myogahara et al. (1993) vorgeschlagenen Filterkriterien.

Die Auswirkungen zyklischer, turbulenter und bidirektionaler hydraulischer Belastungen, wie sie an Wasserstraßen vorliegen, auf die Filterstabilität der Deckwerke wurde bisher nicht systematisch untersucht. Die BAW hat dafür im Rahmen eines FuE Vorhabens einen großmaßstäblichen Versuchsaufbau entwickelt, mit dem detaillierte Untersuchungen durchgeführt werden können. Die Versuche werden von einem umfangreichen Messprogramm begleitet. Ziel ist es, ein besseres Verständnis über die Filtermechanismen grober Gesteinskörnungen unter den für die Wasserstraße typischen hydraulischen Belastungen zu erlangen. Die Testergebnisse werden mit den bekannten Filterkriterien von Myogahara (1993) verglichen.

2 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Der verwindungssteife Probekasten hat eine Grundfläche von 1,5 m x 1,5 m und eine Höhe von 2 m. Die Größe wurde gewählt, um die realen Bedingungen möglichst genau abzubilden und Randeinflüsse gering zu halten. Der Kasten ist in Bild 2 dargestellt. Der Kastenboden, auf dem das Deckwerk händisch aufgebaut wird, ist ein durchlässiger, steifer Gitterroststrahlen mit aufgelegtem feinmaschigen Stahlgewebe.



Durch zwei gegenüberliegende großflächige Plexiglasfenster kann der Filtrationsprozess beobachtet werden.

Bild 2: Versuchskasten mit Deckwerk im Tauchbecken.

Für jeden Versuch wurden 100 Belastungszyklen vorgesehen. Dafür wird mit Hilfe eines Mobilkrans der Kasten mit den installierten Messgeräten in das Tauchbecken eingetaucht und zügig wieder herausgezogen. Durch die Wasserspiegeldifferenz innerhalb und außerhalb des Kastens entsteht innerhalb der Filterschicht während der Tauchvorgänge ein instationärer hydraulischer Druckgradient. Der Gradient steht so lange an, bis die Wasserstände ausgeglichen sind.

In-situ-Messungen an der Wasserstraße haben gezeigt, dass die Geschwindigkeit und Tiefe der Wasserspiegelabsenkung am Flussufer je nach Schiffstyp und Fahrsituation variieren. Die Eintauchgeschwindigkeiten des Kastens wurden diesen Messergebnissen grob angenähert und variieren zwischen 0,1 m/s und 0,6 m/s. In Bild 3 sind die Körnungslinien der drei verwendeten Filtermaterialien (Splitt 2/16, Kies 2/63 und Splitt 16/32) und der Deckschicht aus Wasserbausteinen (CP 90/250) dargestellt.

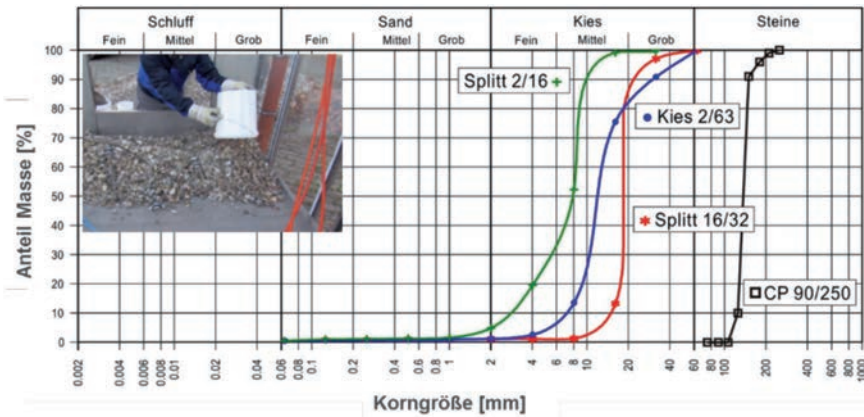


Bild 3: Körnungslinien der eingesetzten Filtermaterialien und Wasserbausteine.

3 Messkonzept

Bild 4 (a) zeigt das umfangreiche Messprogramm. Der Porenwasserdruck wird mit kapazitiven Drucktransmittern gemessen. Mit MIG-Sonden (Electromagnetic Liquid Velocity Meter, Fa. Deltares) wird die Strömungsgeschwindigkeit in der Deckschicht bestimmt. Die Sonden sind unmittelbar oberhalb des Kornfilters zwischen den Wasserbausteinen positioniert, wobei die Messköpfe in den Wasserbausteine befestigt sind (siehe Bild 3 (b)). Die Eintauchtiefe des Kastens wird mit Hilfe eines Tauchpegels gemessen. Die Porosität in Filter- und Deckschicht wird mit Tauchwägungen ermittelt. Dabei wird der Probekasten mit dem Deckwerk nach 0, 10, 20, 30, 70 und 100 Zyklen langsam in das Tauchbecken eingetaucht und das Auftriebsgewicht und die zugehörige Tauchtiefe bestimmt. Die Oberflächensetzungen werden mit einem 3D-Handscanner der Fa. Artec gemessen.

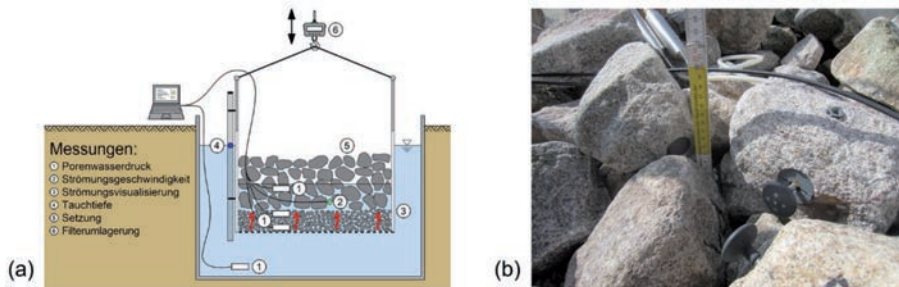


Bild 4: (a) Instrumentierungskonzept. (b) MIG-Sonden in Wasserbausteinen.

4 Versuchsergebnisse

4.1 Hydraulische Belastung

Die hydraulischen Einwirkung auf das Deckwerk beschreibt der dimensionslose hydraulische Gradient $i = \Delta h / \Delta l$. Er berechnet sich aus dem Quotienten der Wasserspiegeldifferenz Δh und der vertikalen Fließlänge Δl , die der Schichtdicke des Filters entspricht. Bei einer großen Wasserspiegeldifferenz

und einem hohen Strömungswiderstand bzw. einer geringen Durchlässigkeit des Filters ist die Belastung auf den Filter groß, was bei nicht filterstabil ausgelegter Körnung zu einem Materialtransport führt.

Der hydraulische Gradient wird bei der maximalen Eintauchtiefe des Kastens ermittelt. Die Fließlänge Δh ist konstant und entspricht der Dicke der Filterschicht mit $\Delta h = 0,3 \text{ m}$. In Bild 5 sind die berechneten Gradienten für die 3 untersuchten Filterkörnungen über die zugehörige Zyklenzahl dargestellt. Für das feinkörnigste Filtermaterial Splitt 2/16, das sich in den Versuchen auch als nicht filterstabil erwiesen hat, liegt der Gradient meist über 1,0.

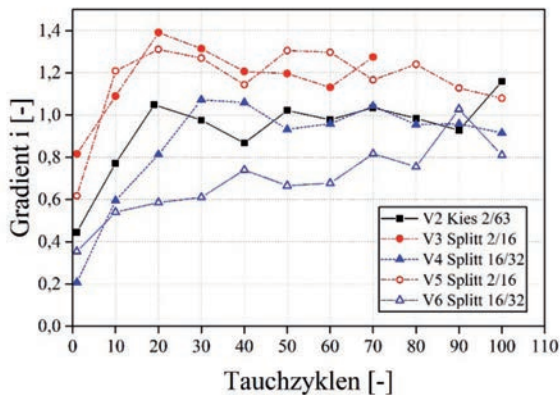


Bild 5: Hydraulischer Gradient i bei maximaler Eintauchtiefe des Kastens.

4.2 Strömung im Deckwerk

Unter dem Aspekt der Filterstabilität eines Deckwerks wird eine turbulente Strömung als kritisch erachtet, da sie sehr ungleichförmig ist, in Größe und Richtung stark schwankt und lokale Änderungen in der hydrostatischen Druckhöhe bewirkt. Das Strömungsverhalten hängt von den geometrischen Verhältnissen und der Strömungsgeschwindigkeit im porösen Medium ab und wird mit Hilfe der Korn-Reynoldszahl Re^* beschrieben, die durch die folgende Gleichung definiert ist (Kolymbas (2011)):

$$Re^* = \frac{v_{F,max} \cdot d_{10} \cdot \rho}{\eta} \quad [-]$$

$v_{F,max}$	max. Filtergeschwindigkeit [m/s]
d_{10}	charakteristischer Korndurchmesser [m]
ρ	Dichte Wasser [kg/m ³]
η	dynamische Viskosität Wasser [kg/(sm)]

Für die Einteilungsgrenzen gibt es in der Literatur unterschiedliche Angaben. Nach Wen-Shih Chang (2001) ist eine Strömung ab etwa $Re^* > 120$ turbulent. In Bild 6 ist beispielhaft die mit Hilfe der MIG-Sonden gemessene Abstandsgeschwindigkeit v_A über ein Intervall von 6 Tauchzyklen dargestellt. Die blaue Linie zeigt die Strömungsgeschwindigkeit, die rote Linie zeigt die Eintauchtiefe des Kastens. Unmittelbar nach dem Eintauchen steigt die Abstandsgeschwindigkeit stark an und fällt mit dem Ausgleich der Wasserspiegeldifferenz bzw. mit der Abnahme des hydraulischen Gradienten ab. Die ermittelten Spannweiten der Strömungsgeschwindigkeiten für die 3 untersuchten Materialien sind in Tabelle 2 dargestellt.

Tabelle 2: Spannweiten der Strömungsgeschwindigkeiten an der Filter-Deckschicht Grenze.

Filtermaterial	Spannweiten der Strömungsgeschwindigkeiten	Spannweiten der Korn-Reynoldszahl
Splitt 16/32	0,11 – 0,29 m/s	1200 – 3760
Splitt 2/16	0,04 – 0,23 m/s	78 – 250
Kies 2/63	0,02 – 0,41 m/s	365 – 858

Bei allen Materialien wurde eine turbulente Strömung ermittelt. Der nicht filterstabile Splitt 2/16 weist die kleinsten Werte von Re^* auf. Indirekt kann aus den Messungen geschlossen werden, dass die Turbulenz nur einen untergeordneten Einfluss auf die Filterstabilität hat, da die Materialien mit den höheren Reynoldszahlen filterstabil waren. Bei der Gesamtbewertung sind

aber die hydraulischen Belastungen und die geometrischen Filterkriterien gemeinsam zu betrachten.

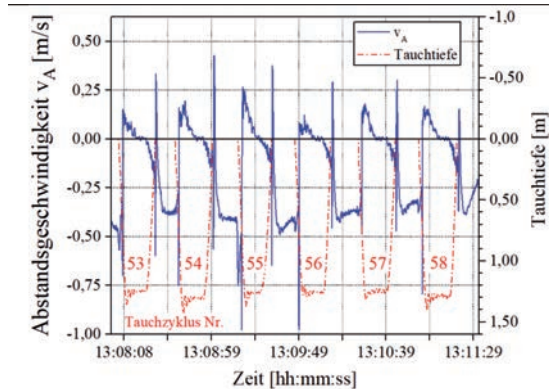


Bild 6: Abstandsgeschwindigkeit v_A für Filtermaterial Splitt 16/32 über 6 Tauchzyklen, blau = Strömungsgeschwindigkeit, rot = Eintauchtiefe des Kastens.

4.3 Visualisierung der Kontakterosion

Mit Hilfe von Fotos (siehe Bild 7) an der Schichtgrenze vom Kornfilter zu den Wasserbausteinen wird die Filterstabilität visuell bewertet. Die grüne Linie markiert den Anfangszustand. Die rote Linie zeigt näherungsweise die mittlere Eindringtiefe der Körner in die Zwickel der Wasserbausteine. Erwartungsgemäß ist das Filtrationsverhalten unterschiedlich stark ausgeprägt. Der weitgestufte Kies 2/63 (a) und der eng gestufte Splitt 16/32 (b) zeigen sich verhältnismäßig stabil. Beim Splitt 2/16 (c) führte die hydrodynamische Belastung zu einem massiven Eintrag von Filterkörnern in die Deckschicht. Lokal kam es sogar zu einem Kollaps der Deckwerksstruktur mit Absinken einzelner Wasserbausteine bis auf den Kastenboden. Weiterhin wurde Filtermaterial bis auf die Deckschichtoberfläche gespült. Der Splitt 2/16 genügt zwar rechnerisch dem Stabilitätskriterium von Myogahara, hat sich in den Versuchen aber als sehr instabil gegenüber den Wasserbausteinen erwiesen.



Bild 7: Filtereintrag nach 100 Zyklen für die drei Filterkörnungen.

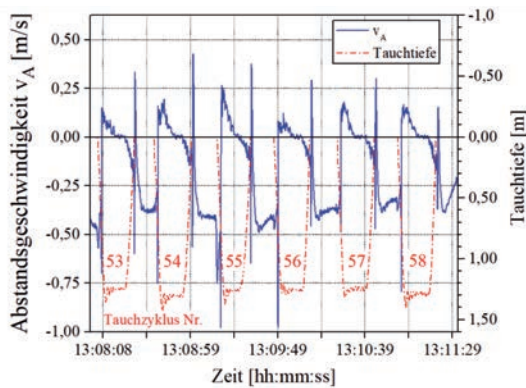


Bild 8: Filtration der Filtermaterialien in die Deckschicht über die Zyklenzahl.

4.4 Oberflächensetzungen

Mit Hilfe von 3D-Scans der obersten Steinlage wurden die Oberflächenverformungen bestimmt. Die Aufnahme in Bild 9 zeigt das Differenzbild zwischen Nullmessung und nach 10 Tauchzyklen mit dem Filtermaterial Kies 2/63. Die Gleichmäßigkeit der Verformungen ist anhand des Farbschemas erkennbar. Die Auswertung der mittleren Verformungen aller 3 Filtermaterialien zeigt das Bild 10. Das Deckwerk hat sich bei allen Versuchen bis zum Versuchsende gesetzt. Die Setzungen variieren zwischen 2 bis 8 cm. Die größten Verformungen zeigt erwartungsgemäß der instabile Splitt 2/16. Bei allen Materialien erfolgt der Großteil der Setzungen innerhalb der ersten 30 Zyklen.

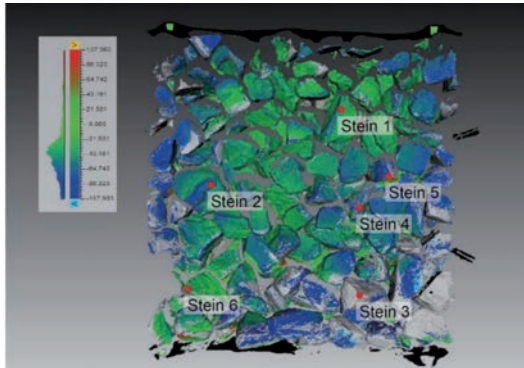


Bild 9: Differenzbild der 3D-Scans zwischen 0 und 10 Zyklen am Beispiel Kies 2/63. Rot Hebungen, grün kleine Verformungen, blau Setzungen.

4.5 Veränderung des Porenvolumens

Die Diagramme in Bild 10 zeigen die Veränderungen der Porosität über die Deckwerkshöhe mit zunehmender Zyklenzahl. Bei den filterstabilen Körnungen Kies 2/63 (links) und Splitt 16/32 (mittig) ist die Streuung eher gering, was auf eine überwiegend stabile Struktur hinweist. In der Filterschicht liegt eine größere Bandbreite vor, die auf innere Kornumlagerungen hindeutet. Die Streuung der Porosität nahe dem Kastenboden ist auf Randeinflüsse zurückführbar. Die Porosität an der Oberfläche nimmt naturgemäß zu. Der instabile Splitt 2/16 (rechts) zeigt eine deutliche Streubreite mit einer auffälligen Abnah-

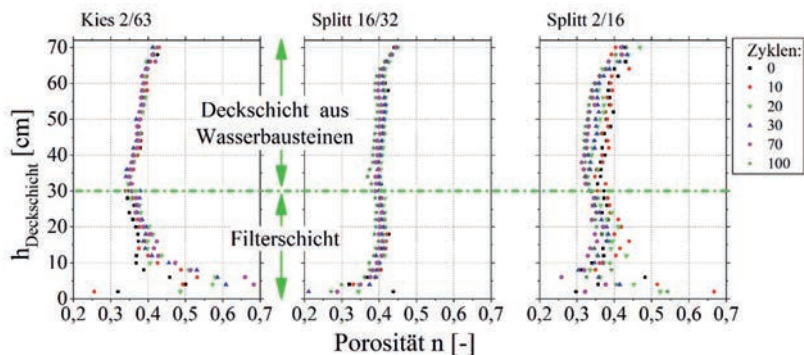


Bild 10: Porositätsverteilung im Deckwerk. Links Kies 2/63. Rechts Splitt 2/16.

me der Porosität. Hier hat sich insbesondere in der Deckschicht mit zunehmender Zyklenzahl der Porenraum mit Filtermaterial zugesetzt. Gleichzeitig ist die Verdichtung in der Filterschicht mit dem Absinken einzelner Wasserbausteine erklärbar.

5 Berechnung der Filterstabilität

Für die Filterbemessung stehen unterschiedliche Bemessungsansätze zur Verfügung (siehe MMB (2013)). Myogahara et al. (1993) haben für Korngrößen bis 53 mm Filterversuche in einem Zylinder bei vertikaler Durchströmung und hohen Gradienten durchgeführt. Für das Stabilitätskriterium werden keine Anwendungsgrenzen genannt, jedoch besteht eine Abhängigkeit zum hydraulischen Gradienten i . Das Stabilitätskriterium α_{30} hängt vom Korngrößenverhältnis zwischen den Wasserbausteinen D_{15} und dem Filter d_{30} ab. Nach Myogahara ist ab einem Korngrößenverhältnis von $\alpha_{30} > 100$ die Filterstabilität nicht mehr gewährleistet. Sein Ansatz erlaubt zwischen den Wasserbausteinen und dem Filtermaterial einen großen geometrischen Korngrößenabstand.

$$\alpha_{30} = \frac{D_{15}}{d_{30}} \leq 45, \quad \text{Filterstabil für alle Gradienten}$$
$$\alpha_{30} = \frac{D_{15}}{d_{30}} \leq 100, \quad \text{stabil für } i < 8$$

In Tabelle 1 sind die charakteristischen Korngrößen und das berechnete Verhältnis für die hier vorgestellten Versuche dargestellt. Danach ist die Filterstabilität für alle 3 Filterkornungen gut gegeben.

Tabelle 1: Char. Kennwerte der Wasserbausteine, des Kornfilters und Nachweise der Filterstabilität nach Myogahara et al. (1993).

Filtermaterial	Wasserbausteine $CP_{90/250}$ D_{15} [mm]	Korngröße Filtermaterial d_{30} [mm]	Kriterium Myogahara α_{30} [-]
Kies 2/63	126	10	12,6
Splitt 16/32	126	17	7,4
Splitt 2/16	126	4,5	28

Die Modellversuche haben gezeigt, dass die Filterstabilität für den Kies 2/63 und den Splitt 16/32 gegeben ist. Obwohl der Splitt 2/16 das geometrische Stabilitätskriterium nach Myogahara gut erfüllt und auch der hydraulische Gradient eher gering ist, ist das Material gegenüber den Wasserbausteinen nicht stabil. Eine Ursache ist, dass im Kriterium nach Myogahara nur die unteren 30 % der feinkörnigen Fraktionen berücksichtigt und die groben Kornanteile unberücksichtigt sind. Myogahara hat auch Auswertungen mit der größeren Fraktion des Filtermaterials $\alpha_{85} = D_{15}/d_{85}$ betrachtet. Hier konnte er jedoch keinen klaren Trend zwischen dem hydraulischen Gradienten i und der Stabilität feststellen. Ein weiterer Unterschied zu den hier vorgestellten Versuchen ist, dass Myogahara einen eher kleinen Versuchszylinder mit einem Durchmesser von nur 20 cm verwendete und dass die hydrodynamische Belastung nicht zyklisch war.

Der im BAW-Merkblatt MMB (2013) und in den zusätzlichen Anmerkungen in der MMB Ergänzung (2013) beschriebene Nachweis in Anlehnung an Myogahara beschränkt sich daher auf ein reduziertes und auf der sichereren Seite liegendes Korngrößenverhältnis von $\alpha_{30} \leq 40$ mit gut abgestufter Korngrößenverteilung des Filtermaterials mit einem Gleichförmigkeitsgrad von $C_{U,B} = d_{60}/d_{10} \geq 8$. Die Untergrenze von $C_{U,B}$ basiert auf dem BAW-Merkblatt MAK (2013).

6 Schlussfolgerungen

Ein zuverlässiges und langlebiges Deckwerk an der Wasserstraße benötigt einen filterstabilen Deckwerksaufbau. Mit den hier vorgestellten Modellversuchen wurden die zyklischen hydraulischen Belastungen in einem typischen Deckwerksaufbau simuliert, die Verformungen ermittelt und die Strömungsbelastungen beschrieben. Für die Bemessung von Kornfiltern gibt es verlässliche Bemessungskriterien, deren Einsatzgrenzen jedoch beachtet werden müssen. Betrachtet man die Stabilität zwischen den sehr groben Wasserbausteinen und dem direkt unterlagerten deutlich feineren Kornfilter, gibt es nur wenige Kriterien, die angewendet werden können. Dies liegt u. a. an den hohen hydrodynamischen Belastungen, die auf solche Strukturen wirken. Filterregeln, die auf geometrischen Kriterien basieren, sind gut etabliert. Einige Ansätze lassen sich auch erfolgreich auf Materialien gröber als Kies anwenden, wie z.B. der Ansatz von Myogahara (1993). Wie die hier beschriebenen Untersuchungen jedoch zeigen, ist die Methode von Myogahara für Deckwerke an Wasserstraßen nur eingeschränkt nutzbar und sollte entsprechend angepasst werden. Zusätzliche Untersuchungen mit weiteren Filtermaterialien sind erforderlich, um die Kenntnisse zu präzisieren und um die Anwendung der Filterregeln weiter zu verbessern.

7 Literatur

- GBB (Ausgabe 2010): Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlsicherungen an Binnenwasserstraßen (Ausgabe 2010) - Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe. https://www.baw.de/DE/service_wissen/publikationen/merkblaetter_empfehlungen_richtlinien/merkblaetter_empfehlungen_richtlinien.html.
- Heibaum, M. (2004): Geotechnical filters – the important link in scour protection – Keynote paper in: Proceedings ICSE-2 (Second International Conference on Scour and Erosion), Singapore. <https://hdl.handle.net/20.500.11970/100696>.

- Kolymbas (2011): Geotechnik – Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau. Springer-Verlag Berlin Heidelberg. Ausgabe 2011. DOI 10.1007/978-3-642-20482-1.
- Myogahara, Y.; Morita, S.; Kuroki, H. (1993): Piping stability in the filter material of rock-fill dams. In: Brauns, J.; Heibaum, M.; Schuler, U. (Eds.): Filters in Geotechnical and Hydraulic Engineering – Geofilters'92 – Proceedings. Rotterdam, pp. 107-111.
- MMB (Ausgabe 2013): BAW-Merkblatt Materialtransport im Boden (Ausgabe 2013) - Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe. https://www.baw.de/DE/service_wissen/publikationen/merkblaetter_empfehlungen_richtlinien/merkblaetter_empfehlungen_richtlinien.html.
- MMB Ergänzung (Ausgabe 2013): BAW-Merkblatt Materialtransport im Boden- Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe. https://www.baw.de/DE/service_wissen/publikationen/merkblaetter_empfehlungen_richtlinien/merkblaetter_empfehlungen_richtlinien.html.
- Wen-Shih Chang (2001): Experimentelle Untersuchung zur freien Konvektion an Rohren in einer Kies/ Wasser-Schüttung, Uni Stuttgart.
- Stein, J.; Stelzer, O. (2020): Model tests on the filter stability of granular filters for revetments – Keynote paper accepted in: Proceedings ICSE-10 (The 10th International Conference on Scour and Erosion), Arlington, Virginia.

Einwirkungen und Einwirkungskombinationen auf Wildbachsperren

Priv. Doz. DDI Dr. Jürgen Suda
alpinfra consulting + engineering GmbH, Wien

1 Einleitung

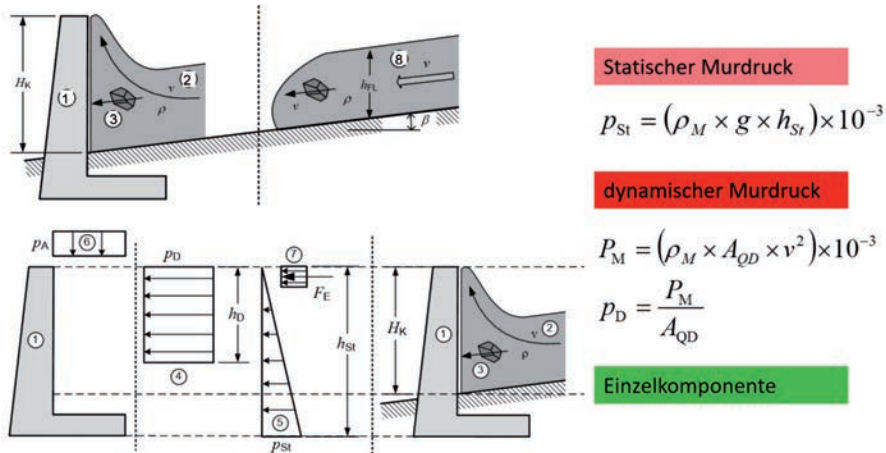
Wildbachsperren sind wichtige Bestandteile von alpinen Schutzsystemen. Dabei erfolgten der Entwurf und die bautechnische Bemessung dieser Bauwerke jahrzehntelang auf Basis der Erfahrung im Arbeitsbereich der Wildbach- und Lawinenverbauung. Zwischen 2009 und 2013 wurden in einem Arbeitskreis am österreichischen Normungsinstitut vier ÖNORM Regeln zu Entwurf, Bemessung und Instandhaltung von Wildbachsperren erarbeitet (ONR 24800 [1] bis 24803 [4]). Diese Regeln werden derzeit überarbeitet und anschließend als ÖNORM B 4800 [5] veröffentlicht. Im folgenden Artikel wird schwerpunktmäßig auf ausgewählte Einwirkungsmodelle und Einwirkungskombinationen für die Bemessung von Wildbachsperren eingegangen. Dabei wird auch auf einige Unterschiede zwischen den bisherigen Regeln in den ONRs und den überarbeiteten Regeln in der ÖNORM B 4800 eingegangen.

2 Einwirkungen

In der ONR 24800 [1], Tabelle 6 sind 9 Funktionstypen definiert. Je nach Funktionstyp dienen Wildbachsperren dem Erosionsschutz der Bachsohle (Konsolidierungssperren), zur Geschiebebewirtschaftung (Dosiersperren, Filtersperren), dem Hochwasserschutz (Retentionssperren) und dem Brechen und Bremsen von Muren (z.B. Murbrecher). Aus diesen Funktionen resultiert eine Vielzahl von unterschiedlichen Einwirkungen. Die wichtigsten sind:

- Erddrücke
- Wasserdrücke (aus fluviatilen Verlagerungsprozessen)
- Statische und dynamische Wasserdrücke
- Sohl- und Fugenwasserdrücke
- Murdrücke (aus murartigen Verlagerungsprozessen)
- Statische und dynamische Murdrücke
- Einwirkungen von Einzelkomponenten

Während die Erddrücke nach den Geotechnik-Normen anzusetzen sind, wurden für die Einwirkungen aus den Verlagerungsprozessen (fluviatil oder murartig) im Gerinne in der ONR 24802 [3] geeignete Modelle definiert. Diese wurden weitgehend unverändert in die ÖNORM B 4800 übernommen. Die Gruppen der fluviatilen und murartigen Verlagerungsprozesse unterscheiden sich durch die Dichte des Abflusses und dessen Rheologie. In den Modellen wird davon ausgegangen, dass sich Verlagerungsprozesse mit Feststoffanteilen bis zum fluviatilen Feststofftransport (Dichten bis 1300 kg/m^3) annähernd wie Reinwasserabflüsse verhalten. Der Feststoffanteil wird bei der Festlegung der Dichte des Abflusses berücksichtigt. Aus Versuchen und Beobachtungen in der Natur ist bekannt, dass murartige Feststofftransporte (Dichten bis 2300 kg/m^3) teilweise anderen Gesetzmäßigkeiten folgen. Daher wurden für diese eigene Modelle festgelegt. Als Beispiel ist in Bild 1 das Murmodell dargestellt. Alle Einwirkungsmodelle sind so aufgebaut, dass an einer Schnittstelle im Gelände (gestrichelte Linie) die Eingangsparameter für das Einwirkungsmodell aus dem jeweiligen Prozessmodell festzulegen sind. Das Prozessmodell bildet das Verhalten des Abflusses im Gerinne ab (z.B: Ablusssimulation). Für Murdrücke sind als Eingangsparameter in das Einwirkungsmodell die Geschwindigkeit (v), die Dichte (ρ) und die Fließtiefe (h_{FL}) festzulegen. Weiters ist die Größe der dynamischen Belastungsfläche (A_{OD}), jene Fläche am Bauwerk, auf die der dynamische Murdruck wirkt, festzulegen. Für Einzelheiten wird auf die ONR 24801, Kapitel 9.3 und [7] verwiesen.



Es bedeutet:

- | | |
|--|---|
| 1 Bauwerk (Sperr) | 5 statischer Murdruck |
| 2 Mure trifft auf Bauwerk und staut sich auf | 6 Auflast aus einem murartigen Verlagerungsprozess |
| 3 Anprall von Einzelkomponenten | 7 Ersatzkraft für den Anprall von Einzelkomponenten |
| 4 dynamischer Murdruck | 8 Mure im Gerinne |

Bild 1: oben: Einwirkungsmodell (rechts) Schnittstelle (Mitte) und Prozessmodell (rechts); unten: Einwirkungskomponenten bei murartigem Feststofftransport, aus [5]

Da das Abschätzen der resultierenden Kräfte aus dem Anprall einer Einzelkomponente in der Praxis schwierig ist, wurde in der ONR 24801 festgelegt, dass in allen Fällen eine Ersatzkraft von 1000 kN, welche auf eine Ersatzfläche von 0,7 x 0,7 m wirkt, anzusetzen ist. Durch diese starre Regelung kam es bei der praktischen Anwendung immer wieder zu schwer bemessbaren Bauwerken. Weiters wurde die Unabhängigkeit der Einwirkung von der Geschwindigkeit des Prozesses kritisch diskutiert. Daher wurde in der ÖNORM B 4800 ein entsprechend modifiziertes Diagramm aufgenommen (Bild 2). Aus diesem kann nun die statische Ersatzkraft in Abhängigkeit des mittleren Blockdurchmessers und der Geschwindigkeit entnommen werden.

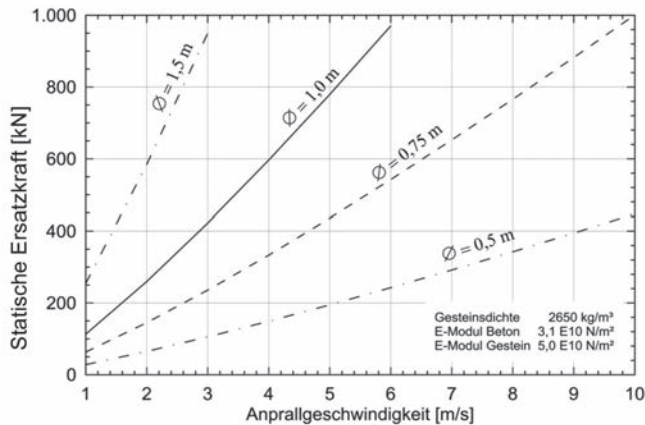


Bild 2: Einwirkungen bei Anprall von Einzelkomponenten, aus [5]

3 Einwirkungskombinationen

Einzelne Einwirkungen werden für die bautechnische Bemessung zu Einwirkungskombinationen zusammengefasst. Derzeit sind in der ONR 24802 16 Einwirkungskombinationen definiert. Im Zuge der Überarbeitung wurden diese auf 12 standardisierte Einwirkungskombinationen reduziert. Dabei wurden vor allem jene Kombinationen ohne Absatz eines Sohlwasserdruckes, wie sie ursprünglich aus [6] übernommen wurden, gestrichen. Die aktuellen standardisierten Einwirkungskombinationen lauten wie folgt:

- EK A – EK für eine Sperre bei Beanspruchung mit fluvialem Verlagerungsprozess und leerem Ablagerungsbecken
- EK B – EK für eine Sperre bei Beanspruchung mit fluvialem Verlagerungsprozess und vollständig mit Geschiebe verfülltem Ablagerungsbecken
- EK C – EK für eine Sperre bei Beanspruchung mit murartigem Verlagerungsprozess und nicht mit Geschiebe verfülltem Ablagerungsbecken
- EK D – EK für eine Sperre bei Beanspruchung mit murartigem Verlagerungsprozess und vollständig mit Geschiebe verfülltem Ablagerungsbecken

- EK E – EK für eine Sperre bei Beanspruchung mit fluvialem Verlagerungsprozess und vollständig mit Geschiebe verfülltem Verlandungsraum
- EK F – EK für eine Sperre bei Beanspruchung mit fluvialem Verlagerungsprozess und nicht oder teilweise gefülltem Verlandungsraum
- EK G – EK für eine Sperre bei Beanspruchung mit murartigem Verlagerungsprozess und vollständig mit Geschiebe verfülltem Verlandungsraum
- EK H – EK für eine Sperre bei Beanspruchung mit murartigem Verlagerungsprozess und nicht oder teilweise gefülltem Verlandungsraum
- EK I – EK mit Beanspruchungen aus Lawinen
- EK J – EK mit Beanspruchungen aus seitlichem Hangdruck
- EK K – EK mit Beanspruchungen aus Steinschlag
- EK L – EK mit Beanspruchung aus Erdbeben

Die einzelnen EK sind in der Norm jeweils durch eine Grafik und textliche Beschreibung definiert. Dabei wurden die bestehenden Schnittdarstellungen um eine Bauwerksansicht erweitert. Dadurch sind nun die zu berücksichtigenden Lastflächen eindeutig definiert. Ein Beispiel ist in Bild 3 dargestellt.

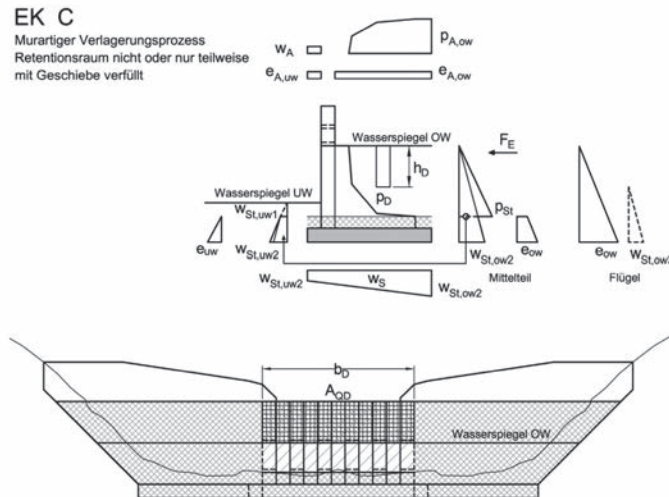


Bild 3: Beispiel einer Einwirkungskombination aus ÖNORM B 4800 – Entwurf: EK C. Diese Kombination wird vorwiegend zur Bemessung von Murbrechern verwendet.

Tabelle 1: Einwirkungskombinationen (EK) in Abhängigkeit des Funktionstyps und des maßgeblichen Bemessungsprozesses; aus [5]

Funktions- typ	Maßgeblicher Bemessungsprozess					
	fluviatile Verlagerungs- prozesse			murartige Verlagerungs- prozesse		
	BS 1	BS 2	BS 3	BS 1	BS 2	BS 3
Konsolidie- rung/ Stabi- lisierung	E	F ²	Überlastfall & je nach Situation: I, J, K, L	E	G ³ , H ²	Überlastfall & je nach Situation: I, J, K, L
Ablagerung	A	B ¹	Überlastfall & je nach Situation: I, J, K, L	A	C ³ , D ¹	Überlastfall & je nach Situation: I, J, K, L
Dosierung						
Filterung						
Energie- umwand- lung (Ab- sturzbau- werke)				G	H ²	Überlastfall & je nach Situation: I, J, K, L
Energie- umwand- lung (Mur- brecher)				C	D ¹	Überlastfall & je nach Situation: I, J, K, L
1 Vorübergehende Verkläusung der Sperrenöffnungen und damit einhergehende Hinterfüllung 2 Bauzustand bzw. bei natürlicher Verlandung 3 Vorübergehender Betriebszustand						

Bei der Auswahl der EK wird unterschieden, ob das Schutzbauwerk im Betriebszustand plangemäß hinterfüllt (z.B. Konsolidierungssperre) oder plangemäß freistehend (z.B. Dosiersperre) ist. Weiters ist die Art der zu untersuchenden Einwirkungskombination noch vom Bemessungsprozess (fluviatiler oder murartiger Feststofftransport) abhängig.

Diese standardisierten Einwirkungskombinationen werden über Tabelle 1 den Funktionstypen zugewiesen. Dabei sind dies die EK, die mindestens

für das jeweilige Bauwerk zu untersuchen sind. Im Einzelfall kann es auch notwendig werden zusätzliche EK anzuwenden. Sollten Einwirkungen oder Einwirkungskomponenten für einen bestimmten Standort nicht relevant sein, müssen diese auch nicht angesetzt werden.

4 Zusammenfassung

Die normativen Vorgaben zu den Einwirkungen und Einwirkungskombinationen decken die Regelfälle für die Bemessung von Wildbachsperrern ab. In Einzelfällen kann es notwendig sein weitere EK anzusetzen. Im Zuge der Überarbeitung der bestehenden ONR-Reihe wurden die Einwirkungsmodelle und Einwirkungskombinationen formal besser aufeinander abgestimmt. Weiters wurde die Verteilung der Einwirkungen an der Sperre eindeutig definiert. Derzeit werden noch die übrigen Teile der Norm diskutiert und entsprechend überarbeitet. Der Erscheinungstermin der ÖNORM B4800 ist derzeit für Ende 2021 vorgesehen.

Literatur

- ONR 24800 (2009): Schutzbauwerke der Wildbachverbauung: Begriffe und ihre Definition sowie Klassifizierung, Ausgabedatum: 2009-02-15
- ONR 24801 (2013): Schutzbauwerke der Wildbachverbauung: Statische und dynamische Einwirkungen, Ausgabedatum: 2013-08-15
- ONR 24802 (2011): Schutzbauwerke der Wildbachverbauung: Projektierung, Bemessung und konstruktive Durchbildung, Ausgabedatum: 2011-01-01
- ONR 24803 (2008): Schutzbauwerke der Wildbachverbauung: Betrieb, Überwachung und Instandhaltung, Ausgabedatum: 2008-02-01
- ÖNORM B 4800 (noch nicht erschienen): Schutzbauwerke der Wildbachverbauung: Begriffe, Einwirkungen, Bemessung und konstruktive Durchbildung, Überwachung und Instandhaltung

Jürgen Suda

Eidgenössisches Amt für Straßen und Flussbau (1973): Dimensionierung von Wildbachsperrern aus Beton und Stahlbeton. Bern: Eigenverlag

Suda, J.; Bergmeister, K. (2020): Wildbachsperrern, In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J-D (Hrsg.): Betonkalender 2020, Verlag: Ernst und Sohn



- **FARFALLA Böschung**
 - Straßen- und Forstwegebau
 - Sanierung von Rutschungen
 - Schneller und einfacher Einbau
 - Erhältlich in 2 Baugrößen
- **FARFALLA Bach- und Runsenverbauung**
 - Stabilisierung von Gerinnen (Bächen / Runsen)
 - Alternative zu Sperren aus Holz
 - Schneller und einfacher Einbau
 - Erhältlich in 3 Baugrößen



- **Lawinschutzbauten aus Stahl**
 - Stahlschneebrücken
 - Triebsschneewände
 - Lawinenablenkwände
 - Dreibeinböcke



Vorsitz Univ.-Prof. Dr. Christian Zangerl

BOKU, Institut für Angewandte Geologie (IAG), Wien

Vom Bemessungsblock zur Gefahrenkarten: Stolpersteine bei der Bewertung der Steinschlaggefahr

From design block to hazard maps: stumbling blocks in rockfall hazard assessment

Alexander Preh, Emmanouil Fleris, Mariella Illeditsch
Institute of Geotechnics, Vienna University of Technology, Vienna

Abstract

For regions with distinct rock-cliffs, rockfall represents a serious hazard due to high propagation velocities. In order to pursue territorial planning with an awareness of rockfall hazard, it is necessary to identify those areas that are or may be affected by this process. This requires complex tasks in the collection of process-relevant data and in process modeling. The biggest challenges in estimating the hazard of rockfall are

- the identification of detachment areas,
- the estimation of relevant block sizes,
- the determination of model parameters relevant for the runout process,
- the calibration of the process models and
- estimating event frequencies.

Kurzfassung

Für Regionen mit ausgeprägten Felswänden stellt der Prozess Steinschlag aufgrund seiner hohen Ausbreitungsgeschwindigkeiten eine ernsthafte Gefahr dar. Um Raumplanung im Bewusstsein der Steinschlaggefahr zu verfol-

gen, ist es notwendig, jene Gebiete zu identifizieren, die von diesem Prozess betroffen sind oder betroffen sein können. Dafür sind komplexe Aufgaben bei der Erhebung der prozessrelevanten Daten und bei der Prozessmodellierung zu bewältigen. Die größten Herausforderungen und Stolpersteine bei der Bewertung der Gefahr durch Steinschlag liegen

- bei der Bestimmung der Ablösebereiche und
- der maßgeblichen Blockgrößen,
- bei der Festlegung der für den Sturzprozess relevanten Modellparameter,
- bei der Kalibrierung der Prozessmodelle und
- bei der Abschätzung der Ereignishäufigkeit.

1 Der Prozess Steinschlag

Evans and Hungr (1993) beschreiben den Prozess Steinschlag als die Bewegung individueller, voneinander unabhängiger Felsfragmente, die mittels episodischer Einschläge mit dem Untergrund interagieren. Die österreichische Richtlinie zum Technischen Steinschlagschutz (ONR 24810:2017) beschreibt Steinschlag gemäß der Definition nach Kienholz et al. (1998) als das Fallen, Springen und Rollen von isolierten Steinen und Blöcken. Entsprechend den gängigen Definitionen kann der Prozess Steinschlag als die Bewegung individueller, voneinander unabhängiger Felsfragmente (Steine oder Blöcke) beschrieben werden, wobei nach Bozzolo (1987) vier Bewegungszustände der Fragmente zu unterscheiden sind: Fallen, Springen, Gleiten und Rollen. Der dominante Bewegungszustand ist in hohem Maße von der Fallhöhe, der Länge und der Morphologie (Hangneigung etc.) der Sturzbahn, der Beschaffenheit der Oberfläche (Oberflächenrauheit und Dämpfung) und den Materialeigenschaften des vorherrschenden Gesteins (z.B. Einfluss durch Fragmentierung) abhängig. Entsprechend vieler Beobachtungen ist der dominante Bewegungszustand jedoch zumeist das Springen (siehe Abbildung 1), also die Interaktion des Felsfragments mit dem Untergrund mittels episodischer Einschläge. Die übrigen Bewegungszustände (Fallen, Gleiten und Rollen) beobachtet man vor allem am Beginn und am Ende einer Trajektorie. Es kann

jedoch beobachtet werden, dass große Blöcke im Vergleich zu kleineren Blöcken während des Sturzprozesses weniger springen und öfters rollen.

Sturzversuche an bewaldeten und nicht bewaldeten natürlichen Hängen (Dorren et al. 2006; Smith and Duffy 1990; Usiro et al. 2006) und Rückrechnungen von Steinschlagereignissen haben gezeigt, dass die maximal auftretenden Prozessgeschwindigkeiten im Allgemeinen bei 30 bis 35 m/s liegen. Vereinzelt wurden jedoch auch schon Geschwindigkeiten von über 45 m/s beobachtet bzw. rückgerechnet (Pamminger 2019; Rauscher 2018).



Abb. 1: a) Einschlagkrater b) Bereich des Abbruchs c) Endlage des Sturzblocks

2 Vom Prozess Steinschlag ausgehende Gefahr

Gefahr besteht dann, wenn aus einem Prozess Schaden für Personen und/oder Sachgüter entstehen kann (ÖGG 2014). Die von einem Prozess, wie z.B. Steinschlag, ausgehende Gefahr wird einerseits durch seine Intensität und an-

dererseits durch seine Eintrittswahrscheinlichkeit bestimmt (siehe Gleichung 1). Die Kombination von Intensität (I , intensity) und Eintrittswahrscheinlichkeit (P , probability) zur objektivierten Beurteilung der Gefahr (H , hazard) macht insofern Sinn, da im Allgemeinen lediglich ein möglicher großer Schaden mit einer subjektiv als hoch empfundenen Eintrittswahrscheinlichkeit als Gefahr wahrgenommen wird. Ein unwahrscheinliches Eintreten eines großen Schadens wird hingegen im Allgemeinen kaum als große Gefahr empfunden. Umgekehrt wird es auch nicht als große Gefahr empfunden, eine Geldmünze zu verlieren, obwohl bei diesem Szenario die Eintrittswahrscheinlichkeit eher hoch ist.

$$H = I \cdot P \quad (1)$$

Durch die hohen Geschwindigkeiten, die herabfallende Blöcke erreichen können, kann die Intensität – selbst von kleinen Steinen – sehr hoch sein. Für Personen kann daher der kleinste stürzende Stein eine große Gefahr darstellen, umso mehr, weil die Eintrittswahrscheinlichkeit für das Fallen kleiner Steine im Allgemeinen höher ist als für große. Für Infrastrukturen besteht erst ab einer gewissen Intensität Gefahr.

3 Prozessmodelle

Prozessmodelle zur Simulation von Steinschlag (Trajektorienmodelle) existieren seit Mitte der 70er Jahre (z.B. Azimi and Desvarreux 1977; Piteau and 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. (1997)). 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 Ein-

gabe die potentiellen Ablösebereiche, welche mit Hilfe anderer Methoden zu ermitteln sind.

Tabelle 1: Auswahl vorhandener Modelle, Tabelle verändert nach Volkwein et al. (1997)

Modell/ Programm Name	Referenz	2D/3D	Ansatz	Probabi- listisch	Wald
CRSP (4.0)	Pfeiffer and Bowen (1989)	2D (Profil)	Hybrid	Ja	Nein
Rockfall 7.1 (2008)	Spang and Sönser (1995)	2D (Profil)	Starrkörper	Ja	Ja
RocFall 6.0 (2016)	Stevens (1998)	2D (Profil)	Massenpunkt, Starrkörper	Ja	Ja
Sturzeschwindigkeit	Meissl (2001)	2D (x,y)	Massenpunkt	Nein	Nein
STONE	Guzzetti et al. (2002)	3D (x,y,z)	Massenpunkt	Ja	Nein
Rockyfor 3D 5.2 (2014)	Dorren (2012)	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 and Preh (2016)	3D (x,y,z)	Hybrid	Ja	Ja
Pierre3D	Gischig et al. (2015)	3D (x,y,z)	Massenpunkt	Ja	Nein

Alle Steinschlagmodelle verwenden klassische ballistische Gleichungen zur Beschreibung der Flugbahn der Fragmente. Die Modelle können entsprechend ihrer mathematischen Beschreibung der Gesteinsfragmente (welche eng mit der Berechnung des Rückpralls verbunden ist) in

1. Massenpunktmodelle („lumped mass approach“),
2. Starrkörpermodelle („rigid body approach“) und
3. hybride Modelle („hybrid approach“) eingeteilt werden.

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 so-

genannte 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 (Andrew et al. 2012; Glover et al. 2012; Vijayakumar et al. 2012).

Weitere wesentliche Unterschiede ergeben sich bei den Modellen in der rechnerischen Behandlung des Rückpralls (der Dämpfungseigenschaften der Oberfläche) und der Oberflächenrauheit. Die meisten Modelle verwenden zusätzlich probabilistische Ansätze (Streuung von Modellparametern), um dem stochastischen Charakter des Prozesses Steinschlag Rechnung zu tragen. Tabelle 1 zeigt eine Auswahl vorhandener Steinschlagmodelle mit deren zugehörigen Berechnungsansätzen.

4 Modellparameter und Kalibrierung

Auch wenn die unterschiedlichen Modelle unterschiedliche Ansätze zur Berechnung des Rückpralls nutzen, folgen doch alle Berechnungsansätze demselben Prinzip. Mit Hilfe von Restitutionskoeffizienten (oder Dämpfungsparametern) wird versucht, die Energieverluste während eines Anpralls zu berücksichtigen. Restitutionskoeffizienten berücksichtigen die Summe der Energieverluste zufolge Deformation, Bruch und Massenverschiebung (bei der Kraterbildung) und müssen demzufolge für die unterschiedlichen Untergrundarten (blanker Fels, bedeckter Fels, Hangschutt etc.) für jedes Modell bestimmt bzw. kalibriert werden. All diese Verluste steigen mit der Zunahme der eingehenden kinetischen Energie. Zur Berücksichtigung dieser Gesetzmäßigkeit kann die Restitution anhand der eingehenden Geschwindigkeit oder kinetischen Energie skaliert werden. Die folgenden Gleichungen (2) zeigen exemplarisch die Skalierung der Restitutionskoeffizienten entsprechend einem Vorschlag von Bourrier and Hungr (2013).

$$k_n = \frac{E_{0,5,n}}{E_n^{in} + E_{0,5,n}} \quad k_t = \frac{E_{0,95,t}}{E_t^{in} + E_{0,95,t}} \quad (2)$$

$E_{0,5,n}$ und $E_{0,95,t}$ in Gleichung (2) 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. Bild 2 zeigt exemplarisch die Skalierung des Restitutionskoeffizienten k_n entsprechend dem Vorschlag von Bourrier and Hungr (2013), unter Anwendung einer Referenzenergie von $D \cdot v^2 = 5 \text{ m}^3/\text{s}^2$ (D = Blockdurchmesser).

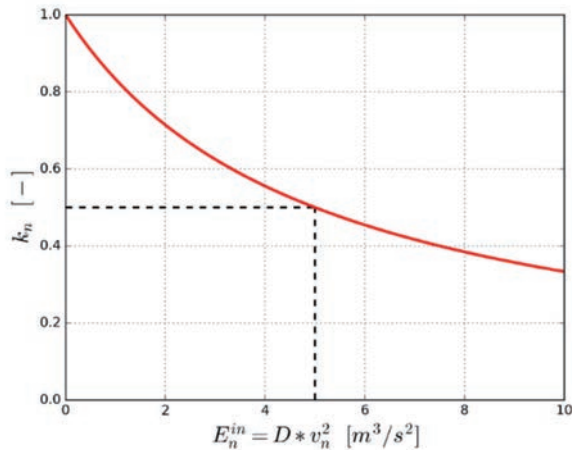


Abb. 2: Hyperbolische Restitutionsfunktion für die eingehende Energie normal zur Geländeoberfläche [nach Bourrier and Hungr (2013)]

Einige Modelle, wie zum Beispiel Rockyfor3D (Dorren 2012), bieten die Möglichkeit, ihre erforderlichen Modellparameter (wie Rauheit und Dämpfung) mittels standardisierten Kartierungsmethoden (Kartierungsblättern) festzulegen. Trotzdem sollten alle Modelle für den jeweiligen Anwendungsfall kalibriert bzw. verifiziert werden. Dies kann mittels Rückrechnungen anhand von kartierten Abbruch- und Ablagerungsbereichen, einzelnen stummen Zeugen (Sturzblöcke am Böschungsfuß) und/oder Steinschlagindikatoren, wie

Schlagmarken (z.B. an Bäumen) und Einschlagkratern, erfolgen. Sind diese nicht in ausreichender Anzahl vorhanden, können Sturzversuche durchgeführt werden. Abbildung 3 zeigt die Kalibrierung des Steinschlagmodells THROW (Preh 2015) für die Liechtensteinklamm anhand von durch Sturzversuchen ermittelten Geschwindigkeitsverläufen. Die Geschwindigkeitsverläufe entlang der vertikalen Erstreckung der Sturzbahn wurden mithilfe von kartierten Sprungweiten und Videoanalysen (Rauscher 2018) rückgerechnet.

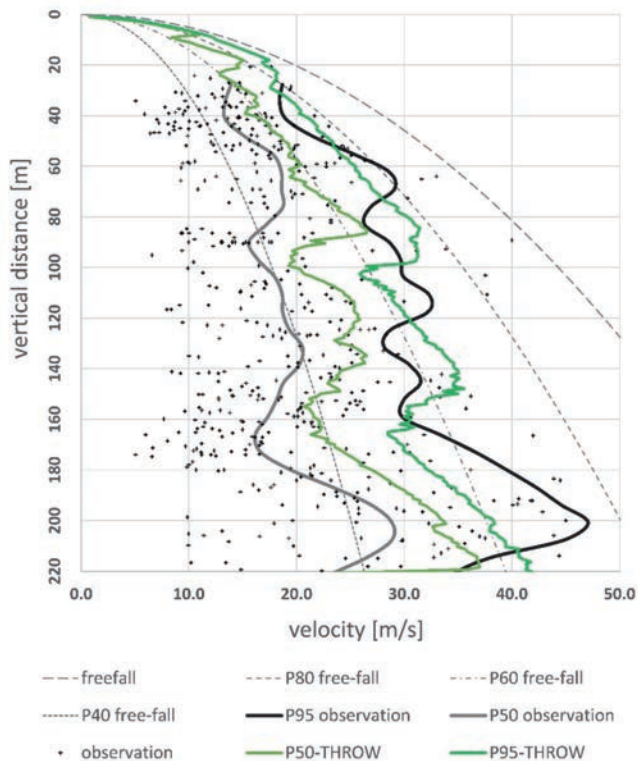


Abb. 3: Beobachtete und berechnete Geschwindigkeiten entlang der vertikalen Erstreckung der Versuchsböschung Liechtensteinklamm im Vergleich zur Geschwindigkeit des Freien Falls. Anmerkung: Pxx = xx Perzentil der Geschwindigkeit

5 Bestimmung der Ablösebereiche und der maßgeblichen Blockgrößen

Steinschlagmodelle erfordern die Eingabe von potentiellen Ablösebereichen sowie zugehörigen Blockgrößen. Die festgelegten Ablösebereiche und die in den Steinschlagsimulationen berücksichtigte Blockgröße bzw. Blockgrößenverteilung haben einen entscheidenden Einfluss auf die berechneten Intensitäten (Energien und Sprunghöhen) und somit auf die Festlegung von Gefahrenbereichen und der Bemessung von Schutzbauten.

Potentielle Ablösebereiche können durch die Festlegung von Grenzneigungswinkeln (Melzner et al. 2011), Stabilitätsanalysen und/oder ingenieurgeologischer Kartierung festgelegt werden. Abbildung 4 zeigt die Identifikation von Ablösebereichen in einem digitalen Höhenmodell mit einer Auflösung von 1 m anhand eines Untersuchungsrasters von 5 m und eines Grenzneigungswinkels von 55° . Dabei werden alle Punkte des Untersuchungsrasters im Höhenmodell mit einer Umgebung steiler als 55° automatisiert als Ablösepunkte (bzw. Ablösebereiche) markiert.

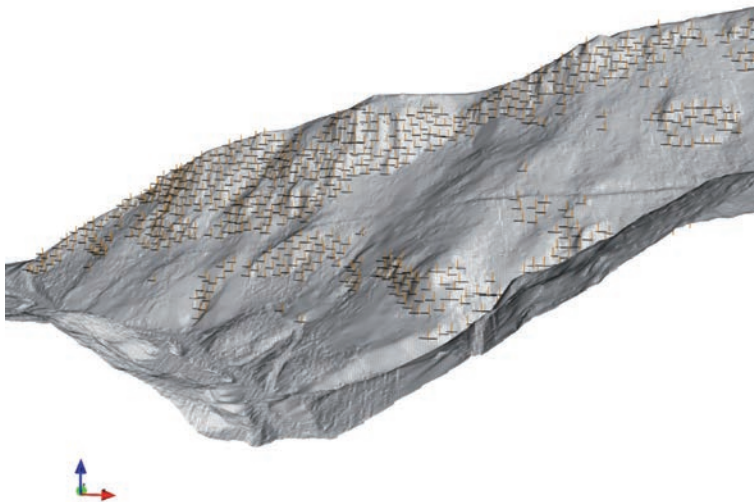


Abb. 4: Automatisierte Identifikation von Ablösepunkten im DHM mithilfe eines Grenzwinkelkriteriums

Die Ermittlung der maßgeblichen Blockgrößen stellt eine besonders große Herausforderung dar und wird international sehr unterschiedlich behandelt.

In der Schweiz ist die maßgebliche Blockgröße in das Risikokzept (RIKO) eingebettet, welches die Risikominderung von Projekten im Verhältnis zu ihren Kosten bewertet.

Hierfür werden Szenarien durch die Zuordnung der ermittelten Blockgrößen zu bestimmten Jährlichkeiten definiert (Blockgröße mit einer 30-jährigen, 100-jährigen etc. Wiederkehrperiode). Beim Schweizer Konzept wird die Gefahr für die einzelnen Szenarien mithilfe von Intensitätskarten dargestellt. Diese zeigen, an welchem Ort während eines bestimmten Bezugszeitraums eine bestimmte Einwirkung zu erwarten ist.

In Österreich regelt derzeit die Richtlinie ONR 24810:2017 den technischen Steinschlagschutz. Eines der zentralen Elemente dieser Richtlinie ist die Evaluierung des sog. Bemessungsblocks. Er ergibt sich aus einer im Feld ermittelten Blockgrößenverteilung (siehe Abbildung 5) und einer geschätzten Ereignisfrequenz, wobei beide Eingangsgrößen sehr unsicher sein können.

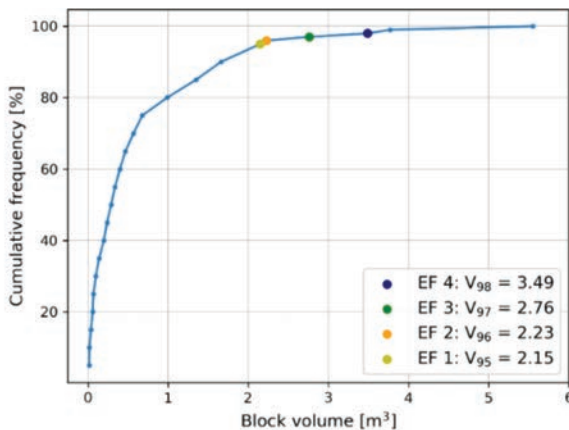


Abb. 5: Kumulierte Häufigkeit von Blockgrößen (= Blockgrößenverteilung) in der Liechtensteinklamm (Rauscher 2018)

Die Grundlagenerhebung besteht aus vorhandenen Datengrundlagen (Karten, Pläne), Chroniken und Geländeerhebungen (Wald, Ablösebereiche, Schutthalden) innerhalb eines abgegrenzten Bearbeitungsbereichs. Ablösebereiche müssen durch Klufkörperanalysen beurteilt werden. Diese werden

durch aufgenommene Blockgrößenverteilungen aus zugehörigen Schutthal-den plausibilisiert. Dabei sollte der größte Block in der Halde jedenfalls nicht größer als der aus Klufftkörpern in den Ablösebereichen ermittelte größte Block sein. Blockgrößenverteilungen in Schutthalten werden häufig durch das Linienzählverfahren bestimmt. Andere zulässige Methoden sind die Schätzung der Blockgrößen, die Achsvermessung nach Zufallsprinzip, das Flächen-zählverfahren, die Siebanalyse und Fotosieving. Die häufig angewendeten Zähl- und Schätzverfahren sind stark vom Bearbeiter abhängig und können im gleichen Bearbeitungsgebiet zu unterschiedlichen und damit ungenauen Verteilungen führen. In Österreich sind i.d.R. kaum Ereignisinventare oder historische Chroniken vorhanden, sodass Ereignishäufigkeiten oder Bezugs-zeiträume meist nur sehr ungenau abgeschätzt werden können.

Bei häufiger Ereignisfrequenz (EF 4) wird die 98. Volumsperzentile (V_{98}) der Blockgrößenverteilung als Bemessungsblock für die Steinschlagsimulati-on herangezogen. Je geringer die Ereignisfrequenz, umso kleiner der Bemessungsblock (EF 3: V_{97} , EF 2: V_{96} , EF 1: V_{95} , siehe auch Tabelle 2).

Tabelle 2: Ereignishäufigkeiten und zugeordnetes Volumsperzentil der Blockgrößen-vertelung (ONR 24810:2017).

Die Vorgangsweise der ONR 24810:2017 beinhaltet einige Stolpersteine.

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

Zunächst lässt die Bezeichnung „Bemessungsblock“ (in Anlehnung an den Eurocode) darauf schließen, dass dieser eine Sicherheit beinhaltet. Das Gegenteil ist der Fall, indem der Bemessungsblock um zwei bis fünf Volumsperzentilen kleiner gewählt wird (je nach Ereignisfrequenzklasse), als der im Feld ermittelte größte Block (entsprechend der Blockgrößenverteilung). Eingangsparameter werden also zu Beginn der Bemessung abgemindert. Diese Vorgangsweise steht nicht im Einklang mit den Konzepten des Eurocodes (siehe Abbildung 6).

Untersuchungen haben gezeigt, dass durch die Anwendung des Bemessungsblocks die Bemessungswerte der Einwirkungen (d.h. mit Teilsicherheitsbeiwerten beaufschlagte repräsentative Sprunghöhen und Energien) unter den mit dem Maximalblock berechneten charakteristischen Einwirkungen liegen können (Illeditsch und Preh 2020).

Durch das Konzept des Bemessungsblocks wird eine einzige Blockgröße für Steinschlagsimulationen verwendet. Durch die Vernachlässigung der größten und aller kleinen Blöcke können maximale Energien und vor allem die maximalen Sprunghöhen übersehen werden.

Durch die Verknüpfung von Volumsperzentilen mit Ereignisfrequenzen werden Szenarien von großen Blöcken bei geringer Eintrittswahrscheinlichkeit (und umgekehrt) nicht ausreichend berücksichtigt.

Ein weiteres Konzept ist die Ermittlung der Einwirkungen/Intensitäten durch die Berücksichtigung der gesamten Blockverteilung in den Steinschlagsimulationen.

Simuliert man Blockverteilungen anstelle eines einzigen Bemessungsblocks, so wirken sich Ungenauigkeiten bei der Aufnahme von Blockgrößenverteilungen weniger auf die berechneten Intensitäten (Energien und Sprunghöhen) aus. Die Modellierung der gesamten Blockgrößenverteilung liefert realistischere Energie- und Sprunghöhenverteilungen, als die eines einzelnen Bemessungsblocks (Illeditsch und Preh 2020). Der Aufwand bei der Modellierung ist aber erheblich größer und wird von den gängigen Steinschlagprogrammen noch nicht ausreichend unterstützt.

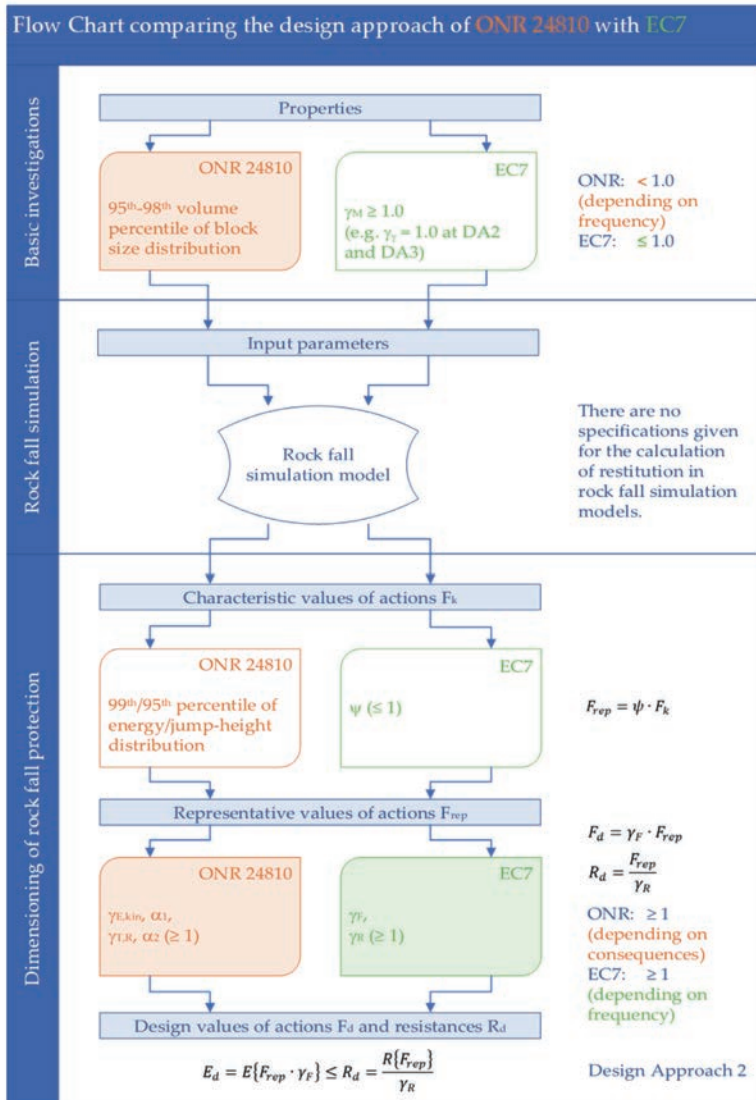


Abb. 6: Flow Chart zum Vergleich des Bemessungswegs der ONR 24810:2017 mit jenem des EC7 (Illiedtsch und Preh 2020).

6 Bestimmung der Ereignishäufigkeiten

Die Abschätzung der Ereignishäufigkeiten erfolgt auf Basis der Beurteilung der vorliegenden stumme Zeugen (Sturzblöcke im Transport- und Ablagebereich), d.h. aufgrund ihres Alters und der Häufigkeit ihres Auftretens. Diese Alterseinstufung ist aufgrund von zumeist fehlenden objektiven Messungen mit Unsicherheiten aus der gutachterlichen subjektiven Beurteilung behaftet (siehe Abbildung 7).



Abb. 7: Stumme Zeugen mit verschiedenem Alter; links: frisch, Mitte: angewittert, rechts: alt, starker Bewuchs (Preh, Mölk & Illeditsch 2020)

Ergänzend zur Datierung mittels Kartierung können Ereignischroniken (Archive der Länder und Städte, des geologischen Dienstes, der Straßenmeisterei, etc.) herangezogen werden. Diese liegen aber nur in den seltensten Fällen in ausreichender Qualität vor. Zumeist sind die Angaben zur Lokalisation, zum Volumen, aber auch zum Ereignisdatum zu uneinheitlich und zu ungenau.

Entsprechend der österreichischen Richtlinie ONR 24810:2017 ist die Ereignishäufigkeit grob gemäß Tabelle 2 zu klassifizieren und dient zur Festlegung des Volumens des Bemessungsblocks (siehe Kapitel 5).

7 Klassifizierung und Darstellung der Gefahr

Entsprechend der von Rouiller and Marro (1997) eingeführten Matterock-Methode kann die Gefahr H an einem bestimmten Punkt x für eine gegebene kinetische Energie E wie folgt berechnet werden:

$$H(E, x) = \lambda_f \cdot P_p(E, x), \quad (3)$$

wobei λ_f die Ereignishäufigkeit (Abbrüche/Jahr) und $P_p(E, x)$ die Ausbreitungswahrscheinlichkeit (die Wahrscheinlichkeit, dass der jeweilige Punkt x erreicht wird) repräsentiert. Die Eintrittswahrscheinlichkeit eines Events im Punkt x ergibt sich aus dem Produkt $\lambda_f \cdot P_p(E, x)$. Abbildung 8 zeigt eine Visualisierung von Gleichung (3) nach Jaboyedoff et al. (2005).

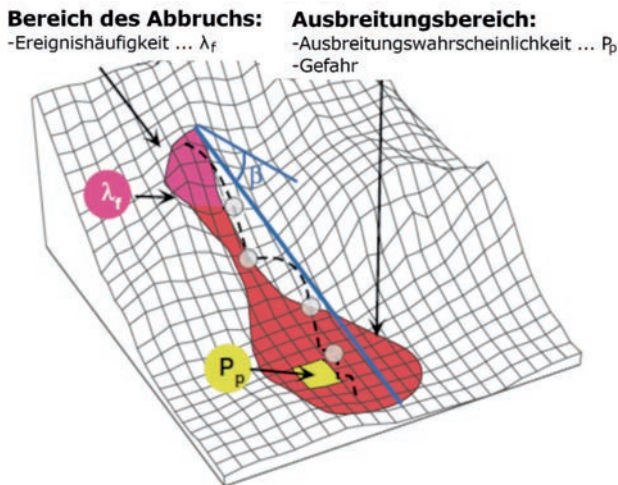


Abb. 8: Darstellung der Steinschlaggefahr nach Jaboyedoff et al. (2005)

Die maximale kinetische Energie E oder ein Perzentil der auftretenden kinetischen Energieverteilung (zumeist E_{90}) und die Ausbreitungswahrscheinlichkeit können mithilfe von Prozessmodellen bestimmt werden. Die Ereignishäufigkeit λ_f muss aber entsprechend den in Kapitel 6 beschriebenen Verfahren abgeschätzt werden und ist, wie beschrieben, eine unsicher zu bestimmende Größe.

Die Wahrscheinlichkeit eines Abbruchs (Ereignishäufigkeit) wird bei der Matterock-Methode auf qualitative Weise durch eine detaillierte Untersuchung der potentiell gefährdeten Felswände bestimmt. Dieser Ansatz findet sich in einer Vielzahl von Bewertungssystemen, z.B. Budetta (2004), Pierson (1991),

wieder, bei denen die Felswände entsprechend ihrem Trennflächengefüge, der Auflockerung, der Verwitterung etc. durch ein Punktesystem bewertet werden. Entsprechend der erreichten Punktezahl erfolgt dann die Klassifizierung der Wahrscheinlichkeit eines Abbruchs, z.B. in Gering, Mittel und Hoch.

Es existiert eine Vielzahl von nationalen Klassifizierungssystemen zur Zonierung von Gefahrenkarten, welche sich zumeist stark an den in der Schweiz und im Fürstentum Andorra (Copons 2007) entwickelten Systemen orientieren. Diese nutzen ein Ampelsystem als Funktion der Wiederkehrzeit ($1/\text{Häufigkeit}$) und der Intensität (kinetische Energie). Abbildung 9 zeigt exemplarisch das Schweizer Intensitäts-Frequenz-Diagramm, das die Definition der Eintrittswahrscheinlichkeit (Gering, Mittel, Hoch) entsprechend der Matterrock-Methode nutzt.

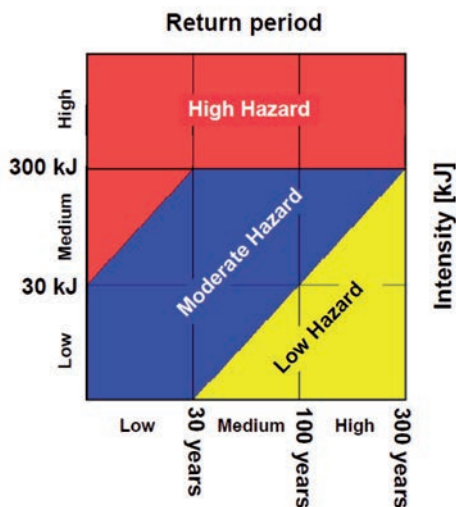


Abb. 9: Schweizer Intensitäts-Frequenz-Diagramm entsprechend den Schweizer Richtlinien (OFAT 1997)

Abbildung 10 zeigt eine mit dem Programm WURF (Fleris und Preh 2016) erstellte Gefahrenkarte, basierend auf der Matterrock-Methode und unter Anwendung des Schweizer Intensitäts-Frequenz-Diagramms.

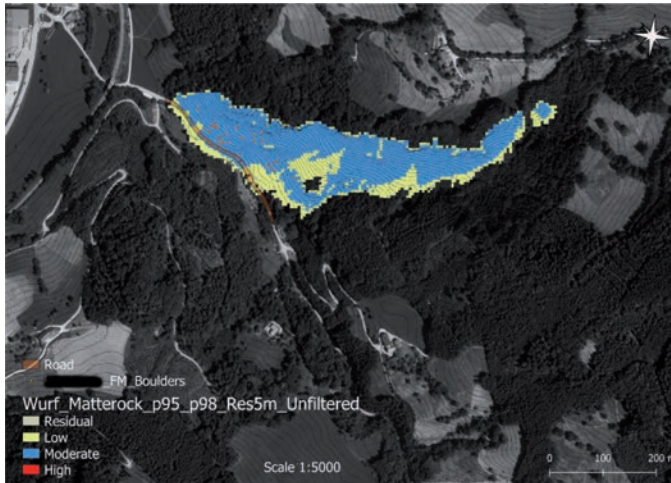


Abb. 10: Gefahrenkarte auf Basis der Matterock-Methode (Preh et al. 2021)

Die oben beschriebenen Ansätze zur Darstellung von Gefahr beinhalten den Parameter der Eintrittswahrscheinlichkeit (return period), der oft sehr unsicher zu bestimmen ist. Außerdem bleiben Sprunghöhen bei diesen Ansätzen unbeachtet.

Der Rockfall Hazard Vector RHV (Crosta and Agliardi 2003) ist ein Ansatz, der statt der Eintrittswahrscheinlichkeit die Ausbreitungswahrscheinlichkeit c (Anzahl der Trajektorien) berücksichtigt. Der RHV bildet sich aus der Ausbreitungswahrscheinlichkeit c , der kin. Energie k und der Sprunghöhe h , entsprechend Gleichung (4).

$$|RHV| = \sqrt{c^2 + k^2 + h^2} \quad (4)$$

Abbildung 11 zeigt ein Beispiel für Gefahrenzonierung mit dem Rockfall Hazard Vector (RHV).

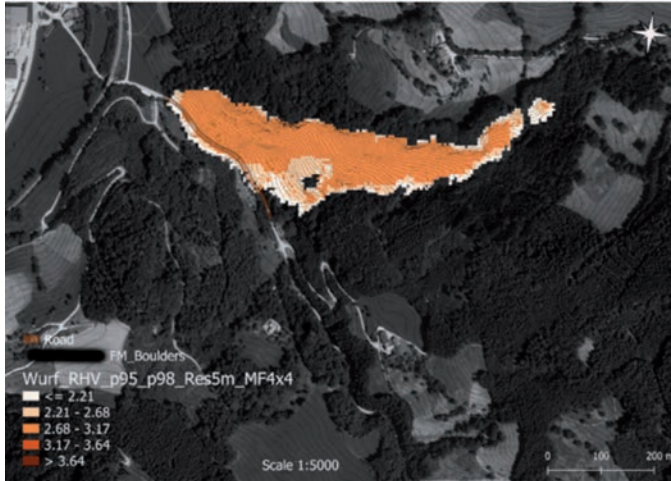


Abb. 11: Beispiel für Gefahrenzonierung mit dem Rockfall Hazard Vector, klassifiziert anhand der RHV Magnitude (Preh et al. 2021)

In Österreich erfolgt die Gefahrenzonierung auf Basis des Bemessungsblocks nach Mölk and Rieder (2017). Der Bemessungsblock wird in Abhängigkeit einer Ereignishäufigkeit gewählt. Die Eintrittswahrscheinlichkeit steckt also bereits indirekt in den Berechnungsergebnissen. Die Gefahrenkarte ergibt sich durch Klassifizierung der berechneten kinetischen Energie. Sprunghöhen und Ausbreitungswahrscheinlichkeiten bleiben bei diesem Ansatz unberücksichtigt.

8 Schlussfolgerungen

Die Bestimmung der Ereignishäufigkeit stellt den wohl größten Stolperstein bei der Beurteilung der von Steinschlag ausgehenden Gefahr dar, da sie meist weder durch Kartierung noch mit Hilfe von Datenbanken genau genug bestimmt werden kann. Aus diesem Grund wird oftmals auf qualitative Bewertungssysteme wie das SlopeMassRating (Romona 1985 1988 1991,

Budetta 2004, Pierson 1991) zurückgegriffen, deren Anwendung jedoch stark vom Bearbeiter abhängt.

Die unterschiedlichen Berechnungsansätze der Prozessmodelle zur Beschreibung der Gesteinsfragmente (Massenpunkt- und Starrkörpermodelle) sowie zur Behandlung der Dämpfung und Oberflächenrauheit erzeugen einen Modellfaktor, der nur schwer abzuschätzen ist. Hinzu kommt, dass die Modelle oft unterschiedliche Modellparameter benötigen und diese auch unterschiedlich im Feld bestimmt werden müssen. Daher definiert auch die Modellwahl, welche prozessrelevanten Daten zu erheben sind.

Viele Ansätze basieren auf der Bestimmung einer Bemessungsblockgröße in Abhängigkeit einer Blockgrößenverteilung und einer Ereignisfrequenz. Beide sind stark vom Bearbeiter abhängig.

Zur Klassifizierung von Gefahr gibt es unterschiedliche Ansätze aus verschiedenen Ländern. Selbst in den Bundesländern Österreichs wird an unterschiedlichen Ansätzen gearbeitet (Mölk and Rieder 2017; Preh et al. 2020b).

Es gibt keinen flächendeckenden und alle Themen (Bestimmung der Ereignishäufigkeit, Bestimmung der Ablösebereiche und Blockgrößen, Berechnungsansätze, Modellparameter, Klassifizierung von Gefahr) umfassenden Standard. Eine europäische Richtlinie fehlt.

Literatur

Andrew R, Hume H, Bartingale R, Rock A, Zhang R (2012) CRSP-3D User's Manual Colorado Rockfall Simulation Program. Lakewood, Colorado.

Azimi C, Desvarreux P (1977) Calcul de chutes de blocs et vérification sur modèle réduit.

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, pp 175–209. doi:10.1002/9781118601532.ch6.

Bozzolo D (1987) Ein mathematisches Modell zur Beschreibung der Dynamik von Steinschlag. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich.

- Budetta P (2004) Assessment of rockfall risk along roads. *Natural Hazards and Earth System Sciences* 4:71-81 doi:10.5194/nhess-4-71-2004.
- Christen M, Bartelt P, Gruber U (2007) RAMMS – a modelling system for snow avalanches, debris flows and rockfalls based on IDL. *Photogrammetrie-Fernerkundung-Geoinformation* 4:289-292.
- Copons R (2007) *Avaluació de la perillositat de caigudes de blocs rocosos al Solà d'Andorra la Vella*. St. Julià de Lòria-Principality of Andorra, Andorran Research Center Press.
- Crosta GB, Agliardi F (2003) A methodology for physically based rockfall hazard assessment *Nat Hazards Earth Syst Sci* 3:407–422 doi:10.5194/nhess-3-407-2003.
- Dorren L (2012) Rockyfor3D (V5.1) enthüllt – Transparente Beschreibung des kompletten 3D-Steinschlagmodells. ecorisQ.
- Dorren L, Berger F, Putters US (2006) Real-size experiments and 3D simulation of rockfall on forested and non-forested slopes. *Natural Hazards and Earth System Sciences* 6:145–143.
- Evans SG, Hungr O (1993) The Assessment of Rockfall Hazard at the Base of Talus Slopes. *Can Geotech J* 30:620-636 doi:10.1139/t93-054.
- Fleris E, Preh A (2016) WURF_LIVE: Demonstration of a stochastic numerical rockfall code in 3D. In: *Abstract Volume of GeoTiro1 2016 – Annual Meeting of DGGV and PANGEO Austria*, Innsbruck, 25–28 September 2016. H. Ortner, p 69.
- Gischig VS, Hungr O, Mitchell A, Bourrier F (2015) Pierre3D: a 3D stochastic rockfall simulator based on random ground roughness and hyperbolic restitution factors. *Can Geotech J* 52:1360-1373 doi:10.1139/cgj-2014-0312.
- Glover J, Schweizer A, Christen M, Gerber W, Leine R, Bartelt P (2012) Numerical investigation of the influence of rock shape on rockfall trajectory. In: *EGU General Assembly, Vienna, Austria, 2012*. Geophysical Research Abstracts. doi: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-Uk* 28:1079-1093 doi:10.1016/s0098-3004(02)00025-0.

- Illeditsch M, Preh A (2020) The Concept of Design Block Size – A Critical Review of ONR 24810 “Technical Protection against Rockfall”. *Geomechanics and Tunnelling* 13, No. 6, pp. 604–611. doi:10.1002/geot.202000021.
- Jaboyedoff M, Dudt JP, Labiouse V (2005) An attempt to refine rockfall hazard zoning based on the kinetic energy, frequency and fragmentation degree *Natural Hazards and Earth System Sciences* 5:621-632 doi:DOI 10.5194/nhess-5-621-2005.
- Kienholz H, Zeilstra P, Hollenstein K (1998) Begriffsdefinitionen zu den Themen: Geomorphologie, Naturgefahren, Forstwesen, Sicherheit, Risiko, Arbeitspapier. Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft, Eidgenössische Forstdirektion, Bern.
- Meissl G (2001) Modelling the runout distances of rockfall using a geographic information system. *Zeitschrift für Geomorphologie* 125:129–137.
- Melzner S, Lotter M, Tilch N, Kociu A (2011) Rockfall susceptibility assessment at the regional and local scales as a basis for planning site-specific studies in the Upper Moelltal (Carinthia, Austria). vol 91.
- Mölk M, Rieder B (2017) Rockfall hazard zones in Austria. Experience, problems and solutions in the development of a standardised procedure. *Geomechanics and Tunnelling* 10:24–33 doi:10.1002/geot.201600065.
- OFAT O, OFEFP (1997) *Recommandations 1997 – Prise en compte des dangers dus aux mouvements de terrain dans le cadre des activités de l’aménagement du territoire*. OFAT OFEE.
- ÖGG (2014) *Empfehlungen für das Schutzziel bei gravitativen Naturgefahren in Österreich*. Österreichische Gesellschaft für Geomechanik.,
- Pamminger P (2019) *Untersuchungen zum Einfluss der Blockfragmentierung am Beispiel der Liechtensteinklamm mit Hilfe des Berechnungsansatzes WURF*. TU Wien.
- Pfeiffer T, Bowen T (1989) Computer Simulation of Rockfalls. *Bulletin of the Association of Engineering Geologists* 26:135–146.
- Pierson LA (1991) *The Rockfall Hazard Rating System*. Oregon Department of Transportation.
- Piteau DR, Clayton R (1977) Discussion of paper “Computerized design of rock slopes using interactive graphics for the in-put and output of geomet-

- rical data” by P.A. Cundall, M.D. Voegele, C. Fairhurst. In: 16th Symposium on Rock Mechanics, Minneapolis, 1977, pp 62–63.
- Preh A (2015) THROW, ein dynamisch stochastisches Simulationsmodell zur Prognose von Steinschlag.
- Preh A, Mölk M, Illeditsch M (2020) Steinschlag und Felssturz. in: ExtremA 2019. Aktueller Wissensstand zu Extremereignissen alpiner Naturgefahren in Österreich; T. Glade, M. Mergili, K. Sattler (Hrg.); herausgegeben von: Vienna University Press; V&R unipress, Vandenhoeck & Ruprecht Verlage, Göttingen, 2020, (eingeladen), ISBN: 978-3-8471-1092-7, S. 425–459.
- Preh A, Glade T, Kociu A, Fleris E, Illeditsch M, Marlovits N, Melzner S, Lotter M, Mergili M, Schweigl J, Bertagnoli M (2021) „NoeTALUS - Methods for producing rock fall hazard maps of different scales in Lower Austria“; unveröffentlichter Bericht, Forschungsprojekt NoeTALUS.
- Rauscher R (2018) Planung, Ausrichtung und Durchführung eines Steinschlag-Sturzversuches zur Kalibrierung von 3D-Steinschlagsimulationen unter besonderer Berücksichtigung der ONR 24810:2017, Universität für Bodenkultur.
- Romana M (1985) New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes, Proc. Int. Symp. on “The role of rockmechanics”, Zacatecas, 49–53.
- Romana M (1988) Practice of SMR classification for slope appraisal, Proc. 5th Int. Symp. on Landslides, Balkema, Rotterdam, 1227–1229, 1988.
- Romana M (1991) SMR Classification, Proc. 7th Int. Congr. on RockMech., Balkema, Rotterdam, 955–960.
- Rouiller J-D, Marro C (1997) Application de la méthodologie “Matterock” à l’évaluation du danger lié aux falaises, Eclogae Geologicae Helvetiae. Eclogae Geologicae Helvetiae 90:393–399.
- Smith DD, Duffy JD (1990) Field tests and evaluation of rockfall restraining nets. California Office of Transportation Materials and Research.

- Spang R, Sönser T (1995) Optimized rockfall protection by “Rockfall”. In: Eight congress of the International Society for Rock Mechanics, Tokyo, 1995. pp 1233–1242.
- Stevens WD (1998) Rocfall: A tool for probabilistic analysis, design of remedial measures and prediction of rockfalls., University of Toronto.
- Usiro T, Kusumoto M, Onishi K, Kinoshita K (2006) An experimental study related to rock fall movement mechanism. *Journal of Japan Society of Civil Engineers* 62:377–386.
- Vijayakumar S, Yacoub T, Ranjram M, Curran JH (2012) Effect of rockfall shape on normal coefficient of restitution. In: 46th U.S. Rock Mechanics/ Geomechanics Symposium, Chicago, Illinois, 2012, p 8.
- Volkwein A et al. (1997) Rockfall characterisation and structural protection – a review. *Natural Hazards and Earth System Sciences* 11: 2617–2651 doi:10.5194/nhess-11-2617-2011.

Geotechnische Echtzeit- und GNSS Real Time Kinematic Überwachung von Felsstürzen (Hochvogel, Allgäuer Alpen)

M.Sc. Johannes Leinauer, M.Sc. Benjamin Jacobs,
Prof. Dr. rer. nat. Michael Krautblatter
Technische Universität München, Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt,
Fachgebiet Hangbewegungen, München (DE)

M.Sc. Verena Stoll, dipl. KMU HSG Heini Seger, Stefan Spiessl
Sicurent GmbH, St.Gallen (CH)

René Schnider
Happy Monitoring, Lugano (CH)

1 Abstract

Frühwarnsysteme können Bewegungen von Felsmassen detektieren, gefährdete Gemeinden bei kritischen Beschleunigungen alarmieren und dadurch den Verlust von Menschenleben verhindern. Damit sie rechtzeitig und zuverlässig warnen können, müssen sie witterungsunabhängig und ohne Unterbrechung operieren. Beim bevorstehenden Felssturz am Hochvogel (Allgäuer Alpen) werden im Rahmen des AlpSense-Projekts verschiedene Monitoringmethoden getestet. Vorgestellt werden hier zwei ausgewählte Systeme, die in Echtzeit die Bewegungen der instabilen Felsmasse am Hochvogels überwachen: (i) ein geotechnisches Überwachungssystem mit relativ messenden Schwingensaitenmessgebern und (ii) Absolutmessungen mit GNSS Real Time Kinematic (RTK) Sensoren, die mittels neuer Technologie Genauigkeiten im mm-Bereich erreichen. Im Sommer 2020 operierten die beiden Systeme simultan. Die Messergebnisse der neuartigen GNSS RTK Rover konnten mit

den klassischen geotechnischen Messungen bestätigt werden. Zusätzlich registrierten die Crackmeter zunehmende felsmechanische Aktivität in Nebenspalten. Kombiniert bilden die beiden Systeme zusammen mit weiteren korrespondierenden Messungen ein zuverlässiges Frühwarnsystem charakterisiert durch Redundanz (Verwendung unabhängiger Systeme) und eine hohe Erkennungsrate (Multi-Methoden-Ansatz).

2 Einleitung

Im alpinen Raum sind Schutzbauten und Frühwarnsysteme für den Schutz von Menschen und Infrastruktur vor Felsstürzen unverzichtbar. Während Schutzbauten für die betroffene Gemeinde kostenintensiv sind, können Frühwarnsysteme eine kosteneffektive Lösung bieten (Sättele et al., 2016). Grundvoraussetzung für die Entwicklung von zuverlässigen Aussagen der Überwachungssysteme ist das Verständnis über die Prozessdynamiken im Vorfeld eines Felssturzes (Chae et al., 2017; Krautblatter et al., 2014).

Am Gipfelplateau des Hochvogels (Allgäuer Alpen, 2.592 m) beobachtet man seit 1869 die kontinuierliche Entstehung und Aufweitung mehrerer Felspalten. Die Hauptspalte mit einer Tiefe von 10 m und einer Breite von bis zu 6 m trennt die Nordwesthälfte des Gipfels von der instabilen Südosthälfte. Verschiebungen der letzten drei Jahre von durchschnittlich 1-2 mm/Monat zeigen eine kontinuierliche Öffnung der Hauptspalte. Zu beiden Seiten der Spalte durchzieht ein vertikales, bis zu 60 m langes Rissssystem den stark verwitterten Hauptdolomit (Abbildung 1). Das potentielle Volumen des Felssturzes wird auf 260.000 m³ geschätzt (Leinauer et al., 2020). Aufgrund der akuten Felssturzgefahr wurde der ‚Bäumenheimer Weg‘ entlang der Südflanke des Hochvogels von der österreichischen Regierung 2014 gesperrt.

Der Hochvogel bietet eine einzigartige Gelegenheit einen Felssturz in Vorbereitung vor seinem Versagen zu untersuchen und dabei unterschiedlichste Überwachungssysteme zu testen und zu vergleichen. Im Rahmen des AlpSenseBench-Projekts und dem Folgeprojekt AlpSenseRely sollen mit einem Multimethoden-Ansatz aus satellitengestützten, geotechnischen, aeroplanen,

UAV, photogrammetrischen und seismischen Beobachtungen Frühwarnsysteme entwickelt und deren Zuverlässigkeit evaluiert werden. Ziel ist es unter anderem mit kontinuierlichen Messungen (i) eine kritische Beschleunigung von Felsmassen zu erkennen und (ii) bei Überschreiten von Grenzwerten Warnmeldungen in Echtzeit an Experten und Entscheidungsträger zu übermitteln (Leinauer et al., 2020).

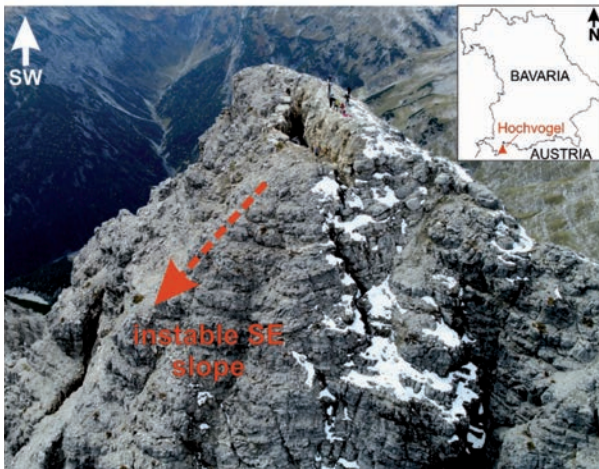


Abbildung 1: Sich vorbereitender Felssturz am Hochvogel-Gipfel mit Hauptsplatt (aus: Leinauer et al. 2020)

Dieser Artikel konzentriert sich auf die zwei Monitoringsysteme des Projekts, die derzeit eine kinematische Überwachung des Hochvogels in Echtzeit ermöglichen:

- Geotechnische Relativmessungen mit Vibrating Wire (VW) Long Range Displacement Meters und VW Crackmeters
- Absolutmessungen mit GNSS Real Time Kinematic (RTK) Sensoren ‚Happy Hawk 2020‘ vom Kooperationspartner Sicurent des AlpSense-Projekts

Es werden Aufbau, Datenerfassung sowie Messergebnisse des Sommers 2020 der beiden Systeme vorgestellt und diskutiert.

3 Geotechnische Relativmessungen in Echtzeit

3.1 Aufbau

Seit 2018 wird der Hochvogel geotechnisch in Echtzeit überwacht. In der Hauptspalte liefern zwei VW Long Range Displacement Meters (Messauflösung 0.5 mm, Messgenauigkeit ± 2 mm) kontinuierliche Messungen. Drei weitere Seitenspalten werden mit VW Crackmeters (Messauflösung 0.04 mm, Messgenauigkeit ± 0.15 mm) überwacht. Die automatischen VW Messgeräte senden die Daten alle 10 min an einen Onlineserver. Zum Schutz vor Blitzschlag sind die einzelnen Messgeräte in eigenständigen Messknoten mit Datenlogger, Überspannungsschutz und Potenzialausgleich organisiert. Zusätzlich sind ein Regensmesser und eine Webcam am Gipfel installiert. (Abbildung 2)

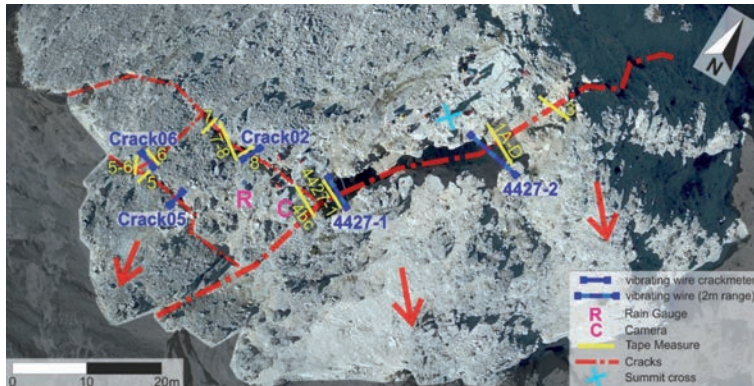


Abbildung 2: Aktives geotechnisches Überwachungssystem am Hochvogel; im Sommer 2021 werden zusätzlich noch Laserdistanzsensoren und Tiltmeter installiert (aus: Leinauer et al. 2020)

3.2 Datenanalyse und Warnmeldungen

Die Daten werden über LoRa (Low Power Long Range Radio) ins Tal übermittelt und dort von einem Gateway gesammelt. Dieser überträgt die Daten

automatisch über GSM auf einen Server. Dort übernimmt eine Datenplattform die automatische Datenverarbeitung, -kontrolle und -auswertung sowie die Echtzeitanzeige. Von hier kann auf das gesamte Messsystem zugegriffen und Änderungen vorgenommen werden.

Derzeit wird ein Alarm ausgelöst, wenn der Grenzwert von 10 mm über den vorherigen Tageschwankungen überschritten wird. Zur Vermeidung von Fehlalarmen erhält bisher nur das zuständige Fachpersonal eine Warnmeldung per SMS und E-Mail. Nach einer Erstbeurteilung werden gegebenenfalls Behörden und lokale Entscheidungsträger informiert.

3.3 Ergebnisse und Interpretation

Von Juni bis September 2020 verzeichnen die beiden Crackmeter in der Hauptspalte eine Öffnung von 3 mm. Deutliche felsmechanische Aktivität lässt sich besonders an den jüngeren Seitenspalten nachweisen. Dort verzeichnet das Crackmeter ‚Crack02‘ eine Öffnung von 25 mm innerhalb 20 Monaten (Abbildung 3). Eine mögliche Sensibilität der instabilen Masse auf Regenfälle oder Schneeschmelze muss durch weitere Messungen verifiziert werden.

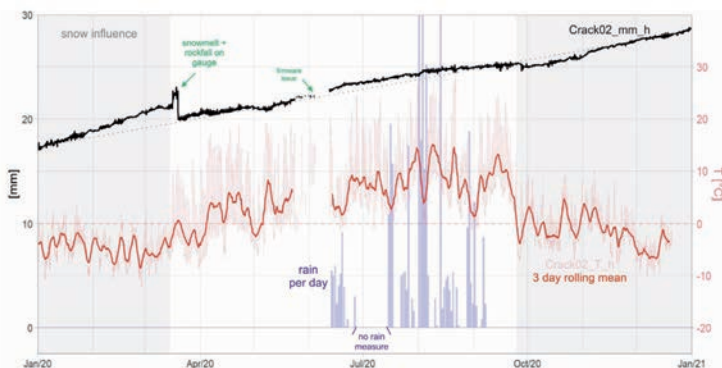


Abbildung 3: Relative Kluftöffnungsmessungen von „Crack02“ in 2020 (stündliche Werte)

3.4 *Diskussion*

Das geotechnische Monitoringsystem am Hochvogel hat sich als lokales Frühwarnsystem bewährt. Insbesondere seit der Installation der separaten LoRa-Verbindungen mit Blitzschutz im Oktober 2019 überträgt das System zuverlässig Daten und ist somit für den operationellen Betrieb geeignet. Die Messungen der Crackmeter in der Hauptspalte konnten mit regelmäßigen manuellen Kontrollmessungen mittels Konvergenzmaßband bestätigt werden. In den Wintermonaten sind die kontinuierlichen Crackmeter-Messungen durch die Schneeakkumulation in der Hauptspalte bis zur Schneeschmelze teilweise stark beeinflusst.

Bisher fließen in das entwickelte Frühwarnsystem ausschließlich Daten zur Spaltöffnung der Haupt- und Seitenspalten sowie Niederschlagsdaten ein. Im Sommer 2021 werden zur Verbesserung der Redundanz und Kontinuität zusätzliche Laserdistanzsensoren und Tiltmeter installiert. Um die komplexen Prozesse besser zu verstehen, werden die gesammelten Daten zusammen mit weiteren Messungen des Projekts ausgewertet.

4 **Absolutmessungen mit GNSS Real Time Kinematic**

Zum Testen neuer Technologien wurden im Rahmen des AlpSense-Projekts die GNSS RTK Sensoren ‚Happy Hawk 2020‘ des Projektpartners Sicurent am Hochvogel installiert. Die Sensoren arbeiten ausschließlich mit RTK-Koordinaten und können Bewegungen im mm-Bereich detektieren. Am Hochvogel wird das neue System in hochalpiner Umgebung getestet.

4.1 *Aufbau*

Das GNSS RTK-Monitoringsystem am Hochvogel besteht aus insgesamt drei Sensoren. Die Referenz steht in Hinterhornbach (AT) am Fuße der Südflanke des Hochvogels. Rover ‚Nord‘ ist nördlich der Hauptspalte im stabilen Bereich, Rover ‚Süd‘ südlich der Hauptspalte im abrutschgefährdeten Bereich

montiert. Der Aufbau ergibt eine Basislinie von 5.4 km und einen Höhenunterschied von 1400 m.

Die Koordinaten der Referenz wurden über die Referenzstationen des bayrischen Sapos-Netzes bestimmt. Aufgrund der Höhendifferenz benötigten die Rover nach der Montage 48 statt den üblichen 24 Stunden um ihren positionsspezifischen Fingerprint zu erstellen. Nach diesem Zeitfenster erreichen sie ihre maximale Genauigkeit von ca. 1 mm. Rover und Referenz sind über eine Lan Bridge verstärkt durch einen Lan Repeater miteinander verbunden. Damit erhalten die Rover via Internet die Korrekturdaten der Referenz. Der Router ist am Gipfelkreuz montiert.

Rover ‚Nord‘, Rover ‚Süd‘ und der Router werden einzeln mit Strom versorgt. Drei separate Inselsysteme bestehend aus Solarpanel und Batterien sind direkt bei den Rover und dem Router installiert. Dieser Aufbau verringert die Wahrscheinlichkeit eines Blitzschadens erheblich.

4.2 Datenanalyse und Auswertung

Via Internet senden die Rover ihre Koordinaten alle 5 Sekunden zum Router und weiter über die Lan Bridge ins Tal auf einen Datenserver. Dort werden die endgültigen Koordinaten mit einem speziellen Algorithmus in Echtzeit berechnet. Ein Postprocessing der Koordinaten ist nicht mehr notwendig. Somit können die Fixkoordinaten über XML-Abfrage oder App innerhalb von Sekun-

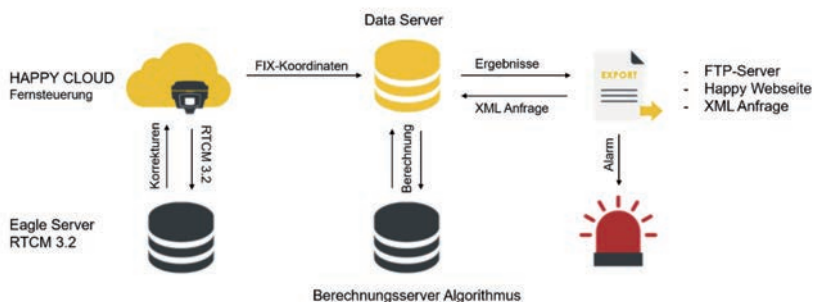


Abbildung 4: Schema zur Datenverarbeitung im Happy Monitoring System

den abgefragt werden. Alarmwerte wurden bisher nicht definiert. Sie können über Verschiebungen relativ zu einem Referenzwert oder Beschleunigungen definiert werden (Abbildung 4).

4.3 Ergebnisse und Interpretation

Die Auswertung zeigt die Öffnung der Hauptspalte im Sommer 2020. Die Koordinaten der Rover wurden für 0 Uhr des jeweiligen Tages aus dem Mittelwert der Messungen der letzten 48h berechnet. Somit wird das Messrauschen reduziert. Zu Beginn einer Messperiode wurden die Koordinaten der letzten 24h verwendet. Abbildung 5 zeigt die Verschiebung der Rover im Laufe des Sommers relativ zu ihrer Position am 14. Juni 2020. Trotz Schwankungen zeigt sich eine klare Tendenz. Sensor ‚Nord‘ hat sich im Mittel über den Sommer nicht bewegt. Sensor ‚Süd‘ ist in dieser Zeit um ca. 4 mm Richtung Südosten gewandert. Datenlücken sind durch einen Bruch der Routerantenne, einen Simkartendefekt und ein beschädigtes Solarpanel entstanden.

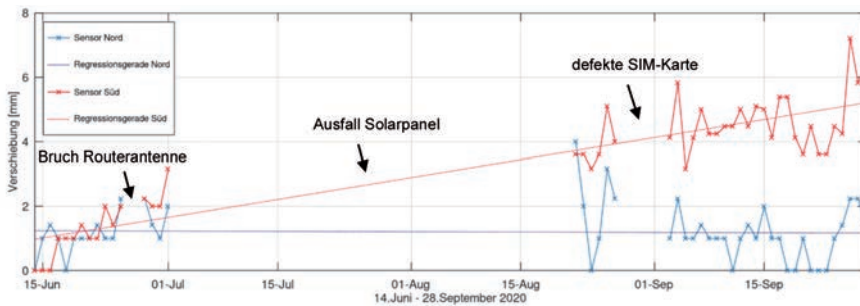


Abbildung 5: Positionsveränderung der Sensoren im Sommer 2020

4.4 Diskussion

Das GNSS RTK System kann die Felsbewegungen am Hochvogel trotz des Höhenunterschieds von über 1 km zwischen Referenz und Rover und einer Basislinie von 5.4 km detektieren. Die Daten zeigen eine Aufweitung der Spalte um ca. 4 mm von Mitte Juni bis Ende September 2020. Die Ergeb-

nisse stimmen mit den Messungen der Crackmeter im Hauptspalt überein. Somit konnte am Hochvogel die Eignung der ‚Happy Hawk 2020‘ Sensoren zur Überwachung von Felsstürzen in einer ersten Testphase mit klassischen geotechnischen Messungen nachgewiesen werden.

Die Messreihe wurde im Spätsommer 2020 durch Defekte von Hard- und Software unterbrochen. Die Routerantenne brach ab, als ein Bergsteiger versuchte das Gipfelkreuz zu erklimmen. Ein Defekt von SIM-Karten ist selten, aber nicht zu verhindern. Das Solarpanel wurde durch einen Blitzschlag beschädigt – der einzige Blitzschaden seit der Installation im Sommer 2019. Die Ausfallwahrscheinlichkeit der Anlage wird somit als gering eingeschätzt. Im operationellen Betrieb müssen Reparaturen schnellstmöglich durchgeführt werden.

Die Sensoren ermöglichen Messungen auch im Winter. Grundvoraussetzung ist eine Montage über der zu erwartenden Schneehöhe und eine reduzierte Datenübertragung zu Gunsten der Batteriekapazitäten während längerer Schlechtwetterperioden.

5 Zusammenfassung

Am Hochvogel werden im Rahmen des AlpSenseRely-Projekts zur Entwicklung von Frühwarnsystemen für Felsstürze Systeme mit Relativ- und Absolutmessung in Echtzeit getestet. Ein zuverlässiges Frühwarnsystem zeichnet sich durch Redundanz, hohe Erkennungsrate und geringe Wahrscheinlichkeit für Fehlalarme aus. Die GNSS RTK Sensoren ‚Happy Hawk 2020‘ konnten Bewegungen in der Hauptspalte im Sommer 2020 messen, die durch klassische geotechnische Messungen bestätigt wurden. Zusätzlich wurden Crackmeter in den Nebenspalten installiert und registrierten dort deutliche felsmechanische Aktivitäten. Die GNSS RTK Sensoren ermöglichen fortlaufende Messungen auch in den Wintermonaten, wenn die Crackmeter in der Hauptspalten vom Schnee überdeckt werden. Der Versuchsaufbau am Hochvogel zeigt, dass Absolutmessungen mit GNSS RTK Sensoren und Relativmessungen mittels Crackmeter eine redundante und komplementäre Überwachung und

ein präzises Prozessverständnis ermöglichen. Die Ausfallwahrscheinlichkeit der Systeme wurde im Laufe der Testphase deutlich reduziert. In Kombination können die beiden Systeme somit die Kriterien eines zuverlässigen Frühwarnsystems erfüllen.

6. Danksagung

Das Forschungsprojekt AlpSenseRely wird durch das Bayerische Staatsministerium für Umwelt und Verbraucherschutz gefördert. Wir bedanken uns bei unseren Kooperationspartnern und allen, die mit Organisation, intensiver Feldarbeit und Beratung geholfen haben.

Literatur

- Chae, B.G.; Park, H.J.; Catani, F.; Simoni, A. et al. (2017) Landslide prediction, monitoring and early warning: a concise review of state-of-the-art in: *Geosci J*, 21, Issue 6, p. 1033–1070.
- Krautblatter, M.; Moore, J. R. (2014) Rock slope instability and erosion: toward improved process understanding in: *Earth Surf. Process. Landforms*, 39, Issue 9, p. 1273–1278.
- Leinauer, J.; Jacobs, B., Krautblatter, M. (2020) Anticipating an imminent large rock slope failure at the Hochvogel (Allgäu Alps). *Geomechanics and Tunnelling* 13, No. 6, pp. 597–603. <https://doi.org/10.1002/geot.202000027>
- Sättele, M.; Krautblatter, M.; Bründl, M.; Straub, D. (2016) Forecasting rock slope failure: how reliable and effective are warning systems? in: *Landslides*, 13, Issue 4, p. 737–750.

Ingenieurgeologische und geotechnische Bearbeitung einer Großhangbewegung im Navistal, Tirol

Basis für geotechnische Modelle und mögliche Maßnahmen zur Melioration

Univ.-Prof. DI Dr. Robert Hofmann
Universität Innsbruck / Arbeitsbereich Geotechnik, Innsbruck

Ing. Mag. Dr. Johann Thomas Sausgruber
Wildbach- und Lawinenverbauung / Fachzentrum Geologie & Lawine, Innsbruck

1 Zusammenfassung

An den Südabhängen des Misljoches im Navistal, Tirol liegt die in den 80er und 90er Jahren errichtete Siedlung Kerschbaum mit 84 Wohnhäusern. Ende der 90er/Anfang der 2.000er Jahre bemerkte man bei etwa einem Dutzend der dortigen Gebäude aufgehende Mauerrisse, die Anlass zur Vermutung gaben, dass der Hang in Bewegung ist. Punktuell durchgeführte GPS-Messungen haben diese Befürchtungen als Erstes bestätigt. Auf Antrag der Gemeinde Navis startete die Wildbach- und Lawinenverbauung zusammen mit dem Amt der Tiroler Landesregierung im Jahr 2012 ein ausführliches Erkundungs- und Untersuchungsprogramm, um mögliche Sanierungsmaßnahmen auszuloten. Zur Erfassung der Hangbewegungen wurde ein Monitoringprogramm installiert. Die Untersuchungen und Analysen ergaben, dass die Siedlung auf einem ca. 40 m mächtigen, gletscherähnlichen, wasserführenden und gemischtkörnigen Lockergesteinskörper/Schuttstrom, der in mehrere unterschiedlich schnell bewegten Schuttzungen untergliedert ist, steht. Sie ergeben auch, dass der Abbau des Porenwasserdruckes essentiell sein würde,

um die Bewegungen zu verlangsamen. Basierend auf den vorliegenden Erkenntnissen wurde ein Konzept ausgearbeitet (Sausgruber 2014, Hofmann 2014, Sausgruber und Hofmann 2014), bei dem der Porenwasserdruck mittels Wasser abpumpender Tiefbrunnen abgebaut werden sollte. Zur Bewertung der Effektivität der Maßnahmen gab es eine Reihe von bodenmechanischen Untersuchungen, u.a. auch Kriechversuche zum Langzeitverhalten in den Scherzonen. Interessanterweise tritt das Phänomen des Kriechens nicht nur wie man vermuten würde, in feinkörnigen Böden, sondern auch in den gemischtkörnigen Böden der Schuttstrommassen in Erscheinung. Mittels der aus den Langzeitversuchen im Labor gewonnenen Viskositätsindizes und unter Anwendung eines relativ einfachen Kriechgesetzes von Kolymbas 2011 und Goldscheider 2014 war es möglich, die Reduktion der Kriechgeschwindigkeit innerhalb einer bestimmten Bandbreite für den Schuttstrom in Navis zu prognostizieren.

2 Geomorphologische, strukturgeologische und ingenieurgeologische Verhältnisse

Die Kerschbaumsiedlung steht am südexponierten Hang des Misljochs, im Navistal, Tirol. Vom Grat bis zum Navisbach sind es etwa 1.000 Höhenmeter bei einer generellen Hangneigung von nur ca. 23°. Auffällig sind eine Reihe geomorphologischer Besonderheiten, die diesen Hang als eine tiefgründige Massenbewegung kennzeichnen. In der Gratregion finden sich treppenförmige Absetzungen und Zerrspalten, im Mittelhang muschelförmige Geländeabbrüche gefolgt von Verebnungen und ein buckeliges Gelände mit großen Blöcken (Bild 1). Auffällig ist auch das konkav-konvexe Hangprofil, welches Zeugnis für den Massenverlagerungsprozess vom Kopf zum Fuß darstellt. Während der Oberhang trocken ist, charakterisiert den oberen Teil des Mittelhangs eine Vielzahl von Quellaustritten und Feuchtestellen.

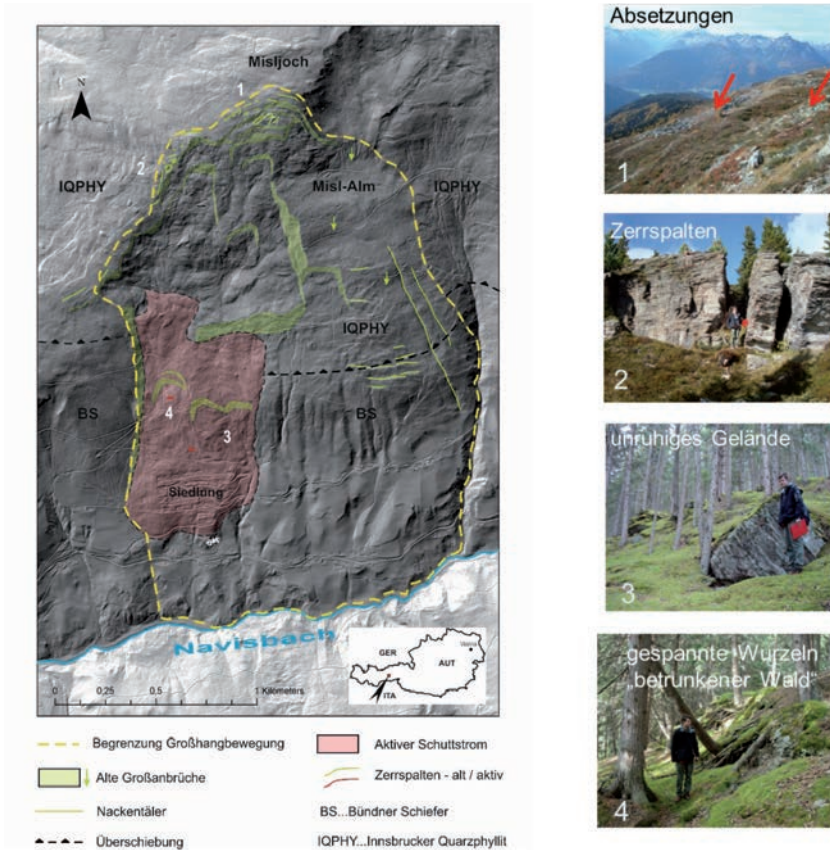


Bild 1: links – Digitales Geländemodell (Lageplan) Großhangbewegung Misljoch; rechts – Geomorphologische Phänomene

Strukturgeologisch betrachtet ist das Gebiet des Misljochs bzw. die Großhangbewegung am Westrand des Tauernfensters situiert (Thiele 1980). Der Hang wird im unteren Teil von Gesteinen der penninischen Bündner Schiefer, im oberen Teil von Gesteinen des ostalpinen Innsbrucker Quarzphyllits (Schmid et al. 2013) aufgebaut. Die Bündner Schiefer bestehen hierbei hauptsächlich aus geringfesten Kalkphylliten. Im Vergleich dazu ist der Innsbrucker Quarzphyllit deutlich fester (Pichler 2015). Geomechanisch betrachtet sind

die Bündner Schiefer des betreffenden Hanges als inkompetente, verformungsanfällige Gesteinsabfolge zu klassifizieren.

Für die Anlage der Massenbewegung zeichnet sich neben den geringsten Gesteinen der Bündner Schiefer, v.a. das strukturgeologische Inventar verantwortlich. Es sind dies steile südeinfallende WSW-ENE streichende Flächen des Mislikopf Störungssystems, steile E-W streichende Talklüfte und nach Süden einfallende Faltenschenkel sekundärer Falten in den genannten Gesteinen (Decker et al. 2003, Töchterle et al. 2011, Pichler 2015).

3 Untersuchungs- und Monitoringprogramm

Nachdem mittels durchgeführter GPS-Messungen Gewissheit bestand, dass der Hang mit bis zu 3,8 cm/Jahr aktiv bewegt ist, wurde ein Untersuchungs- und Monitoringprogramm ausgearbeitet, um a) die Art und das Ausmaß der Bewegungen genauer zu lokalisieren, b) die Mechanik zum Prozess zu vertiefen und c) Maßnahmen zur Reduzierung der Bewegungen zu planen und umzusetzen.

Als Erstes gab es diverse Geländekartierungen zur Strukturgeologie, Hydrogeologie, Geomorphologie und geotechnischen Eigenschaften der Locker- und Festgesteine. Basierend auf diesen Ergebnissen kamen dann hybridseismische Verfahren und Geoelektrik an zweidimensionalen Profilen, etliche Kernbohrungen und Baggerschurfe zum Einsatz. Sämtliche der insgesamt 10 abgeteufte Kernbohrungen, großteils mit Teufen von 60 m, zwei mit Teufen von 120 m, wurden zur Erfassung der Scherzonen als Inklinometer ausgebaut. Zur Erkundung der Hangwasserverhältnisse wurden 60 Pegelbohrungen hergestellt und überwiegend mittels Datenlogger ausgestattet. Pumpversuche, die in Brunnenbohrungen der Schuttstrommasse ausgeführt wurden, gaben Aufschluss zur Ausdehnung der Hangwasserkörper und deren hydraulischen Leitfähigkeit. Kernstück des Monitoring ist eine Totalstation am Hang vis à vis der Großhangbewegung. Diese Station ist GPS-permanentüberwacht und misst in etwa 80 Ziele stündlich ein (Trigonos 2019). Die Festlegung der Brunnenabstände für das Sanierungskonzept erfolgte auf

Grundlage eines Versuchsfeldes mit vier Brunnen im Jahr 2015 (Hofmann et al. 2015).

4 Ergebnisse der Untergrunderkundungen und das Monitoring

Die Ergebnisse der Geländekartierung und der Untergrunderkundung sind im Profil 1 (Bild 2) dargestellt. Wie dort ersichtlich ist, wird die tiefere Felsbewegung von einer mehr oder weniger 40 m mächtigen Schuttstrommasse (Laatsch und Grottenthaler 1972, Cruden and Varnes 1976, Hungr et al. 2014) überlagert. Der Oberhang der Felsbewegung ist charakterisiert durch steil nach Süden gerichtete Abschiebungen und einen hohen Auflockerungsgrad des Felsverbandes.

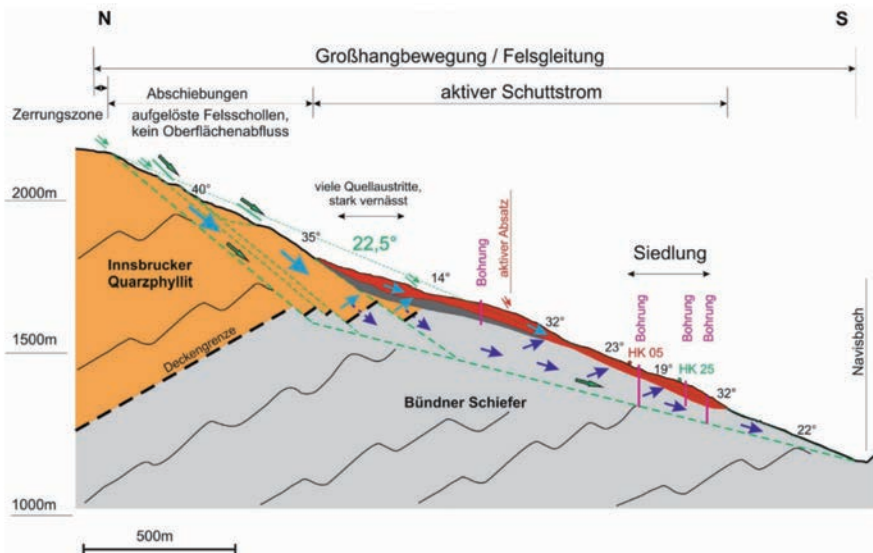


Bild 2: Ingenieurgeologischer Schnitt durch die Großhangbewegung Misljoch, grün strichliert – Begrenzung des Talzusubs bzw. der Teilschollen, rot – Schuttstrommasse, blaue Pfeile – rekonstruierte Wasserwegigkeiten im Untergrund der Massenbewegung: hellblau – Wasser mit kurzer Verweildauer bzw. schnellem Durchfluss; dunkelblau – Wasser mit längerer Verweildauer bzw. langsamen Durchfluss

Mit Hilfe der Kernbohrungen konnte erkannt werden, dass die Schuttstrommasse aus zerglittenen, stark zerlegten Teilschollen der Felsgleitmasse hervorgegangen ist. Hierbei dürfte die Hangwasserführung entscheidend dazu beigetragen haben (Hofmann und Sausgruber 2017). Niederschlagswasser und Schmelzwässer versickern im stark aufgelockerten Oberhang nahezu vollständig. Im Mittelhang kommt ein Gutteil dieses Wassers, strukturell bedingt, durch eine Muldenstruktur im geologischen Untergrund und an der Überschiebungsgrenze Bündner Schiefer/Innsbruck Quarzphyllit wieder zutage (Pichler 2015, Bild 2).

Dieses Wasser forciert die Verwitterungsprozesse und nährt die Bewegungen der abgeglittenen Felsschollen, die heute, im Endstadium, ein gemischt-körniges, kriechfähiges Lockergestein bilden. Die Tiefe der Scherzonen in den Inklinometern der Schuttzungen liegt zwischen 14 und 37 m. Für die tief bewegte Felsgleitmasse sind alle Bohrungen zu seicht. Keine der beiden 120 m tief hergestellten Inklinometer lässt eine Bewegung darin erkennen.

Ein wesentliches Ergebnis der Erkundungen waren die in Bohrungen angetroffenen hohen Porenwasserdrücke/-überdrücke. Diese koinzidierten vielfach mit den lokalisierten Scherzonen und wiesen bis zu 2 bar Druck auf. Auch zeigte sich, dass die Wasserzüge in der Schuttstrommasse sehr unterschiedlich sowohl vertikal als auch lateral verteilt sind (Bild 3, Rieder 2016). Innerhalb weniger Meter wechseln stark wasserführende mit nahezu trockenen Abschnitten. Nicht überraschend konnte nachgewiesen werden, dass sich stärker wasserführende Schuttzungen schneller bewegen als gering wasserführende.

Zur Klärung der Ursachen der Schäden an den Häusern war das Monitoring entscheidend. Erst die kontinuierlichen Messungen und Auswertungen des Autotheodolits (Trigonos 2019) haben gezeigt, dass die Schäden an den Häusern eine Folge der unterschiedlich schnell bewegten Schuttzungen sind. D.h. die beschädigten Häuser stehen auf den Scherfugen aneinandergrenzender und unterschiedlich schnell bewegter Schuttzungen, während sich die anderen Häuser gleichmäßig, ohne Schaden zu erleiden, talwärts bewegen (Bild 3 und Bild 4).

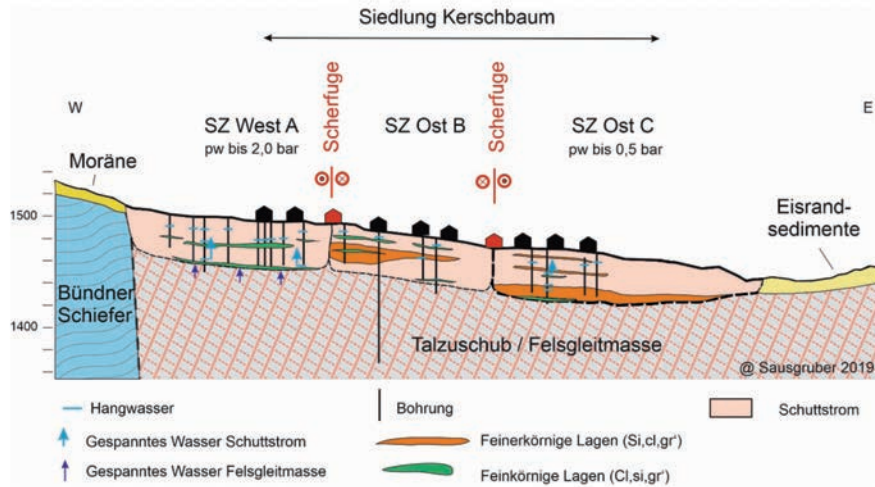


Bild 3: Querschnitt Schutzzungen im Bereich der Siedlung (Rieder 2016, modifiziert)

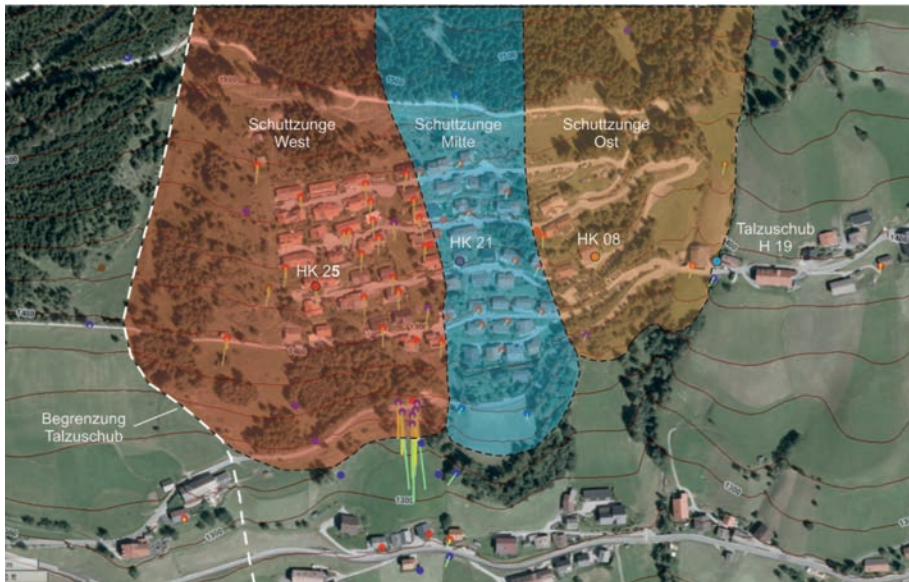


Bild 4: Differenziertes Bewegungsbild infolge unterschiedlich schnell bewegter Teilsysteme/Talzuschub mit auflagernden unterschiedlich schnell bewegten Schützzungen

5 Geotechnische Beschreibung des Kriechverhaltens

Eine Abschätzung der Reduktion der Kriechgeschwindigkeit in Abhängigkeit der Änderung der auf die Gleitfuge wirkenden Schubspannungen, wird über Fließgesetze und dem Zähigkeitsindex definiert. Das Fließgesetz muss eine Beziehung zwischen der Schubspannung t und der zugehörigen Verformungsgeschwindigkeit $\dot{\gamma}^*$ für das stationäre „Fließen“ beschreiben. Viele verfügbare Fließgesetze sind jedoch nur schwer in die Praxis übertragbar. Die Gesetze lassen sich nicht auf Erdstoffe übertragen und es fehlen die notwendigen Parameter, die zur ausreichenden Beschreibung des Verhaltens notwendig sind. Aus diesem Grund wurde für die Abschätzung der Änderung der Bewegungsgeschwindigkeit ein sehr einfaches Fließgesetz (Gleichung (1)) nach Kolymbas (2011) verwendet. Eine Abnahme der Schubbeanspruchung Δt durch Sanierungsmaßnahmen (in diesem Fall Verringerung des Wasserdruckes in der Bewegungszone) bewirkt demnach eine Abnahme der Kriechgeschwindigkeit.

Mit diesem erfolgte unter der Annahme des einfachen Fließgesetzes von Kolymbas (2011) die Ermittlung der Änderungen der Kriechgeschwindigkeit bedingt durch Entwässerungsmaßnahmen. Ein ähnliches Fließgesetz wird auch von Goldscheider (2014), in der Arbeit über die Mechanik des Kriechens, verwendet (Gleichung (2)). Demnach bewirkt eine Abnahme des Ausnutzungsgrades eine Abnahme der Gestaltänderungsrate und somit der Kriechgeschwindigkeit.

$$\Delta t = t_0 I_v \ln (v_1 / v_0) \quad (1)$$

$$v_1 = v_0 \mu^{(1/I_v)} \quad (2)$$

I_v Zähigkeitsindex, Viskositätsindex, Viskositätskonstante

Δt Veränderung der Schubspannung

t_0 Schubspannung in der Gleitfuge zum Zeitpunkt $t = 0$

v_0 Kriechgeschwindigkeit zum Zeitpunkt t_0

v_1 Kriechgeschwindigkeit zum Zeitpunkt t_1

μ Ausnutzungsgrad der Scherfestigkeit in der Gleitfuge

In der Tabelle 1 sind die Ergebnisse aus den Langzeit-Rahmenscherversuchen ermittelten Zähigkeitsindizes I_{LZR} (1. und 2. Belastungsstufe) für unterschiedliche Normalspannungen, einem Größtkorn von 2 mm sowie einer Schergeschwindigkeit von maximal etwa 4×10^{-7} /s zusammengestellt.

In den Versuchen im Rahmenschergerät wurden überwiegend Zähigkeitsindizes I_{LZR} zwischen 0,04 und 0,15 bestimmt. Bei allen Versuchen waren die anfängliche Phase mit niedrigen und konstanten Kriechraten des stationären Kriechens mit Geschwindigkeiten von rund 4×10^{-7} /s, erkennbar. Bei den Versuchen trat im Zuge der Laststeigerungen beschleunigtes Kriechen ein; allerdings konnte unter dränierten Verhältnissen kein Kriechbruch beobachtet werden, d.h. die Restscherfestigkeit wurde nicht erreicht. Bei den Versuchen wurden keine nennenswerte Dilatanz und kein Festigkeitsverlust beobachtet.

Aus dem Vergleich der Kriechgeschwindigkeiten des Jahres 2014 mit denen des Jahres 2016 an der westlichen Schuttlung kann der derzeitige Zähigkeitsindex I_{LZR} mit 0,1 und 0,12 (Bild 5) abgeschätzt werden.

Tabelle 1: Zähigkeitsindizes $I_{LZR,1}$ und $I_{LZR,2}$ für die 1. und 2. Belastungsstufe

Probe	Tiefe	Normalspannung	Restreibungswinkel	Anteil Si+Cl	$I_{LZR,1}$	$I_{LZR,2}$
Bohrung	(m)	(kN/m ²)	(°)	(%)	()	()
KB 3	5,7-6,4	150	32,5	49	0,07	0,07
KB 3	30,4-31,0	150	31	54	0,08	
KB 3	33-33,5	150	28	69	0,05	0,15
KB 3	33-33,5	600	28	69	0,04	
KB 1	16,3-17,0	150	26,5	47	0,07	0,04

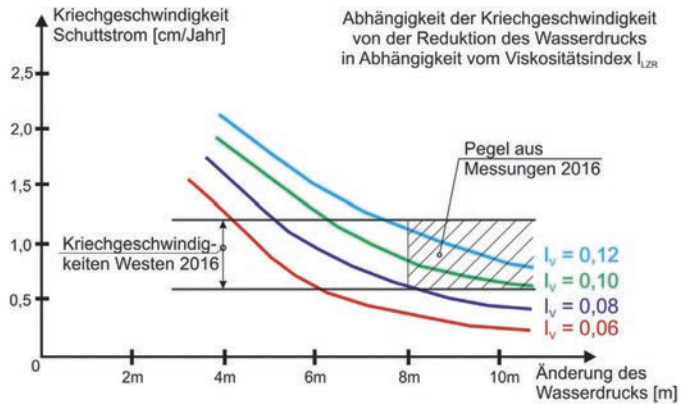


Bild 5: Geschwindigkeitsänderung des Kriechhanges durch Änderung der Bergwasserhältnisse unter Verwendung des Zähigkeitsindex I_{LZR} und der Ausgangsgeschwindigkeit $v_0 = 3 \text{ cm /Jahr}$

Die Kriechversuche mit dem Rahmenschergerät haben gezeigt, dass eine relativ verlässliche Abschätzung des Zähigkeitsindex und somit die Größenordnung der Änderung der Geschwindigkeit möglich sind. Dies liegt in dem Umstand, dass bei gemischtkörnigen Lockergesteinen die Ton-Schluff-Sand-Fraktion wahrscheinlich für das viskose Verhalten maßgebend ist. Bei gemischtkörnigen Böden beeinflusst auch die Änderung des Wassergehaltes sofort die Änderung der Kriechgeschwindigkeit. Dies liegt in dem Umstand begründet, dass der Sättigungsgrad zwischen Kieskörnern ansteigt und eine „Verflüssigung“ eintritt.

6 Maßnahmen zur Reduktion der Bewegungsgeschwindigkeiten

Basierend auf den ingenieurgeologischen Modellvorstellungen, den Erkenntnissen aus der Untergrunderkundung, den Laborversuchen und des Monitoring wurden 50 Stück, 45 m tiefe, den Schuttstrom/die Schuttzungen durch-

örternde Tiefbrunnen zum Abbau der Porenwasserdrücke/-überdrücke als geeignete Maßnahme zu Reduzierung der Bewegungen festgelegt.

Diese Tiefbrunnen wurden 2015, am Hang oberhalb der Siedlung, über die gesamte Breite des Schuttstroms mit 500 m hergestellt und im Jänner 2016 gesamtheitlich in Betrieb genommen. Ab 2017 ist die Abnahme der Bewegungen deutlich feststellbar (Bild 6). Die Abnahme der Bewegungen liegt ca. beim Faktor fünf, zurzeit vor den Maßnahmen. Zu kurzfristigen Beschleunigung kann es aber nach wie vorkommen, bei schneereichen Wintern und wenn im Frühsommer große Schmelzwassermengen, wie beispielsweise 2019, in den Hang einsickern (Bild 6). Als weitere Maßnahmen wurde die Drainagierung von Feuchtfächen im Mittelhang umgesetzt und es sollen noch Aufforstungen von Almflächen folgen. Letzteres zielt darauf ab, die Interzeption des Gebietes zu verbessern. Resümierend lassen sich die gesetzten Maßnahmen bisher als Erfolg werten, sodass die Bewohner in ihren Häusern verbleiben können.

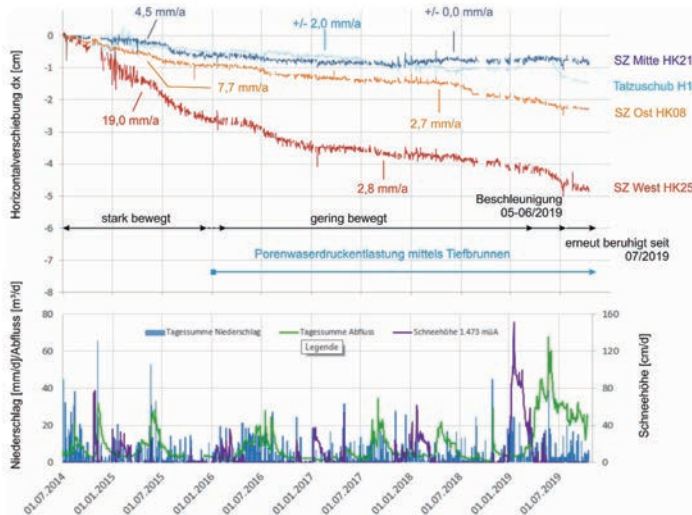


Bild 6: Bewegungsentwicklung Schuttungen/SZ (Nettoverschiebungen) und Talzuschub. Tagesniederschläge, Schneehöhen und Abflussganglinie der Drainagen im Mittelhang (Tagessummen); zur Lage der Punkte siehe Bild 4

7 Resümee

Jeder Bewertung auf der Grundlage eines geotechnischen Modells muss eine genaue Beobachtung und Beschreibung des in der Natur stattfindenden Prozesses vorausgehen.

Bei der Sanierung des Kriechhanges Kerschbaumsiedlung konnten auf Grundlage des Monitoring bestehend aus trigonometrischer 3D-Messung, automatischen Pegelmessungen, Ketteninklinometer und Inklinometermessungen der Zähigkeitsindex I_{LZR} mit 0,1 bis 0,12 rückgerechnet werden. Diese Werte stimmen sehr gut mit jenen Zähigkeitsindizes I_{LZR} überein, die mit den Langzeit-Rahmenscherversuchen vorab ermittelt wurden. Der Langzeit-Rahmenscherversuch stellt somit, auf Grundlage der bisherigen Ergebnisse, eine einfache brauchbare Versuchstechnik zur Abschätzung der Zähigkeitsindizes I_{LZR} für gemischtkörnige Böden dar. Bereits in Hofmann et al. 2015 wurden vor Beginn der Sanierung mit den Zähigkeitsindizes I_{LZR} Kriechgeschwindigkeiten von 7 mm bis 17 mm/Jahr (nach der Herstellung der Maßnahmen) abgeschätzt. Trotzdem wird es in den nächsten Jahren unerlässlich sein, I_{LZR} über Rückrechnungen weiter zu ermitteln und zu konkretisieren. Diese erlauben dann auch eine bessere Einschätzung der Wirkung der ausgeführten Maßnahmen (Reduktion der Kriechgeschwindigkeiten) sowie ggf. die Planung von weiteren Sanierungen. Es wird auch im Zuge von Forschungsarbeiten noch zu klären sein, ob die Verringerung der Kriechraten für gemischt-körnige Böden auch mit dem sehr einfachen, aber in der Praxis mit vertretbarem Aufwand anwendbaren Fließgesetz (Gleichung (1)) nach Kolymbas (2011) ausreichend genau beschrieben werden kann.

Literatur

Cruden, D. M.; Varnes D. J. (1996): Landslide Types and Processes. In: Turner A.K. and Schuster R.L. (eds.): Landslides: Investigation and mitigation. Special report 247. Washington D.C.: National Academic Press, 36-45

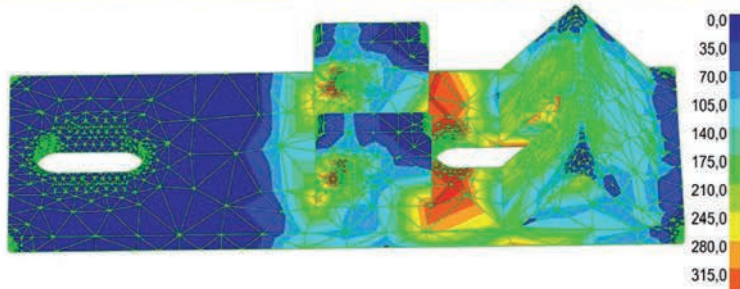
- Fügenschuh, B.; Seward, D.; Mancktelow, N. S. (1997): Exhumation in a convergent orogen: the western Tauern window. *Terra Nova*, 9, 213-217
- Goldscheider, M. (2014): Mechanik des Kriechens von Böschungen und Hängen. *Geotechnik* 27, Heft 4, Verlag Ernst & Sohn
- Gudehus, G. (1981): *Bodenmechanik*, Stuttgart (Enke)
- Häfeli, R. (1954): Kriechprobleme in Böden, Schnee und Eis. *Mitteilungen der Versuchsanstalt Wasserbau und Erdbau ETH Zürich*. Jahrgang 51-67
- Hofmann, R. (2014): Zusammenfassender geotechnischer Bericht. Unveröffentlicht.
- Hofmann, R.; Sausgruber, T. (2014): Planung der Maßnahmen. Unveröffentlicht.
- Hofmann, R.; Mölk, M.; Sausgruber, T. (2014): Planung der Versuchsbrunnen. Unveröffentlicht.
- Hofmann, R.; Sausgruber, T.; Pichler, C. (2015): Abschätzung der Änderung der Kriechgeschwindigkeit eines Kriechkörpers. *ÖIAZ*, 160. Jg, Heft 1-12.
- Hofmann R., Sausgruber J. T. (2017): Creep behaviour and remediation concept for a deep-seated landslide, Navistal, Tyrol, Austria. *Geomechanics and Tunneling*, 10, 1, 59-73
- Hung, O.; Leroueil, S.; Picarelli, L. (2014): The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides*, 11, 167-194
- Kolymbas, D. (2011): *Geotechnik, Bodenmechanik, Grundbau und Bodenmechanik*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg 1997, 2011
- Laatsch, W.; Grotenthaler, W. (1972): Typen der Massenbewegung in den Alpen und ihre Klassifikation. *Forstwiss. Cbl.*, 91 Jg., 6, 303-339
- Leinenkugel, H. J. (1976): Deformations- und Festigkeitsverhalten bindiger Erdstoffe. *Experimentelle Ergebnisse und ihre physikalische Deutung*. Heft 66. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe
- Pichler C. (2015): *Ingenieur- und allgemeine Geologie der Großhangbewegung Misljoch (Navistal, Tirol)*. Masterarbeit: Leopold-Franzens-Universität, Innsbruck

- Rieder B. (2016): Hydrogeologie der Großhangbewegung Misljoch und allgemeine Geologie im Raum Pfons, Tirol. Masterarbeit: Leopold-Franzens-Universität, Innsbruck
- Sausgruber T. (2014): Ingenieurgeologischer Bericht. Unveröffentlicht.
- Sausgruber T. (2016 bis 2020): Hangbewegung Kerschbaumsiedlung. Berichte Monitoring. Unveröffentlicht.
- Schmid, S. M.; Scharf, A.; Handy, M. R.; Rosenberg, C. L. (2013): The Tauern Window (Eastern Alps, Austria): A new tectonic map, with cross-sections and a tectonometamorphic synthesis. *Swiss Journal Geoscience*, 106, 1-32
- Thiele, O. (1980): Das Tauernfenster. In: *Der Geologische Aufbau Österreichs* (Hrsg.: R. Oberhauser). Springer-Verlag Wien New York, 300-314
- Töchterle, A.; Brandner R.; Reiter, F. (2011): Strain partitioning on major fault zones in the northwestern Tauern window-insights from the investigations of the brenner base tunnel. *Austrian Journal of Earth Science*, 104, 15-35
- Trigonos (2019): Monitoring Kerschbaumsiedlung. Bericht 1. Oktober 2019 im Auftrag des Amtes der Tiroler Landesregierung, Abteilung Geoinformation



IHRE FRAGESTELLUNG IST UNSERE AUFGABE

Die **POTYKA & Partner ZT GmbH** hat sich auf die Lösung von statisch-konstruktiven Fragestellungen spezialisiert und erbringt Planungs-, Prüfungs- und Beratungsdienstleistungen überwiegend im Tief-, Grund- und Brückenbau. Es ist unser Ziel, mit Erfahrung, modernen Hilfsmitteln sowie der nötigen Innovationsfreude, technische Lösungen anzubieten, die den heutigen Bedürfnissen entsprechen, sich aber auch noch in vielen Jahren als gültige Antwort erweisen sollen. z.B. Prüfung Fußpunktverankerung Steinschlagschutz



WWW.POTYKA-PARTNER.AT
KONSTRUKTIV IST UNSERE STÄRKE

Vorsitz Mag. Thomas Figl

Fachbereichsleiter Landesgeologie,
Amt der Tiroler Landesregierung, Innsbruck

Stabanker als Fundierungselemente von Schutzanlagen gegen Alpine Naturgefahren

Praxis und Erfahrungen bei den ÖBB

Dipl.-Ing. Markus Schuch

ÖBB Infrastruktur AG / Geotechnik und Naturgefahrenmanagement

markus.schuch@oebb.at

1 Einleitung

Im beinahe 5.000km langen Streckennetz der ÖBB Infrastruktur AG befinden sich an etwa 20% Bereiche, an denen natürliche exogene Prozesse stattfinden, welche aus Sicht der Infrastruktur zu (Natur-) Gefahren werden.

Um diese Gefahren bestmöglich abzuwehren bedienen sich die ÖBB unterschiedlicher Maßnahmen, welche von technischen Verbauungen, strategisch organisatorischen Vorgaben bis hin zu fernüberwachten Messsystemen reichen. (vgl. Abbildung 1)

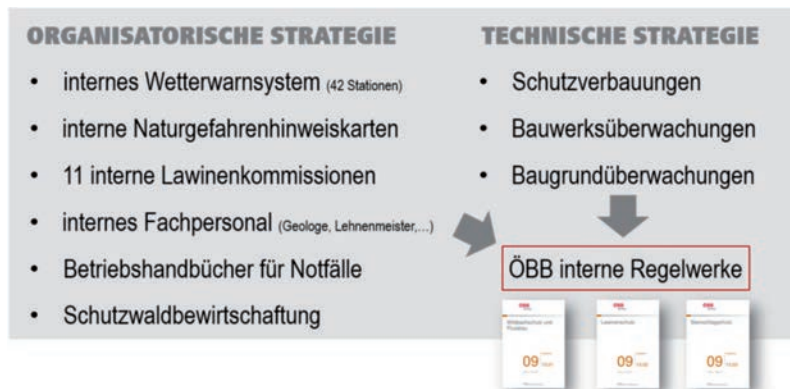


Abbildung 1: Strategien zum Schutz vor Naturgefahren

In ÖBB-internen Regelwerken werden eine Vielzahl an technisch möglichen Verbauungen beschrieben und anlagentypische Vorgaben hinsichtlich Zuverlässigkeit und Dauerhaftigkeit gegeben. Ziel ist neben der möglichst hohen Anlagen- und Betriebssicherheit dabei den Instandhaltungsaufwand so gering wie nötig zu halten. Voraussetzung dazu ist eine hohe Fachkenntnis im Zuge einer gewissenhaften Planung, sowie eine ausgewogene Überwachung während der Herstellung von Fundierungen bis hin zu einem tiefgreifendem Verständnis über die Funktion und potentiellen Schadensmerkmale einzelner Konstruktionen bei Inspektionstätigkeiten.

2 Anforderungen an Fundierungselemente

Eine Vielzahl an Schutzanlagen werden mittels Mikropfählen fundiert. Generell werden Fundierungselemente von Schutzanlagen gem. ÖNORM EN 14199 – als „gebohrter Pfahl mit einem Durchmesser kleiner als 300 mm-Mikropfahl“ definiert, welche durch unterschiedliche Herstellungsarten in den Untergrund eingebracht werden können. Dieser relativ einfachen Herstellungsart geschuldet, ermöglicht Verbauungen von naturgefahrenrelevanten Bereichen in vorwiegend steilen und exponierten Lagen.

Um die Zuverlässigkeit dieser Fundierungselemente über die geplante Nutzungsdauer sicher zu stellen bedarf es zusätzlicher Anforderungen für Planung und Herstellung. Beispielweise dürfen Pfähle normgemäß ausschließlich auf Zug, Druck oder Wechsellast belastet werden. Auftretende Querbelastung, welche systembedingt vorgegeben sind, führen jedoch zwangsläufig zu Verformungen, welche den Pfahl unter Umständen bis zum Versagen überlasten können. (vgl. Abbildung 2)

Eine weitere Herausforderung, welche speziell bei Steinschlagschutznetzen auftritt, ist die stoßartige Einwirkung auf die Fundierung, die naturgemäß während eines Steinschlagtreffers auftritt. Diese impulsartige Einwirkung wird in erster Linie, wenn keine Brems Elemente vorhanden, vom Tragglied übernommen. Die Aktivierung der Mantelreibung erfolgt, zeitlich marginal versetzt, im Anschluss. Diesem Umstand geschuldet kann nicht ausgeschlossen

werden, dass je nach Einwirkungsrichtung, Materialeigenschaften und Profil des Traggliedes es bis zu einem Sprödbbruch führen kann. Um dies zu vermeiden, gibt es im Zuge der baulichen Ausbildung speziell im Bereich des Pfahlkopfes manches zu beachten. So bietet zum Beispiel eine Pfahlhals-



verstärkung einen deutlich höheren Widerstand gegenüber Querbelastrungen. Eine zu steife Bettung (Felsanschluss) wiederum erhöht die Gefahr von Sprödbrüchen.

Abbildung 2: Verformtes Tragglied nach Steinschlagtreffer

Ein weiteres Schadenspotential stellt die Korrosion des Traggliedes dar. Je höher die Korrosivität des Bodens umso dauerhafter muss der Korrosionsschutz des Traggliedes hergestellt werden. Ausgehend von der geplanten Nutzungsdauer kann man grundsätzlich mit einem einfachen Korrosionsschutz in Form einer ausreichenden Einkapselung aus korrosionsbeständigem, mechanisch widerstandsfähigem und dichtem Verpressmaterial das Auslangen finden. Darüber hinaus gibt es die Möglichkeiten einer Korrosionszugabe durch Wahl eines größeren Querschnitts, Beschichtung oder Verzinkung des Traggliedes. Bei hoch korrosiven Böden bietet nur ein doppelter Korrosionsschutz (DCP) den bestmöglichen Schutz.

3 Prüfung

3.1 Pfahlprobeversuche

Die bei der Dimensionierung angenommenen charakteristischen Bodenkennwerte müssen in Form von Pfahlprobelastungen validiert werden. Dabei

kommen statische Zugprüfungen zum Einsatz. Trotz großer Herausforderungen bei Aufbau und Durchführung der Versuchseinrichtung sollte großer Wert auf die Ergebnisse gelegt werden, da nur dadurch bestmögliche Auskunft über die Tragfähigkeit des Baugrundes erlangt werden kann.

3.2 Verpressgut

Das für den Baugrund abgestimmte und verwendete Verpressgut ist während der Verpressarbeiten stichprobenartig gem. ÖNORM EN 445 zu prüfen. Um die Dauerhaftigkeit des Mikropfahls sicherzustellen, muss eine entsprechende Überdeckung des Traggliedes gewährleistet sein. Hierbei spielt das Bohr- und Injektionsverfahren eine wesentliche Rolle.

3.3 Integritätsprüfungen

Integritätsprüfungen wie Low-Strain Methode oder Hammerschlagmethode bieten eine Möglichkeit den Aufbau des Verpresskörpers zu interpretieren. Diese Methode wird derzeit von den ÖBB in Form eines eigens entwickelten *Schlag- und Messeinheit* ob der Verwendung geprüft. Erste Tests zeigen positive Ergebnisse um die Qualität des Verpresskörpers festzustellen.

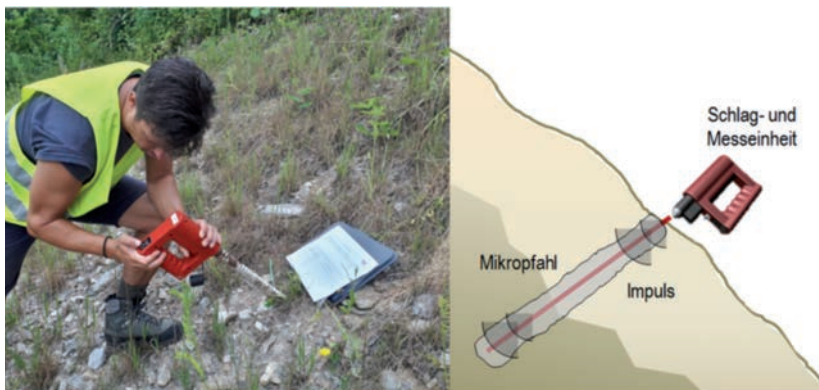


Abbildung 3: ÖBB eigenes Integritätsprüfgerät zur Feststellung der Qualität des Verpresskörpers

4 Dokumentation

Bei der Herstellung der Mikropfähle ist die Dokumentation des Bohrfortschrittes sowie die Aufzeichnung der Menge des Verpressgutes und dessen Verpressdruckes von großer Bedeutung. Ob für die Abrechnung oder für spätere Arbeiten stellen Bohr- und Injektionsprotokolle eine entscheidenden Grundlage dar.

5 Zusammenfassung

Spricht man über Zuverlässigkeit von Schutzbauten, muss unweigerlich der Zustand der Fundierung betrachtet und erhoben werden. Wie bei allen geankerten Konstruktionen ist besonderes Augenmerk auf die Verankerung als systemkritisches Bauteil zu legen. Ob Verpressanker oder Verpresspfähle, bei unzureichender Planung oder unsachgemäßer Herstellung treten zwangsläufig Mängel auf, welche eine Reduzierung der Zuverlässigkeit mit sich führen und hohe Kosten in der Instandhaltung mit sich bringen.

Eine gewissenhafte Betrachtung des Baugrundes und der möglichen Einwirkungen in der Planungsphase, eine ausgewogene Überwachung und Dokumentation kritischer Bauphasen sowie eine gute Fachkenntnis im Zuge der Inspektionstätigkeit gewährleisten zuverlässige Bauwerke bei geringem Instandhaltungsaufwand.

10 Jahre Zulassung von flexiblen Steinschlagschutzbarrieren gemäß ETAG 207 – Zusammenfassung, Erkenntnisse und Ausblick

Dr. Axel Volkwein
Pfeifer Isofer AG, avolkwein@pfeifer-isofer.ch

Einführung

2009 trat die Europäische Richtlinie über Bausätze für Steinschlagschutznetze (ETAG 027) der Europäischen Organisation für Technische Zulassungen (EOTA) in Kraft. Ziel der Richtlinie war es, die auf dem Markt erhältlichen flexiblen Schutzsysteme nach einer gemeinsamen Norm zu testen und als Bauprodukt zuzulassen. Volkwein et al. (2019) [1] fassen die Ergebnisse und Erfahrungen zusammen, die durch die Typenprüfungs-, Genehmigungs- und Bewertungsverfahren von 66 zwischen 2009 und 2018 zugelassenen Schutzsystemen gewonnen wurden. Im Jahr 2018 wurde die ETAG 027 durch ein sogenanntes „European Assessment Document“ (EAD 340059-00-0106) ersetzt.

Erkenntnisse und Schlussfolgerungen

Neben der gemeinsamen Hauptaufgabe der Barrieren, fallende Blöcke erfolgreich zu stoppen, führen die unterschiedlichen Prüfbedingungen und Konstruktionen von Barrieren zu unterschiedlichen Leistungsmerkmalen. Einige dieser Merkmale folgen bestimmten Trends (siehe Abb. 1, links) und „Ausreißer“ lassen sich identifizieren (Abb. 1, rechts).

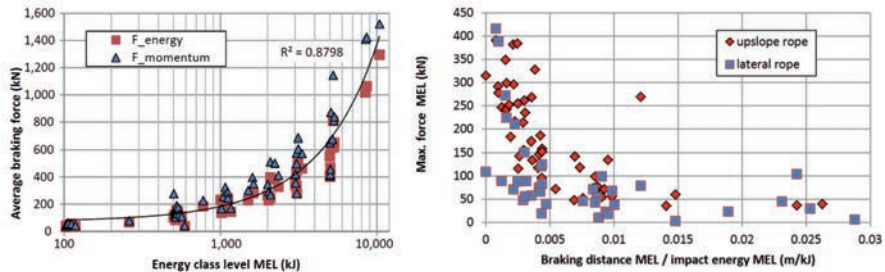


Abb. 1: (links) Durchschnittliche Verzögerung des Wurfkörpers; (rechts) maximal gemessene Kräfte im Verhältnis zum gemessenen Bremsweg bezogen auf die Einschlagenergie. Deutlich ist zu sehen, dass sich die bergseitigen Abspannseile eines Systems bei etwa 0.012m/kJ und 260 kN anders verhalten als die übrigen Systeme.

Die Einführung des neuen EAD verändert den Umgang mit flexiblen Schutzsystemen: Eine auf diesem neuen EAD basierende ETA beinhaltet keine Anwendungsgrundlagen mehr und bestätigt lediglich, dass die Schutzbarriere einige oder alle wesentlichen, im EAD aufgeführten Merkmale erfüllt. Dies hat folgende Auswirkungen auf die Kunden solcher Barrieren:

- Die zugrunde liegende Bauprodukttrichtlinie (CPR) sieht die Formulierung neuer und spezieller EADs vor, die nicht vollständig durch bestehende EADs abgedeckt sind. Das bedeutet, dass ein Kunde sorgfältig prüfen muss, ob das zugrunde liegende EAD eines CE-gekennzeichneten Produkts für den vorgesehenen Verwendungszweck geeignet ist. Eine einfache Überprüfung, ob ein System über ein gültiges ETA- oder CE-Zeichen verfügt, reicht nicht aus.
- Gehören ETA- und/oder CE-Kennzeichnung zum richtigen EAD, ist weiter zu prüfen, ob der Hersteller des Bauproduktes in seiner Leistungserklärung alle wesentlichen Merkmale des EAD angibt. Theoretisch können Bauprodukte auch dann erfolgreich bewertet werden, wenn der Hersteller nur einige der wesentlichen Merkmale angibt.

Die neue ETA listet nur bestimmte (gemessene) Prüfergebnisse als wesentliche Merkmale auf. Die Anwendung im Gelände bedarf zusätzlicher Überprüfungen:

- Wie ist der Bremsweg in der ETA definiert? In Bezug auf eine Position am Boden oder im Netz definiert? Je nachdem muss das System im Feld anders platziert werden, um etwaige Lichtraumprofile nicht zu tangieren. Wenn der Bremsweg relativ zum Netz definiert ist, muss der Planer den Durchhang des Netzes und seinen Abstand z.B. zur Basislinie entlang der Stützenfüße des Systems bewerten. Der Netzdurchhang kann dabei von der Neigung des Systems abhängen.
- Entspricht die Referenzneigung des für die ETA bewerteten Systems der Geländeneigung? Wenn nicht, sollten z.B. Netzdurchhang und Bremsweg korrigiert werden und die Bremsen brauchen u.U. mehr Reserven.
- Gibt es spezielle Lastfälle (z.B. einen Einschlag in ein Randfeld), die nicht bewertet wurden?
- Hält die Barriere erfolgreich kleine herunterfallende Steine zurück? Dies erfordert eine maximale Größe der Maschenöffnungen. Gibt es ein zusätzliches kleinmaschiges Sekundärnetz, ist dann dessen Rückhaltevermögen bekannt?
- Das Fundament und die Verankerungen eines Systems sind nicht Teil einer ETA. Sie müssen separat nach den entsprechenden Richtlinien und Normen konzipiert werden.
- ect.

Die Beantwortung der oben genannten Fragen wird in Zukunft wichtig sein, um die Installation von zuverlässigen flexiblen Steinschlagschutzsystemen im Feld zu gewährleisten. Um diesen Evaluierungsprozess in der Schweiz zu erleichtern, wurde dort eine entsprechende Anleitung publiziert [2]. Ein solcher Ansatz, wie auch ähnlich in Österreich durch die ONR 24810, trägt dazu bei, einen sicheren Standard für die in der Praxis verwendeten Barrieren zu gewährleisten. Nach wie vor vernachlässigen jedoch alle Richtlinien für Stein-

schlagschutznetze Ansätze, bei denen Barrieren numerisch simuliert werden, was z.B. bei flexiblen Schutzsystemen für flache Erdrutsche oder Murgänge möglich ist.

Literatur

- [1] Volkwein, Gerber, Klette, Spescha (2019) Review of approval of flexible rockfall protection systems according to ETAG 027. Geosciences2019,9, 49; doi:10.3390/geosciences9010049
- [2] Baumann, R., „Grundlagen zur Qualitätsbeurteilung von Steinschlagschutznetzen und deren Foundation“, BAFU, Bern, <https://www.bafu.admin.ch/uw-1805-d>