

CONFERENCE SERIES
GEOTECHNIK UND NATURGEFAHREN – Band 3

Robert Hofmann (Hg.)

Tiroler Geotechniktag 2023
Naturgefahren

innsbruck university press

CONFERENCE SERIES

GEOTECHNIK UND NATURGEFAHREN – Band 3

Universität Innsbruck

Institut für Infrastruktur, Arbeitsbereich Geotechnik

Robert Hofmann (Hg.)

Tiroler Geotechniktag 2023
Naturgefahren

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

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

© *innsbruck* university press, 2024

Universität Innsbruck

1. Auflage

Alle Rechte vorbehalten.

www.uibk.ac.at/iup

Druck: Prime Rate Kft., Budapest

ISBN 978-3-99106-126-7



Arbeitsbereich für
Geotechnik

Univ.-Prof. Dr. Robert Hofmann

17. TIROLER GEOTECHNIKTAG NATURGEFAHREN

am

Freitag, 12. Mai 2023

Inhaltsverzeichnis

<i>Univ.-Prof. DI Dr.habil. Robert Hofmann</i> Vorwort	11
---	----

Eröffnungsvortrag

<i>DI Dr. Christian Molzer, Robert Zach, Günter Guglberger</i> Katastrophenbeseitigung und vorbeugender Katastrophenschutz der Landesstraßenverwaltung Tirol	17
--	----

Block 1

Regelwerke

Vorsitz MR Priv.-Doz. DI Dr. Florian Rudolf-Miklau

<i>DI Markus Schuch</i> Einblick in die RVS 08.22.02 – Fundierung von Steinschlagschutznetzen	33
---	----

<i>Priv.-Doz. DI Dr. Jürgen Suda</i> Schutzbauwerke der Wildbachverbauung – die neue ÖNORM B 4800	41
---	----

<i>Univ.-Prof. DI Dr.habil. Robert Hofmann, DI Simon Berger, DI Lukas Wimmer, DI Martin Dejori</i> Wasserdruck auf Konsolidierungssperren	45
--	----

Block 2

Steinschlagverbauungen

Vorsitz o. Univ.-Prof. DI MSc. Ph.D. Dr.phil.

Dr.techn. Konrad Bergmeister

*RD Dipl.-Geol. (Univ.) Andreas Koch, Philipp Jansen, Florian Wild,
Franziska Weinzierl*

Drahtzäune als Abrollschutz – Bemessung und praktische
Anwendung in der Bayerischen Straßenbauverwaltung 57

DI Dr. Martina Sättele

Fundationskonzept Steinschlagschutznetze RhB 69

*Prof. Dr.-Ing. Imad Lifa, Seraina Braun, James Glover,
Dionysios Stathas*

Tragverhalten von Geotextilsäcken bei Ankern im Lawinen-
und Steinschlagverbau 81

DI Lukas Wimmer, Univ.-Prof. DI Dr.habil. Robert Hofmann

Fundierungen von Steinschlagschutznetzen – Ergebnisse
von 1:1 Versuchen 93

Block 3

Hochwasserschutz- und Wildbachverbauung

Vorsitz DI Markus Federspiel

DI Sandro Gius, DI Fabio De Polo

Hochwasserschutz und Verkehrsberuhigung in
Innichen (BZ) – Eine kombinierte Lösung 107

DI Dr. Johannes Kammerlander, DI Markus Moser
 Plausible Wertebereiche für Geschiebefrachten
 von Wildbachbemessungsereignissen 119

Dr.-Ing. Lars Vollmert, Univ.-Prof. DI Dr.habil. Robert Hofmann
 Ingenieurgeologische und geotechnische Bearbeitung einer
 Großhangbewegung im Navistal, Tirol 129

Block 4

Schutzbauwerke und Massenbewegungen

Vorsitz DI Gebhard Walter

Mag. Michael Mölk, Ing. Tobias Brandtner
 Ein Schutzdamm gegen Felssturz: Bemessung nach ONR 24810
 und Ausführung im Schutz eines Mess- und Warnsystems 149

Dr. Axel Volkwein
 Praxishilfe Murgang- und Hangmurenschutznetze – Inhalt
 und Verwendung 157

DI Simon Berger, Univ.-Prof. DI Dr.habil. Robert Hofmann
 Einwirkungen auf Schutzbauwerke durch fließähnliche
 gravitative Massenbewegungen 159

Vorwort

Univ.-Prof. DI Dr.habil. Robert Hofmann

Institut für Infrastruktur, Arbeitsbereich für Geotechnik, Universität Innsbruck
robert.hofmann@uibk.ac.at

Der 17. Tiroler Geotechniktag Naturgefahren, dem 1. Tiroler Geotechniktag im Congress Innsbruck, stand im Zeichen des Wissensaustausches von mehr als 250 ExpertInnen aus Italien, Deutschland, Schweiz und Österreich. Es zeigte sich abermals die Bedeutung dieser Veranstaltung für den alpinen Raum, welcher weit über die Grenzen von Tirol reicht. Dabei konnte auch der Arbeitsbereich für Geotechnik der Universität Innsbruck seine Expertise im Fachbereich Geotechnik und Naturgefahren mit mehreren Forschungsprojekten präsentieren.

Den diesjährigen Eröffnungsvortrag präsentierte der Baudirektor und Straßenbaudirektor des Landes Tirol, Dipl.-Ing. Dr. Christian Molzer. Mit seinem Thema „Katastrophenbeseitigung und vorbeugender Katastrophenschutz der Landesstraßenverwaltung Tirol“ konnte Dr. Molzer die zahlreichen Zuhörer begeistern.

Im 1. Vortragsblock wurden die neuen, aktuellen Regelwerke für das Fachgebiet Naturgefahren vorgestellt. Unter der routinierten Leitung des Blocks vom Abteilungsleiter des Forsttechnischen Dienstes für Wildbach- und Lawinerverbauung MR Priv.-Doz. Dipl.-Ing. Dr. Florian Rudolf-Miklau, erfolgten die Vorstellungen der neuen Regelwerke zu den Themen Steinschlag, Schutzbauwerke der Wildbachverbauung und Konsolidierungssperren. Dipl.-Ing. Markus Schuch von der ÖBB erläuterte in eindrucksvoller Weise die neue RVS 08.22.02 Fundierung Steinschlagschutznetze. Nach vier Jahren 1:1 Versuchen im Feld konnten die Ergebnisse des Arbeitsbereiches für Geotechnik in das neue Regelwerk einfließen. Der zweite Vortrag, gehalten von Priv.-Doz. Dipl.-Ing. Dr. Jürgen Suda, zeigte die Grundzüge der neuen ÖNORM B

4800, Schutzbauwerke der Wildbachverbauung, die im Prinzip eine Zusammenfassung der ONR 24800, ONR 24801 und ONR 24802, mit Ergänzungen, darstellt. Im letzten Vortrag dieses Blockes präsentierte der Mitarbeiter des Arbeitsbereiches für Geotechnik der Universität Innsbruck, Dipl.-Ing. Martin Dejori in Zusammenarbeit mit der Wildbach- und Lawinenverbauung, das Forschungsprojekt „Wasserdruck auf Konsolidierungssperren“. Diese neuen Erkenntnisse der Belastungen auf Sperren werden in die neue ÖNORM B 4800 aufgenommen.

Das Thema „Steinschlagverbauungen“ bildete den Rahmen für den 2. Vortragsblock der Veranstaltung. Wie bei den vergangenen Tagungen war auch diesmal die länderübergreifende, praxisbezogene Vorgangsweise beim Schutz vor Naturgefahren gefragt. Die engagierten Vortragenden aus Deutschland, der Schweiz und Österreich stellten in äußerst gelungenen Präsentationen ihre jeweiligen Projekte vor. Unter dem Vorsitz und Diskussionsleiter o. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. MSc. PHD. Dr. phil. Konrad Bergmeister berichteten Regierungsdirektor Dipl.-Geol. (Univ.) Andreas Koch von der Landesbaudirektion Bayern (Drahtzäune als Abrollschutz – Bemessung und praktische Anwendung in der bayrischen Straßenverwaltung), Dipl.-Ing. Dr. Martina Sättele von der Rhätischen Bahn (Foundationskonzept Steinschlagschutznetze Rhätische Bahn), Prof. Dr.-Ing. Imad Lifa von der FH Graubünden, Chur (Tragverhalten von Geotextilsäcken bei Ankern in Lawinen- und Steinschlagverbau) sowie Dipl.-Ing. Lukas Wimmer vom Arbeitsbereich für Geotechnik der Universität Innsbruck (Fundierungen von Steinschlagschutznetzen – Ergebnisse von 1:1 Versuchen).

Der 3. Vortragsblock mit dem Titel „Hochwasserschutz und Wildbachverbauung“ wurde unter dem Vorsitz des Abteilungsleiters der Abteilung Wasserwirtschaft, Land Tirol, Dipl.-Ing. Markus Federspiel präsentiert. Dabei wurden Vorträge aus Italien, Österreich und Deutschland vorgestellt. Der geschäftsführende Direktor der Wildbachverbauung Südtirol, Dipl.-Ing. Fabio De Polo und Dipl.-Ing. Sandro Gius, Amt für Wildbach- und Lawinenverbauung Ost, Bozen stellten den Hochwasserschutz und die Verkehrsberuhigung in Innichen vor.

Plausible Wertebereiche für Geschiebefrachten von Wildbachbemes-
sungsereignissen bildeten den Schwerpunkt im 2. Vortrag, gehalten von
Dipl.-Ing. Dr. Johannes Kammerlander, Wildbach- und Lawinenverbauung,
Lechaschau. In der Präsentation von Dipl.-Ing. Dr. Lars Vollmert wurden die
Anforderungen an Erosionsschutz und Sohlabdichtung in morphologisch ver-
änderlichem Gelände eindrucksvoll bei Tiroler Projekten erläutert.

Beim letzten Nachmittagsblock wurden interessante Massenbewegun-
gen und innovative Schutzbauwerke vorgestellt. Unter dem Vorsitz des Sek-
tionsleiters der Wildbach- und Lawinenverbauung Tirol, Dipl.-Ing. Gebhard
Walter wurden Projekte und Forschungsergebnisse aus Tirol, Südtirol und der
Schweiz sehr informativ dem zahlreichen Publikum präsentiert. Mag. Michael
Mölk und Ing. Tobias Brandtner (Wildbach- und Lawinenverbauung) erläuterten
die Anwendung der ONR 24810, die Bemessung von Steinschlagschutz-
dämmen mit dem Verfahren Hofmann/Mölk, sowie die Ausführung an einem
Anwendungsbeispiel im alpinen Gelände. Der Landesgeologe von Südtirol,
Dr. Volkmar Mair, zeigte sehr beeindruckend mit seinem Vortrag „Die tief-
gründige Massenbewegung von Laatsch im Vinschgau (Südtirol): ein Beispiel
für die plötzliche und anhaltende Reaktivierung einer Teilscholle mit drasti-
schen Auswirkungen auf die Staatsstraße in die Schweiz“ die Problematik
und Herausforderungen von Rutschungen im alpinen Raum. Mit dem Beitrag
„Praxishilfe Murgang- und Hangmurennetze – Inhalt und Verwendung“ be-
wies Dr. Axel Volkwein einmal mehr, dass er ein Experte auf diesem Gebiet
ist. Den Abschluss bildete wieder die Präsentation eines Forschungsprojek-
tes des Arbeitsbereiches für Geotechnik der Universität Innsbruck – Dipl.-Ing.
Dr. Simon Berger stellte sein Dissertationsthema „Ermittlung von Auslaufbe-
reichen und Einwirkungen auf Schutzbauwerke infolge fließähnlicher gravita-
tiver Massenbewegungen“ vor.

Auch 2023 zeigte die Veranstaltung, wie ergiebig interdisziplinäre, praxis-
bezogene und länderübergreifende Zusammenarbeit und Forschung auf dem
Gebiet Geotechnik und Naturgefahren ist. Auch in diesem Zusammenhang,
sowie für den Ausblick auf die nächsten Geotechniktage, ist es angebracht
die derzeit laufenden, praxisbezogenen Forschungsprojekte des Arbeits-
bereiches Geotechnik und Naturgefahren zu nennen:

- HagnurenNet, die Vorhersage von seichten Massenbewegungen,
- Steinschlagschutzdämme, Konstruktion und Bemessung,
- Beanspruchung von Steinschlagschutznetzen durch unplanmäßige Extremereignisse,
- Ösenankerzäune, Belastungen und Ausführung,
- Fundierung von Steinschlagschutznetzen,
- Wasserdruck auf Wildbachsperrern,
- Kriechdruck auf Wildbachsperrern,
- Erosionsverhalten von Dammbaustoffen und Untergrund bei Hochwasserschutzlagen,
- Einwirkungen auf Schutzbauwerke durch Felslawinen,
- zeitabhängige Verhalten von biologisch abbaubaren Geokunststoffen,
- Kriechverhalten von tiefgründigen Massenbewegungen sowie
- die numerische Simulation von Steinschlägen in Kombination mit Felslawinen auf Steinschlagschutznetze.

Univ.-Prof. DI Dr.habil. Robert Hofmann
Universität Innsbruck, Institut für Infrastruktur,
Leiter des Arbeitsbereiches für Geotechnik

Eröffnungsvortrag

Katastrophenbeseitigung und vorbeugender Katastrophenschutz der Landesstraßenverwaltung Tirol

DI Dr. Christian Molzer^{1*}, Robert Zach¹ und Günter Guglberger²

¹ Amt der Tiroler Landesregierung, Abt. Landesstraßen u. Radwege, Innsbruck,
landesstrasse@tirol.gv.at

² Amt der Tiroler Landesregierung, Sachgebiet Brücken- und Tunnelbau, Innsbruck,
brueckenbau@tirol.gv.at

* Vortragender

1 Einleitung

Das Land Tirol ist für die Betreuung von 2.238 km Landesstraßen direkt verantwortlich. Im Netz der Landesstraßenverwaltung befinden sich 1.978 Brücken und 39 bergmännische Tunnel. An Landesstraßen befinden sich etwa 270 Seilsperrn mit einer Gesamtlänge von über 30 km.

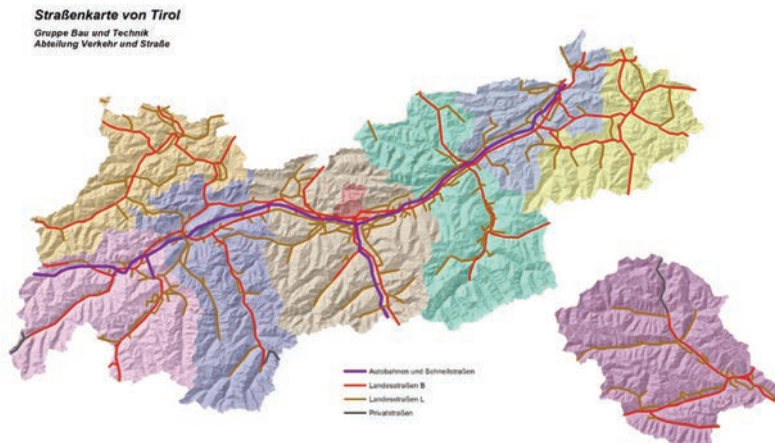


Bild 1, Straßenkarte von Tirol, Landesstraßen

Zusätzlich hat sich mit der Förderung und Unterstützung der Gemeinden und Tourismusverbände für das Radwegenetz im Umfang von etwa 1.200 km Radwanderrouen und Alltagsradwegen ein neuer Aufgabenbereich ergeben.

Die Grundprinzipien, nach denen das Landesstraßennetz betreut wird, liegen in der Sicherstellung einer nachhaltigen Infrastruktur, der Erhöhung der Verkehrssicherheit, der Verbesserung des Anrainerschutzes, der Aufrechterhaltung der Leistungsfähigkeit und der ganzjährigen Erreichbarkeit aller Landesteile.

1.1 Organisation der Landesstraßenverwaltung

Die Betreuung der Landesstraßen wird neben der Landesbaudirektion von den fünf Baubezirksämtern Kufstein, Innsbruck, Imst, Reutte und Lienz wahrgenommen.

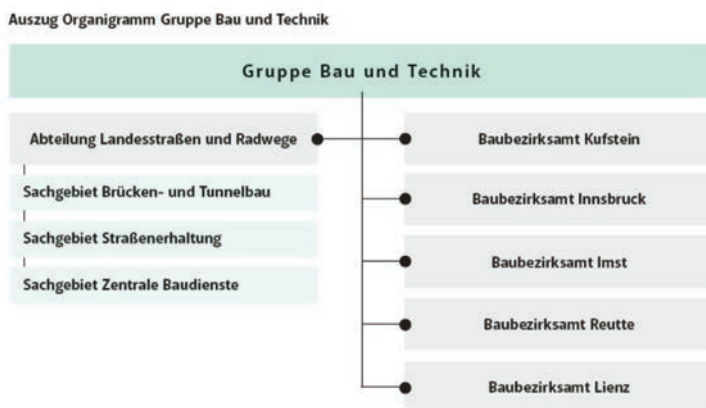


Bild 2, Organigramm Landesstraßenverwaltung Tirol

Den Baubezirksämtern sind die insgesamt 14 Straßenmeistereien unterstellt, welche sich täglich um die betriebliche Straßenerhaltung (Straßendienst) kümmern.

Gruppe Bau und Technik Standorte Straßenmeistereien				
BBA Kufstein	BBA Innsbruck	BBA Imst	BBA Reutte	BBA Lienz
Kufstein	Zell a. Z.	Haiming	Reutte	Matrei i. O.
Wörgl	Vomp	Zams	Stanzach	Leisach
St. Johann i. T.	Matrei a. B.	Ried i. O.		
	Zirl			

Organigramm Straßendienst

Bild 3, Straßenmeistereien der Landesstraßenverwaltung Tirol

1.2 Budgetäre Eckdaten

Für die Aufgaben der Landesstraßenverwaltung Tirol steht ein jährliches Budget von etwa 135 Mio. € zur Verfügung. Dieses teilt sich in etwa in 35 Mio. € für die Planung und den Neu- und Ausbau, 25 Mio. € für die bauliche Erhaltung, 15 Mio. € für die Katastrophenbeseitigung und 45 Mio. € für den Straßendienst auf. Die verbleibenden 15 Mio. € fließen im Wesentlichen in die Beiträge für die Wildbach- und Lawinenverbauung, für Gemeinden und in die Radwegförderung.

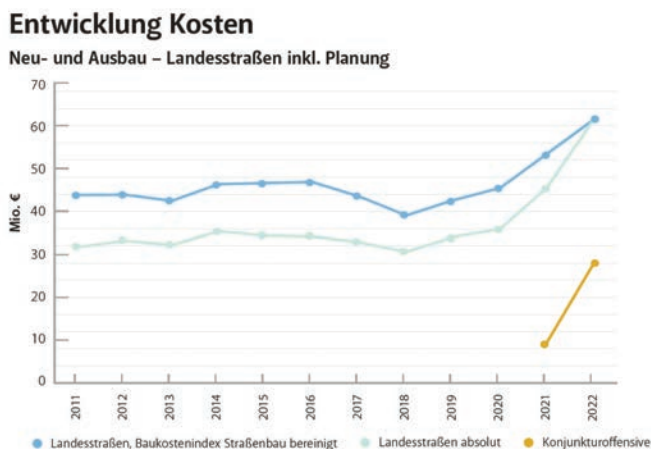


Bild 4, Budgetentwicklung Neu- und Ausbau Landesstraßen

2 Katastrophenschäden

In den letzten 15 Jahren sind die für die Beseitigung von Katastrophen erforderlichen Mittel kontinuierlich gestiegen. Dies liegt einerseits in den häufigeren Frost-Tauwechseln, aber auch einem weiter gestiegenen Sicherheitsbedürfnis der Verkehrsteilnehmer. Allein im Jahr 2022 waren 68 Katastrophenschadensereignisse zu verzeichnen.

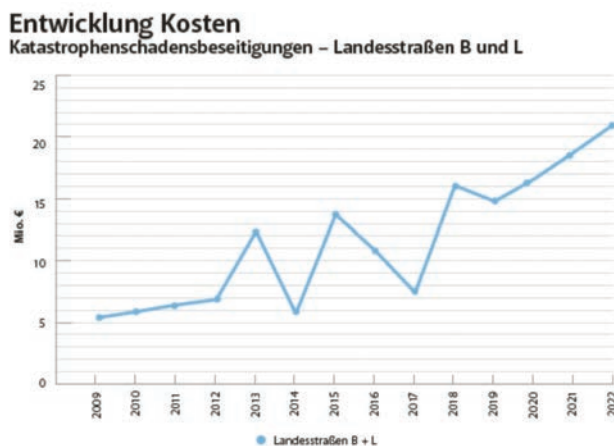


Bild 5, Budgetentwicklung Katastrophenschadensbeseitigung Landesstraßen. Die aufgewendeten Mittel zur Beseitigung von Katastrophenschäden betragen in diesem Jahr über 20 Mio. €

3 Naturgefahren und Schutzmaßnahmen für Verkehrswege

Tirol und seine Straßen sind durch verschiedenste Naturereignisse gefährdet. Jedes dieser Ereignisse erfordert meist ein rasches Eingreifen und entsprechende auf das Ereignis abgestimmte Maßnahmen.

- Lawinen
- Murereignisse
- Steinschlag, Blocksturz
- Hochwasserereignisse

Bei Bedrohung durch Lawinen werden in Zusammenarbeit mit den Experten der Wildbach- und Lawinenverbauungen aber auch Beiziehung der örtlichen Lawinenkommissionen und des eigenen Lawinenkatasters Maßnahmen wie Lawinenverbauungen, künstliche Lawinenauslösungen aber auch Lawinengalerien entwickelt. Bei akuten Bedrohungsszenarien ist es auch erforderlich Straßensperren zu verhängen.



Bild 6, B 188 Paznauntalstraße, Ulmicherbachli Lawine, 11.01.2012



Bild 7, L 76 Landecker Straße, Erdbeben Mure, Sicherung durch Bohrpfehlwand, 2022/2023



Bild 8, B 186 Ötztalstraße, Blocksturz Leckgalerie



Bild 9, B 188 Paznauntalstraße, Hochwasser 23.08.2005

Murereignisse und Hangrutsche erfordern in der Regel Eingriffe wie Hangverbauungen, Entwässerungen aber auch Ankerwände oder sogar Galeriebauwerke.

Durch den hohen Schutzstandard sind bei vielen Murereignissen auf Grund bestehender Schutzbauten keine zusätzlichen baulichen Maßnahmen erforderlich. Allerdings gilt es hier die bestehenden Schutzbauwerke möglichst zeitnah zu räumen um ihre Funktionstüchtigkeit wieder zu gewährleisten.

Um die Landesstraßen vor Steinschlägen und Blockstürzen bestmöglich zu sichern, werden nach Abklingen des Winters regelmäßig Felsberäumungen durchgeführt. Sollten mit diesen Maßnahmen die gewünschten Sicher-

heitsanforderungen nicht erfüllt werden können kommen Hangverbauungen, Seilsperrern oder auch Galerien zu Ausführung.

Hochwasserereignisse erfordern neben der Wiederherstellung der geschädigten Infrastruktur Straße oftmals eine Erneuerung der Stabilisierung der Uferdeckwerke, aber auch die Sicherung von Brückenpfeilern.

4 Schutzbauten an Landesstraßen

Am Landesstraßennetz Tirol tragen folgende Schutzbauten dazu bei, die Sicherheit für die Verkehrsteilnehmer bestmöglich zu gewährleisten.

Lawinen, Steinschlag- und Murschutzgalerien

- Gesamtanzahl: 122 Objekte
- Gesamtlänge: 28.982 m²

Schutzverbauungen (Seilsperrern, Anker- und Nagelwände)

- Gesamtanzahl: 1207 Objekte
- Davon Seilsperrern: 270 Stück
- Länge Seilsperrern: 30.205 m

5 L 76 Landecker Straße, Schlossgalerie

Als ein ausgewähltes Bauvorhaben der Landesstraßenverwaltung wird auf die Schlossgalerie im Zuge der L 76 Landecker Straße näher eingegangen. Bergseitig der L 76 stehen im betroffenen Abschnitt bis zu 200 m hohe, stark zerfurchte und steil stehende Felswände an, dabei sind die Böschungen in steile Pfeiler und keilförmige Ausbrüche bzw. Erosionsrinnen (Störungen) gegliedert. Die Talseite der Straße ist durch Sicherungs- bzw. Stützbauwerke wie hohe Schwergewichtsmauern, Halbbrücken mit Gewölbekonstruktionen sowie von steilen, anstehenden Felsböschungen geprägt. Geologisch ist der Einhang zur L 76 der Landecker Phyllitgneiszone zuzuordnen. Das Festge-

stein ist aufgrund der tektonischen Beanspruchung meist eng geschiefert und weist überwiegend eine plattige Struktur auf. Aufgrund der absturzgefährdeten Felsmassen, der Steilheit des Geländes und der hohen Blocksturzenenergien sind Netzbarrieren im Ereignisfall nur bedingt wirksam, daher ist in diesem Bereich der Neubau einer Steinschlaggalerie zur Sicherheit des Verkehrsweges und der damit verbundenen sicheren Erreichbarkeit der Gemeinden des Oberen Gerichtes einschließlich des Sonnenplateaus (Serfaus, Fiss, Ladis) und des Kaunertals unumgänglich.



Bild 10, L 76 Landecker Straße Schlossgalerie

Die Länge der Galerie wurde aufgrund der topographischen Gegebenheiten und der erforderlichen Portallagen mit 720 m festgelegt. Aufgrund der massiven Erdauflast (Dämpfung der Aufprallenergie) und der damit einhergehenden Erddruckbelastung wurde für das Schutzbauwerk ein Rahmenquerschnitt gewählt. Als Bemessungsereignis für das Bauwerk ist ein Blocksturz von 10 m^3 mit einer Fallgeschwindigkeit von 25 m/s maßgebend. Die Bodenaufschlüsse (Kern- bzw. Tastbohrungen) zeigten, dass das Galeriebauwerk nur teilweise auf Fels gegründet werden kann.

Bergseitig ist eine Flachfundierung mit entsprechenden Fundamentgrößen sowohl im Lockermaterial als auch auf Fels möglich, talseitig wurde für alle Pfeilerscheiben eine Tiefgründung mittels doppelt korrosionsgeschützten GEWI-Pfählen DN 63,5 mm gewählt. Die bis zu 5,50 m überschüttete Trag-

massive Auflockerungen und Störungen in großen Höhen erforderten aufwendige Sicherungsarbeiten mit Ankerbalken und Einzelpunktsicherungen in Höhen von 60–80 m über Straßenniveau. Viele Sicherungsarbeiten konnten dabei nur händisch oder mit Schreitbaggern am Seil in großen Höhen und zwei Hubsteigern mit Ausladungen von 60 m sowie mit zahlreichen Hub-schrauberversorgungsflügen bewerkstelligt werden.

Der Neubau der Schlossgalerie war eines der größten Baulose der Landesstraßenverwaltung Tirol in den letzten Jahren. Die Bauarbeiten begannen im Frühjahr 2020, die Verkehrsfreigabe erfolgte im Oktober 2022.

Die wesentlichen Planungsleistungen wurde von der ZT GmbH Baumann+Obholzer erbracht. Für die geotechnische Betreuung wurde Dipl.-Ing. Dr. techn. Jörg Henzinger beigezogen. Für die Bauarbeiten zeichnet die Firma Strabag AG Zirl. Die Baukosten beliefen sich auf 38 Mio. €.



Bild 12, L 76 Landecker Straße Schlossgalerie

6 Fazit

Die Katastrophenschadensbeseitigung aber auch Maßnahmen zum vorbeugenden Katastrophenschutz stellen eine Kernaufgabe der Landesstraßenverwaltung dar. In bewährter Kooperation mit der Landesgeologie, aber auch der Wildbach- und Lawinenverbauung gelingt es hier Jahr für Jahr wichtige Maßnahmen zur Sicherheit der Verkehrsteilnehmer zu setzen. Die wichtigsten Maßnahmen (1) werden laufend in den Jahresberichten der Landesstraßenverwaltung publiziert.

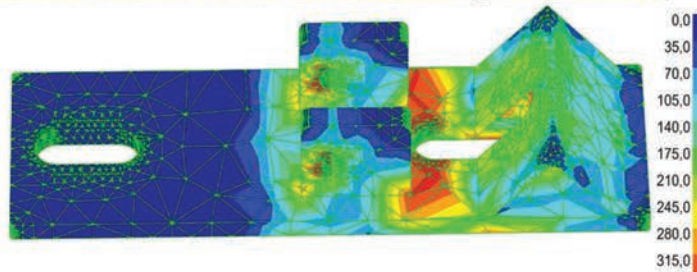
Literatur

- 1 Landestraßen und Radwege Tirol, Bau, Erhaltung und Straßendienst, Amt der Tiroler Landesregierung, Abteilung Landestraßen und Radwege, Innsbruck 2023



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

Block 1

Regelwerke

Vorsitz MR Priv.-Doz. DI Dr. Florian Rudolf-Miklau

Abteilungsleiter Forsttechnischer Dienst für
Wildbach- und Lawinenverbauung, Wien

Einblick in die RVS 08.22.02 – Fundierung von Steinschlagschutznetzen

DI Markus Schuch

ÖBB Infrastruktur AG / Geotechnik und Naturgefahrenmanagement, Wien

1 Einleitung

Um Infrastrukturanlagen und/oder Siedlungsräume im alpinen Bereich vor Stein- oder Blockschlag zu schützen, werden je nach Größe und Häufigkeit der Ereignisse, Steinschlagschutznetze unterschiedlicher Energieklassen errichtet (vgl. Abbildung 1).



Abbildung 1: Steinschlagschutznetz an der Bahn (ÖBB)

Die *ONR 24810 [1]* gilt als Richtlinie zur Bemessung von Schutzbauwerken gegenüber Stein- und Blockschlag. Die für die Bemessung der Fundierung von Steinschlagschutznetzen relevanten Kräfte müssen gemäß *EOTA-Richt-*

linie EAD 340059-00-0106 (Europäische Organisation für technische Bewertung) von den Herstellern aus 1:1 Versuchen angegeben werden.

Verpresspfähle (Mikropfähle) gemäß *ÖNORM EN 14199 [2]* werden hierbei als Fundierungen von Steinschlagschutznetzen verwendet. Zur Dimensionierung der Mikropfähle gibt die *ONR 24810* Bemessungsvorgänge in Anlehnung an die *ÖNORM B 1997-1-1 [3]* vor. Die Nachweisführung erfolgt jedoch auf statischen und axialen Lastansätzen. Der stoßartige Anteil auf die Fundierungen von Steinschlagschutznetzen wird gemäß *ONR 24810* über Teilsicherheitsbeiwerte (statische Ersatzlast) berücksichtigt. Außeraxiale Beanspruchungen des Traggliedes werden jedoch nicht berücksichtigt.

Schäden an bestehenden Fundierungen (vgl. Abbildung 2) zeigen, dass der stoßartigen und außeraxialen Einwirkung weit mehr Aufmerksamkeit zukommen muss, als bislang vorgesehen.



Abbildung 2: Verformtes und gebrochenes Tragglied (ÖBB)

Bei Forschungsprojekten [4],[5] konnte beobachtet und gemessen werden, wie sich Fundierungen tatsächlich unter stoßartigen und außeraxialen Einwirkungen verhalten und welche Kräfte auf die Fundierung wirken. Sämtliche Ergebnisse aus den Forschungsprojekten [4],[5] fließen direkt in die *RVS 08.22.02 – Fundierungen von Steinschlagschutznetzen* ein.

Ziel der RVS ist neben der Sicherstellung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Fundierungen, vor allem die für die Bauwerkserhalter wichtige Forderungen an die Dauerhaftigkeit zu berücksichtigen. Derartige Beschädigungen an Fundierungen, wie in Abbildung 2 dargestellt, können für den Instandhalter hohe finanzielle Belastungen bedeuten, wodurch der Ruf

nach robusten, erprobten und instandhaltungsarmen Bauweisen immer lauter wurde.

2 Einblick in der RVS 08.22.02

Die derzeit in Ausarbeitung stehende *RVS 08.22.02 – Fundierung von Steinschlagschutznetzen* berücksichtigt die stoßartigen und außeraxialen Einwirkungen auf die Fundierungen, indem sie, neben der Nachweisführung zur inneren und äußeren Tragfähigkeit, konkrete Beschreibungen über konstruktive Vorgaben der Pfahlköpfe und Fundamente festlegt.

Sie bietet somit eine überaus brauchbare Richtlinie, um „klimafitte“ Bauwerke zu ermöglichen. Neben den stoßartigen und außeraxialen Belastungen sind derartige Bauweisen auch in der Lage Lastkombinationen aufzunehmen, wodurch Möglichkeiten für weitere Schutzbauten, wie Murnetze, Lawinennetze udgl. fundiert werden können.

Die konstruktiven Vorgaben am Pfahlkopf und an den Fundamenten ermöglichen, dass es zu keinen Schäden an den Fundierungen bei häufigen, jedoch niederenergetischen Einwirkungen (SEL-Level) kommen kann. Eine lange Nutzungsdauer infolge der Anforderungen an die Dauerhaftigkeit werden mit den konstruktiven Vorgaben und einer einfachen Bestimmung der Korrosivität des Bodens bzw. Betrachtung möglicher anthropogener Einwirkungen gewährleistet. Fundierungen, welche diese Vorgaben erfüllen, sind wirtschaftlich im Sinne einer Life-Cycle-Costing (LCC) Analyse.

2.1 Baugrunderkundung

Die Baugrunderkundung stellt in den oftmals exponierten, steilen und schwer zugänglichen Standorten von Steinschlagschutznetzen eine große Herausforderung dar (vgl. Abbildung 1). Diesbezüglich gibt die RVS Empfehlungen für die Baugrunderkundungen in Anlehnung zur *ÖNORM B 1997-2 [6]*, welche speziell für die Errichtung von Steinschlagschutznetzen eingesetzt werden kann.

Die Beschreibung der Leitfähigkeit des Bodens sowie die pH-Wert Messung geben Aufschluss auf die Korrosivität des Bodens und bestimmen die erforderliche Korrosionsschutzmaßnahme.

Bei Sofortmaßnahmen (außerplanmäßige Herstellung von Schutzmaßnahmen) kann durch eine vereinfachte Zuordnung des angetroffenen Baugrundes in Homogenbereiche eine einfache Bemessung erfolgen. Die Werte der gemäß *RVS 08.22.02* stammen aus Erfahrungswerten mehrerer Pfahlprobelastungen.

2.2 Bemessung

Die RVS bietet grundlegende Verfahren zur Bemessung der äußeren und inneren Tragfähigkeit der Mikropfähle mittels Tabellenwerten und Pfahlprobelastungen. Hierbei kann wiederum unterschieden werden, ob es sich um Sofortmaßnahmen oder geplante Maßnahmen handelt. Unterschiedliche geotechnische Modelle (vgl. Abbildung 3), welche mögliche Bodenschichtungen oder Überlagerungen darstellen, dienen der einfacheren Bemessung. Die Teilsicherheitsfaktoren zur Bemessung, speziell für Fundierungen von Steinschlagschutznetzen, wurden angepasst. Ebenso wurde eine einfache Vorgabe zur Bemessung des Druckpfahls an der Stützengründung festgelegt.

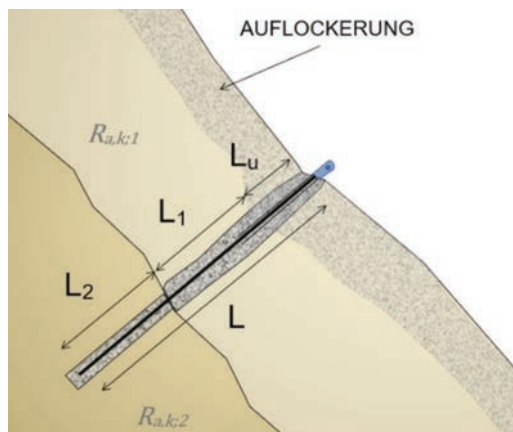


Abbildung 3: Geotechnisches Modell zur Bemessung der Pfahllänge (RVS 08.22.02)

2.3 Konstruktive Vorgaben

Um die stoßartige Einwirkung auf das Tragglied ohne Beschädigung aufnehmen zu können, wurden Mindestdurchmesser für Vollstäbe und Hohlstäbe festgelegt. Diese Vorgabe erhöht zudem die Biegesteifigkeit bei außeraxialen Kräfteinleitungen. Bei Lockerböden werden Vorgaben zur konstruktiven Ausbildung der Pfahlhalsverstärkung mittels Versteifungsrohre und eines bodennahen Pfahlkopfanschlusses gegeben (Abbildung 4). Diese Maßnahmen reduzieren die Beschädigung des Pfahlkopfes und gewährleisten somit längere Nutzungsdauern.



Abbildung 4: Systemlösung Pfahlkopfanschluss (RVS 08.22.02)

Fundamente an der Stütze reduzieren die einwirkenden Kräfte auf die Pfähle, wodurch wiederum weniger Beschädigungen auftreten. Hierbei sind in der RVS Vorgaben zu den Abmessungen der Fundamente zu finden.

2.4 Verpressgut

Ein eignes Kapitel wird dem Verpressgut gewidmet. Neben den Mindestvorgaben an das Verpressgut werden Empfehlungen zur einfachen Prüfung auf der Baustelle gegeben. Anforderungen an das Einpressgerät und den Einpressvorgang sowie verbrauchsmindernde Maßnahmen werden für die ordnungsgemäße Herstellung der Fundierungen von Steinschlagschutznetzen ebenso geregelt.

3 Schlussworte

Die *RVS 08.22.02 – Fundierungen von Steinschlagschutznetzen* soll dem Anwender eine Unterstützung bei der Planung, Ausschreibung und Ausführung sein. Zahlreiche Regelungen und Vorgaben über die Bemessung der konstruktiven Ausbildung und Herstellung der Fundierung können eine lange Nutzungsdauer sicherstellen.

Zudem werden neuartige Untersuchungsprüfungen und Mikropfahlsysteme in mehreren Forschungsprojekten erprobt, zahlreiche Ergebnisse finden als neuer *Stand der Technik* bereits Einzug in der RVS.

Die künftige RVS 08.22.02 – Fundierung von Steinschlagschutznetzen bietet somit eine Richtlinie, um „klimafitte“ und nachhaltige Bauweisen zu ermöglichen.

An dieser Stelle möchte ich mich als Ausschussleiter der RVS bei allen Mitwirkenden und Forschungspartnern für die großartige und immer wieder lehrreiche Zusammenarbeit bedanken!

Literatur

- [1] ONR 24810: Technischer Steinschlagschutz – Begriffe, Einwirkungen, Bemessung und konstruktive Durchbildung, Überwachung und Instandhaltung.
- [2] ÖNORM EN 14199: Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Mikropfähle
- [3] ÖNORM B 1997-1-1 (2013): Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1997-1 und nationale Ergänzungen.
- [4] *R. Hofmann, L. Wimmer, S. Berger, A. Steinwender (2020-2022)*; Versuche an Fundierungen bei statischer und stoßartiger Belastung
- [5] *R. Marte, M. Rebhan, C. Haberey (2023)*; Prüfmethode für Mikropfähle als Fundierung von Steinschlagschutzbauwerken – Methoden und Abbruchkriterien

- [6] ÖNORM B 1997-2: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds

Mitarbeiter des Arbeitsausschusses

Dipl.-Ing. Klaus Breit, Keller Grundbau GmbH

Ing. Johann Dobrezberger, Swietelsky Spezialtiefbau bzw. IBZ Ingenieurbüro
Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Robert Hofmann, Universität Innsbruck, Institut
für Infrastruktur, Arbeitsbereich für Geotechnik

Clemens Klass, MSc., ASFINAG Bau Management GmbH

Dipl.-Ing. Johannes Monz, Land Tirol, Fachbereich Straßenbau

Mag. Michael Mölk, WLW Fachzentrum Geologie und Lawinen, Fachbereich
Geologie

Ing. Michael Posch, WLW Gebietsbauleitung Oberes Inntal

Mag. Marc-Andre Rapp, Land Steiermark, Referat Bauwerkserhaltung und
Geotechnik

DDipl.-Ing. Dr.techn. Matthias J. Rebhan, Technische Universität Graz, Institut
für Bodenmechanik, Grundbau und Numerische Geotechnik

Dipl.-Ing. Dr. Roman Schremser, ASFINAG Bau Management GmbH

Dipl.-Ing. Markus Schuch, ÖBB Infrastruktur AG (AA-Leiter)

Dipl.-Ing. Jürgen Stern, ÖBB Infrastruktur AG

Dipl.-Ing. Lukas Wimmer, Universität Innsbruck, Institut für Infrastruktur,
Arbeitsbereich für Geotechnik

Schutzbauwerke der Wildbachverbauung – die neue ÖNORM B 4800

Priv.-Doz. DI Dr. Jürgen Suda
alpinfra engineering, Wien

1 Einleitung

Seit 2005 wird an der Erstellung eines Regelwerkes zur Bemessung und Überwachung von Schutzbauwerken der Wildbachverbauung gearbeitet. Dazu wurde bei Austrian Standards (ASI) eine Arbeitsgruppe gegründet. Im Zuge der Tätigkeit dieser AG wurden in den Folgejahren vier einschlägige ÖNORM – Regeln herausgegeben. Dies sind die ONR 24800 – Schutzbauwerke der Wildbachverbauung – Begriffsdefinitionen und Klassifizierung (2009-02-15), ONR 24801 – Schutzbauwerke der Wildbachverbauung – statische und dynamische Einwirkungen (2013-08-15), ONR 24802 – Schutzbauwerke der Wildbachverbauung – Projektierung, Bemessung und konstruktive Durchbildung (2011-01-01) und die ONR 24803 – Schutzbauwerke der Wildbachverbauung – Betrieb, Überwachung und Instandhaltung (2008-02-01). Parallel dazu wurde am ASI das Komitee 256 „Schutz vor Naturgefahren“ gegründet, in dem alle fachlichen Bereiche (Wildbach, Lawinen und Steinschlag) unter einem Dach vereinigt wurden. Die Arbeitsgruppe Wildbach operierte von da an unter der Bezeichnung AG 256.01 Wildbachschutzbauwerke. 2017, nach ca. 5 jährigem Bestehen der ONR-Reihe, wurde der Beschluss gefasst, diese, gesammelt und überarbeitet, als ÖNORM B 4800 – Schutzbauwerke der Wildbachverbauung, Entwurf, Einwirkungen, Bemessung und Instandhaltung herauszugeben.

2 Überblick über die vorgenommenen Änderungen in der ÖNORM B 4800

Die nun vorliegende ÖNORM ist auf alle Prozesse in Wildbächen und auf Querbauwerke der Wildbachverbauung in Beton und Stahlbetonbauweise sowie Sonderkonstruktionen (Überleitungen, Murnetzsperrern) anzuwenden. Ziel dieser ÖNORM ist es, die Einwirkungen, Einwirkungskombinationen, die Bemessung und Konstruktion sowie die Instandhaltung von Schutzbauwerken der Wildbachverbauung zu regeln. Die Bestimmungen zur Bemessung und Konstruktion dieser ÖNORM sind auf starre und flexible Wildbachsperrern anzuwenden. Sie dürfen sinngemäß auch auf andere Schutzmaßnahmen (Bauwerke) der Wildbachverbauung angewendet werden und gelten für die Bemessung neuer Schutzbauwerke. Ausgenommen vom Anwendungsbereich dieser ÖNORM sind Schutzbauwerke, die überwiegend oder ausschließlich dem Hochwasserrückhalt dienen.

Zu Beginn der Überarbeitungstätigkeit wurde in Form einer Umfrage bei den wichtigsten Anwendern der ONR-Reihe und auf Basis eigener Erfahrungen der Mitglieder der AG der Änderungsbedarf erhoben. Daraus ergaben sich folgende Änderungen im Vergleich zur ONR-Reihe (Auswahl):

- Aktualisierung und Anpassung an die zwischenzeitlich erschienenen ÖNORMEN (vor allem EUROCODE-Teile)
- Die Begriffsnorm (ONR 24800) entfällt zur Gänze. Die Begriffsdefinitionen wurden so weit übernommen, wie es für das Verständnis einer bautechnischen Norm notwendig ist.
- Der Anhang zur Erdbebenbemessung wurde überarbeitet und ergänzt.
- Die Zahl der Einwirkungskombinationen wurde reduziert und neu durchnummeriert. Weiters wurden die erklärenden Abbildungen neu erstellt. Diese stellen nun die Einwirkungen in Schnitten und in der Ansicht der Sperre dar.
- Das Kapitel „hydraulische Bemessung“ wurde überarbeitet und für alle relevanten Bereiche erweitert. Weiters wurde dazu ein informativer Anhang eingefügt.

- In einem Kapitel „Sonderbauwerke“ gibt es nun auch grundsätzliche Regelungen zu Netzsperrern und Murüberleitungsbauwerken.
- Die ONR 24803 wurde als Kapitel Überwachung und Instandhaltung in die Norm eingepflegt, überarbeitet und mit dem Fachbereich Lawine harmonisiert.

3 Ausblick

Die ÖNORM B 4800 liegt derzeit als Vorschlag dem Komitee 256 vor. In der Komitee Sitzung im Juni 2023 wird der Vorschlag diskutiert und bei positiver Abstimmung an das Lektorat des ASI weitergeleitet. Dort wird in Abstimmung mit dem Komitee die Norm als ENTWURF aufgelegt. Nach einer öffentlichen Begutachtungsfrist und abschließender Bearbeitung wird die Norm voraussichtlich in der ersten Jahreshälfte 2024 erscheinen.

Wasserdruck auf Konsolidierungssperren

Univ.-Prof. DI Dr.habil. Robert Hofmann, DI Simon Berger,
DI Lukas Wimmer und DI Martin Dejori*

Universität Innsbruck, Arbeitsbereich für Geotechnik, Innsbruck;
geotechnik@uibk.ac.at

* Vortragender: martin.dejori@uibk.ac.at

1 Einleitung

Für Bemessungen von Konsolidierungssperren ist die Annahme des Wasserdruckes in der ONR 24802 beschrieben. Im Zuge der Anwendung des Regelwerkes stellte sich in den letzten Jahren vermehrt die Frage nach der Größe und Verteilung der zu berücksichtigenden Wasserdrücke auf Konsolidierungssperren.

In den Jahren 2019 bis 2023 wurden vom Arbeitsbereich für Geotechnik der Universität Innsbruck in Zusammenarbeit mit der Wildbach- und Lawi-

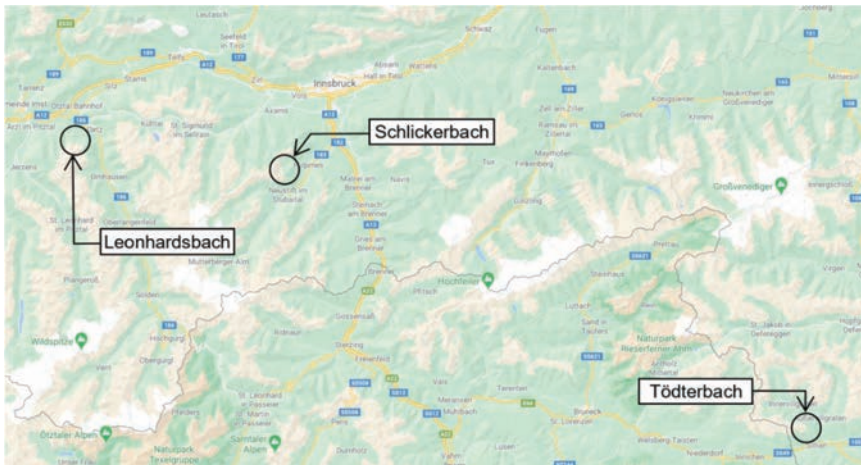


Abbildung 1: Standort der instrumentierten Sperren (Bildquelle Google Maps)

nenverbauung, Sektion Tirol sowie in Kooperation mit dem Fachbereich Geologie der Wildbach- und Lawinenverbauung vier Konsolidierungssperren mit Porenwasserdruckaufnehmern sowie Erddruckzellen instrumentiert. Ziel der Messungen ist es, an drei verschiedenen Standorten in Tirol mit unterschiedlichen geologischen-geotechnischen Verhältnissen bei Konsolidierungssperren mit variierender Bauwerkshöhe Messungen des Erddrucks und des Wasserdrucks durchzuführen. Im Rahmen des Projektes wurden drei Stahlbetonsperren (Standorte Schlickerbach und Leonhardsbach, Nordtirol und Tödterbach, Osttirol) und eine Stahlsperre (Standort Tödterbach, Osttirol) mit insgesamt 64 Sensoren ausgestattet.

Anschließend an die Instrumentierung erfolgte die Hinterfüllung der Bauwerke mit Aushubmaterial sowie die Umlegung des Wildbaches über das Sperrenbauwerk. Alle Messinstrumente sind mit einem Datalogger verbunden, welcher in vorgegebenen Zeitintervallen Werte abspeichert. Somit ergibt sich für die Bergseite aller Querbauwerke eine zeitliche Entwicklung der Erd- und Wasserdruckverteilungen.

2 Sperren und Instrumentierung

Die instrumentierten Sperren unterscheiden sich in ihrer Größe, der Bauweise und deren geologisch-geotechnischen Umgebung. Es handelt sich bei allen Sperren um Konsolidierungssperren, die zur Stabilisierung der Bachsohle dienen. Aus verschiedenen Laboruntersuchungen konnten die Bodenparameter für die drei Standorte festgelegt werden. In Tabelle 1 finden sich die technischen Eckdaten zu den einzelnen Sperren.

Zusätzlich zu den drei Sperren in Stahlbetonbauweise wurde 2020 noch eine Stahlsperre im Tödterbach mit Messinstrumenten versehen. Es handelt sich hierbei um eine Sperre aus Stahlprofilen, welche eine Breite von 27 m aufweist und mittels 19 Totmannankern rückverankert ist.

Für die drei Konsolidierungssperren aus Beton beinhaltet die Instrumentierung jeweils neun Porenwasserdruckaufnehmer, sechs Erddruckzellen und ein Barometer. Für die Messung der Erd- bzw. Wasserdrücke werden

Tabelle 1: Eckdaten der Sperrenbauwerke

	Schlickerbach	Leonhardsbach	Tödterbach
Sperrentyp	Konsolidierungssperre	Konsolidierungssperre	Konsolidierungssperre
Material	Stahlbeton	Stahlbeton	Stahlbeton
Standorthöhe	1700 m ü. M.	1800 m ü. M.	1300 m ü. M.
Abmessungen (BxH)	26 x 7,5 m	25,4 x 8,8 m	26,5 x 8,9 m
Wandfußbreite	1,6 m	1,75 m	1,3 m
Kronenbreite	1,2 m	0,8 m	1,3 m
Anzahl Dolen	3	4	3
Fundament	4 m breiter bergseitiger Fundamentalschenkel	Nicht vorhanden	2,8 m breiter bergseitiger Fundamentalschenkel
Rückverankerung	Nein	Nein	7 x 8m lange Totmannanker (Ankerplatte 80x80 cm)
Errichtungsjahr	2019	2020	2019
Bodenparameter			
Bodenart	sandiger schluffiger Kies	schluffiger sandiger Kies	schluffiger sandiger Kies
Wichte	22 kN/m ³	21 kN/m ³	22 kN/m ³
Proctordichte g/cm ³	2,05-2,11 g/cm ³	2,06-2,15 g/cm ³	2,10-2,14 g/cm ³
Reibungswinkel	35,5-37°	33-37,5°	31-34°
Restscherwinkel	34-37°	42°	42°
Großrahmenscherversuch φ, c	44°, 10 kN/m ²	42°, 6 kN/m ²	–
Durchlässigkeit locker	2,4 x 10 ⁻² m/s	6,2 x 10 ⁻² m/s	1,1 x 10 ⁻³ m/s
Durchlässigkeit dicht	3,2 x 10 ⁻⁴ m/s	9,2 x 10 ⁻⁷ m/s	1,4 x 10 ⁻⁶ m/s

Sensoren des Herstellers Geokon verwendet. Die Erddruckzellen (Typ VW 4810) und Porenwasserdruckaufnehmer (Typ 4500S) sind auf der Bergseite der Sperren in verschiedenen Tiefen eingebaut und mit Erdreich umgeben. Über einen Schwingsaitenaufnehmer werden die Drücke auf die Sensoren ermittelt und mittels Datenkabel an die Datenlogger versendet. Zusätzlich zu den Erddruckaufnehmern und den Porenwasserdruckaufnehmern wurde an jedem der drei Standorte ein Barometer (Modell: VW 4580-1) installiert. Luftdruckschwankungen können damit aus den Versuchsergebnissen der Sensoren herausgerechnet werden. Beispielfhaft wird in der Abbildung 2 die Lage der Sensoren der Sperre am Leonhardsbach dargestellt. Die Messquerschnitte wurden in drei Bereiche unterteilt: A-A, B-B und C-C. In Gelb eingerahmt der Schnitt A-A, welche die Erd- und Wasserdruckverteilung in Sperrenmitte widerspiegelt. In Braun sind jeweils die Erddruckaufnehmer LE1 bis LE6 eingezeichnet, in Blau hingegen die Porenwasserdruckaufnehmer LP1 bis LP10.

Für die Sperren am Tödterbach und Schlickerbach sind die Sensoren in ähnlicher Weise auf die Sperre verteilt.

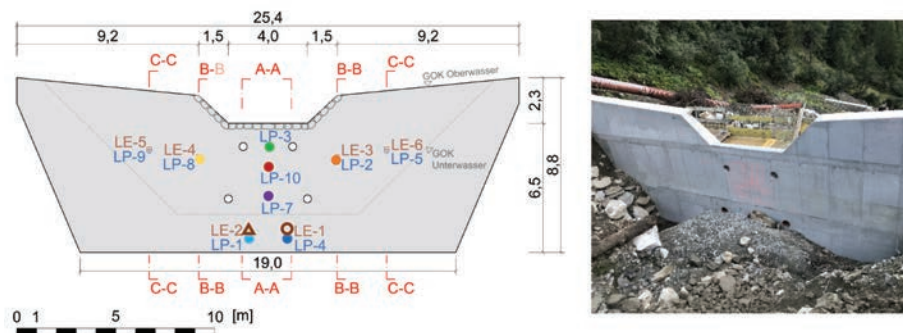


Abbildung 2: Lage Messsensoren Sperre Leonhardsbach

3 Messergebnisse und Auswertung

Seit Einbau der Sensoren werden im Zwei-Stunden-Takt alle Messwerte abgespeichert. Betrachtet man den zeitlichen Verlauf der Messungen, so kann

man erkennen, dass der Porenwasserdruck nach der Umlegung des Baches über die Sperre stark ansteigt und dann mit der Zeit langsam abnimmt.

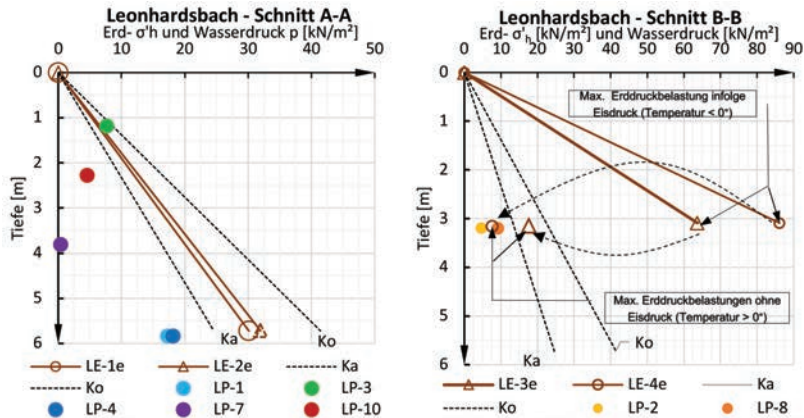


Abbildung 3: Darstellung der Messwerte Schnitt A-A und B-B an der Sperre Leonhardsbach.

LE stehen jeweils für Erddruckaufnehmer, LP für Porenwasserdruckaufnehmer.

Für den Schnitt B-B sind auch Drücke aufgrund von Eisbildung dargestellt.

Die Porenwasserdruckaufnehmer LP-1, LP-3, LP-4, LP-7 und LP-10 befinden sich direkt im Einflussbereich des Wildbaches in unterschiedlichen Tiefen. Der Schnitt A-A (siehe Abbildung 3) der Konsolidierungssperre im Leonhardsbach zeigt die Porenwasserdruckaufnehmer (LP-1, LP-3, LP-4, LP-7, LP-10). Die Dolen unterhalb der Überfallsektion befinden sich in einer Tiefe von ca. 1,20 m (2 Dolen) und 3,80 m (2 Dolen) unter GOK. Obwohl der Porenwasserdruckaufnehmer LP-3 auf Höhe der oberen Dolen liegt, wurde ein maximaler Wasserdruck in Höhe von ca. 8 kN/m² gemessen. Dies entspricht in etwa 2/3 des hydrostatischen Wasserdrucks. Der Porenwasserdruckaufnehmer LP-10 befindet sich in einer Tiefe von ca. 2,4 m und damit zwischen den beiden Dolen. Die maximal gemessene Wasserdruckbelastung des Aufnehmers LP-10 erreicht 5 kN/m² und damit ca. 1/5 des hydrostatischen Wasserdrucks. Die Aufnehmer LP-1 und LP-4 liegen in einer Tiefe von ca. 5,8 m unterhalb der Überfallsektion. Die nächst höheren Dolen liegen ca. 2,0 m über den beiden Porenwasserdruckaufnehmern (LP-1 und LP-4). Der rechnerische

hydrostatische Wasserdruck mit der Annahme des Wasserspiegels auf Höhe der Dolen ist 20 kN/m^2 . Die maximal gemessenen Messwerte von LP-1 und LP-4 erreichen ca. 18 kN/m^2 , was 90% des hydrostatischen Wasserdrucks (Wasserspiegel in Höhe der Dolen) darstellt, jedoch nur 30% des hydrostatischen Wasserdrucks mit dem Wasserspiegel ab Geländeoberkante. Die Aufnehmer LP-1 und LP-4 liegen somit deutlich weiter von einer Dole entfernt als der Aufnehmer LP-10. Es kann davon ausgegangen werden, dass mithilfe der Dolen der Porenwasserdruck der Aufnehmers LP-10 reduziert wird.

Die Erddruckverteilungen an der Bergseite der Konsolidierungssperre wird im Bereich der Überlaufsektion im Schnitt A-A dargestellt. Die Erddruckaufnehmer (LE-1, LE-2) liegen in einer Tiefe von ca. 5,7 m und weisen Belastungen im Bereich zwischen dem aktivem Erddruck und dem Erdruhedruck auf.

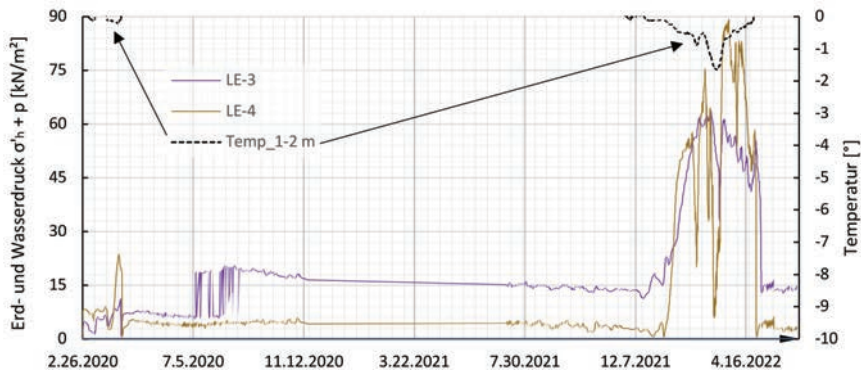


Abbildung 4: Zeitlicher Verlauf Erd- und Wasserdruck bzw. Temperatur für den Schnitt B-B

Die grafische Darstellung der Maximalwerte der Erddruckaufnehmer in Abbildung 3 liegt deutlich über dem Erdruhedruck. Aus der Abbildung 4 ist zu entnehmen, dass die hohen Erddrücke ausschließlich in den Wintermonaten entstehen. Wird der Mittelwert der Temperatur aller Messinstrumente unterhalb der Überfallsektion in einer Tiefe zwischen 1 bis 2 m in die Auswertung integriert, so ist erkennbar, dass die Temperaturen deutlich unter dem Gefrierpunkt liegen (vgl. Abbildung 4). Die hohen Werte der Erddruckaufnehmer

LE-3 und L-4 in den Wintermonaten können mit großer Wahrscheinlichkeit auf die Eisbildung zurückgeführt werden.

4 Schlussfolgerung

Durch eine erfolgreiche Erfassung, Messung sowie Auswertung der Messdaten konnten die Erd- sowie Wasserdrücke, welche auf die Sperrenbauwerke wirken, ermittelt werden.

Aufbauend auf den Messdaten und geotechnischen Untersuchungen wurden die rechnerischen Erddruckbeiwerte sowie die rechnerische Erddruckverteilung ermittelt. Dieser Verlauf wurde anschließend den gemessenen Erddrücken gegenübergestellt, wobei eine Aufteilung der Sperrenbauwerke in unterschiedliche Messquerschnitte erfolgte. Zusammenfassend liegen die gemessenen maximalen Erddrücke im Bereich zwischen dem aktiven Erddruck und dem Erdruhedruck. Je verformungsärmer die Bauwerke sind, desto höher auch die gemessenen Erddrücke.

Die Messungen der Wasserdrücke über den Beobachtungszeitraum zeigen im Allgemeinen relativ geringe Porenwasserdrücke in den Hinterfüllungskörpern der Konsolidierungssperren. Vergleicht man die gemessenen Drücke mit den Annahmen des hydrostatischen Wasserdrucks, so wird in den meisten Fällen nur ein Bruchteil davon erreicht. Betrachtet man den zeitlichen Verlauf der Porenwasserdrücke, so kann erkannt werden, dass diese mit der Zeit tendenziell abnehmen. Diese Abnahme der Drücke ist auf die Kolmatierung der Bachsohle hinter dem Sperrenbauwerk zurückzuführen, welche unabhängig von den Bodenverhältnissen in wenigen Monaten stattfindet. Die Dolenöffnungen, welche oft nur sehr geringe Wasseraustritte vorweisen sind von großer Bedeutung um anfallende Hangwässer oder Quellaustritte entsprechend ableiten zu können. Die bisherigen Messungen lassen den Schluss zu, dass eine Reduktion des rechnerischen hydrostatischen Wasserdrucks möglich ist. Die Abminderung kann auf Grundlage der Porenwasserdruckmessungen vorerst mit 20 % in Abhängigkeit der Konstruktion und des Untergrundmodells abgeschätzt werden.

Es ist geplant auch zukünftig Messungen an Sperren durchzuführen, um weitere Erkenntnisse zur Verteilung der Kräfte an Wildbachsperren zu erlangen. Mithilfe von Langzeitbeobachtungen können auch Extremereignisse messtechnisch erfasst werden. Die bereits vorhandenen Messungen dienen als Grundlage für eine wirtschaftliche Bemessung und sind somit Voraussetzung für eine nachhaltige Bauweise von Konsolidierungssperren. Detaillierte Ansätze und Bemessungsvorschläge sind in Hofmann et al. 2020 und 2022 nachzulesen.

Literatur

- 1 Hofmann, R., Berger, S., Wimmer, L., Kolymbas, D. (2022). Wasserdruck auf Konsolidierungssperren – Messungen in situ. Bauingenieur BD. 97. Nr. 6.
- 2 Hofmann, R., Kolymbas, D. (2020). Wasserdruck auf Wildbachsperren. Bauingenieur BD. 95. Nr. 6.
- 3 ONR 24802:2011 (2011). Schutzbauwerke der Wildbachverbauung – Projektierung, Bemessung und konstruktive Durchbildung., s. I.: Austrian Standards Institute.

- Container
- Erdbau
- Recycling
- Entsorgung
- Transporte
- Bodenaushub
- Bauschuttentsorgung
- Rekultivierung
- Pistenbau
- Sand, Schotter

www.derfeser.at



protec-s
Naturgefahrensicherung

Beratung – Ausführung – Drohnenbefliegungen

Block 2

Steinschlagverbauungen

Vorsitz o.Univ.-Prof. DI MSc. Ph.D. Dr.phil.

Dr.techn. Konrad Bergmeister

Leiter des Institutes für Konstruktiven
Ingenieurbau, BOKU Wien

Drahtzäune als Abrollschutz – Bemessung und praktische Anwendung in der Bayerischen Straßenbauverwaltung

RD Dipl.-Geol. (Univ.) Andreas Koch*, Philipp Jansen,
Florian Wild, Franziska Weinzierl

Zentralstelle Ingenieurbauwerke und Georisiken (ZIG) der Bayerischen
Staatsbauverwaltung, München, georisiken@lbd.bayern.de

1 Einleitung

Drahtzäune als konstruktiver Abrollschutz (auch „Ösenankerzaun“, „Schürze“ und diverse andere Lokalnamen) gegen Stein- und Blockschläge werden durch die Straßenbauverwaltungen seit Jahrzehnten verbaut. Diese Drahtzäune können durch entsprechende Fachfirmen schnell und ohne langwierige Vorlaufzeiten kostengünstig aus lagerndem Material errichtet werden, so dass die Bau- und Sperrzeit an Verkehrswegen verringert wird. Sie werden in der Regel von Naturschutzbehörden akzeptiert und beeinträchtigen das Landschaftsbild nur in geringem Maße. Unklar hingegen waren ihre tatsächlichen Rückhaltefähigkeiten.

In den Jahren 2019 und 2022 wurden daher von der Zentralstelle Ingenieurbauwerke und Georisiken (ZIG) der Bayerischen Staatsbauverwaltung Testreihen zur Rückhaltefähigkeit dieser Drahtzäune durchgeführt (*Koch et al. 2019 & 2022*).

Anhand aktueller Beispiele und Ereignisfälle wird weiterhin die Anwendung von Drahtzäunen als Abrollschutz unter Berücksichtigung der Ergebnisse der vorangegangenen Versuche vorgestellt.

2 Versuche zur Energieaufnahmefähigkeit

2.1 Versuchsreihe 2019 – Labor- und Feldversuche

Der methodische Ansatz für die Versuche im Jahr 2019, die in einer Versuchshalle der Technischen Universität München (TUM) sowie in 1:1-Feldversuchen in einem Steinbruch bei Garmisch-Partenkirchen stattgefunden haben, sind im Tagungsbandartikel „Ösenankerzäune – erste Ergebnisse der Prüfung dieses einfach zu errichtenden Abrollschutzes“ (*Koch et al. 2019*) detailliert dokumentiert.

Die Vorgehensweise bei diesen Versuchen lässt sich zusammenfassend wie folgt darstellen:

In einer Versuchshalle wurde ein über Halfenschienen installierter Drahtzaun – ähnlich zum in Kapitel 3 beschriebenen Aufbau – installiert und mittels eines halbkugelförmigen, mit einer Kraftmessdose instrumentierten Probekörpers zwischen dem oberen Trag- und dem Zwischenseil belastet. Aus der Belastung des Geflechtes ergab sich eine ermittelte statische Kraft, der die einzelnen Installationsvarianten bis zur versuchsbedingten maximalen Auslenkung standgehalten haben, beziehungsweise die Kraft, bei der das System versagt hat. Aus diesen statischen Kräften wurden mittels komplexer Umrechnungen die von den Systemen rückhaltbaren dynamischen Lasten abgeschätzt. Diese lagen für das 2019 getestete hochfeste Geflecht „Tecco G65/3“ bei etwa 58 kJ (*Radlbeck & Maier 2019*). Das in diesem Zuge ebenfalls getestete „leichte“ Geflecht (Maschenweite 60x60 mm, Drahtstärke 3,1 mm) erreichte einen umgerechneten Wert von etwa 10 kJ. Mit diesen Werten erfolgte die angepasste Planung der anschließenden Feldversuche mittels Freifall eines natürlichen Prüfkörpers.

Bei den Feldversuchen wurden auftretende Anker- und Seilkräfte über Dehnmessstreifen (DMS) an den Stützen ermittelt (*Koch et al. 2019*).

Zusammenfassend kann für die Feldversuche 2019 festgehalten werden, dass ein mit „leichtem“ Geflecht (Drahtstärke ≥ 3 mm, Maschenweite max. 65 mm, Zugfestigkeit Draht min. 400 N/mm², Zugfestigkeit Geflecht längs min. 30 kN/m, Korrosionsschutz Zn-Al-Verzinkung min. Klasse B nach

DIN EN 10244-2) errichteter Drahtzaun eine gesicherte Rückhaltefähigkeit von 10 kJ aufweist. Dahingegen wurde mit dem hochfesten Geflecht (Drahtstärke ≥ 3 mm, Maschenweite max. 65 mm, Zugfestigkeit Draht min. 1770 N/mm², Zugfestigkeit Geflecht längs min. 150 kN/m, Korrosionsschutz Zn-Al-Verzinkung min. Klasse B nach DIN EN 102442) eine Rückhaltefähigkeit von 50 kJ (bei Verwendung von Hohlstabtraggliedern) bzw. min. 60 kJ (bei Verwendung von Vollstabtraggliedern) gesichert erreicht.

2.2 Versuche 2022

Die 2019 gewonnenen Erkenntnisse wurden im Jahr 2022 durch weitere Versuche, insbesondere unter zusätzlicher Verwendung von zwischenzeitlich neu auf dem Markt erhältlichen hochfesten Geflechten („Sigma“ der Fa. Trumer sowie „Slope Stabilization System“, damals Fa. Pfeifer Protective Structures) verifiziert und ergänzt. Durch die Verwendung verschiedener Geflechte wurde die Produktneutralität bei Ausschreibungen der Bayerischen Staatsbauverwaltung sichergestellt. Zusätzlich wurde eine kostensparende, aus der Baupraxis entstandene Verbindung mittels Nähseilen (DU 4 mm) zwischen Geflecht und unterem Trageil getestet. Auf eine messtechnische Instrumentierung wurde aufgrund der vorliegenden Ergebnisse aus 2019 verzichtet.

Die Feldversuche erfolgten mit Lasteinträgen von 60 bis 96 kJ; als Testkörper wurden unbearbeitete Felsblöcke aus Granit mit einem Gewicht zwischen 253 und 388 kg verwendet. Um diese Lasteinträge zu erreichen, wurden die Testkörper aus einer Höhe zwischen 19,9 und 26,9 m über der Zaunebene abgeworfen.

Die Versuche zeigten, dass die Drahtzäune in allen Versuchskonfigurationen (Geflechte und Verbindungsvarianten; ausschließliche Verwendung von Vollstabtraggliedern) die abgeworfenen Testkörper sicher zurückhalten. Zusammenfassend kann also aufgrund der Versuchsergebnisse festgehalten werden, dass Drahtzäune als Abrollschutz mit den getesteten hochfesten Geflechten und bei optimierter Bauweise in der Lage waren, Felsblöcke mit Sturzenergien von bis zu 60 kJ sicher zurückzuhalten. Diese mit 60 kJ vorbelasteten Drahtzäune hielten in einem unmittelbar darauffolgenden Versuch

auch einen weiteren Testblock mit einer Energie von jeweils über 70 kJ erfolgreich zurück. Die Restnutzhöhe des einmal vorbelasteten Drahtzaunes war allerdings bereits reduziert. Nach der Rückhaltung des zweiten Testblocks lag in mehreren Fällen ein Verlust der weiteren Gebrauchstauglichkeit vor.

3 Spezifikation eines Drahtzaunes für eine Rückhaltefähigkeit von gesichert 60 kJ

Um einen Drahtzaun als Abrollschutz für eine Rückhaltefähigkeit von gesichert 60 kJ auf Basis der beschriebenen Versuche herzustellen, muss dieser Zaun entsprechend nachfolgender Spezifikation errichtet werden. Bei allen Versuchen war der verwendete Drahtzaun darüber hinaus in der Lage – allerdings bei einer deutlich reduzierten Restnutzhöhe – einen weiteren Sturzblock mit einer Energie von min. 70 kJ zurückzuhalten.

Ausführungsempfehlung der ZIG:

- Zaunhöhe: 1,50 m.
- Stütze („Steher“): Vollstabtragglied DU 28 mm (Stahlgüte B500B), Einbindetiefe in den Untergrund: 1,0 m. Im unmittelbaren Bereich einer Böschungskante kann eine größere Einbindetiefe notwendig werden.
- Neigung des Zaunes: ca. 15-30° bergseits bezogen auf die Normale des Sturzvektors; ca. 60-75° ausgehend von der Hangneigung.
- Feldbreite: 2,50 m
- Abspannung jeder Stütze (an Kopföse) bergseits: v-förmig auf feldmittig angeordneten Nagel (Abstand zur Zaunachse min. 1,50 m), Seil DU 12 mm (Mindestbruchkraft F_{\min} 90,7 kN, Nennfestigkeit min. 1770 N/mm²) mit zwei getrennten Seilen pro Stütze, normgerechter Einbau von drei Seilklemmen je Seilende (am Abspannnagel sowie an der Kopföse der Stütze).
- Drei Seile mit DU 12 mm (oberes / unteres Tragseil, Zwischenseil): Mindestbruchkraft F_{\min} 90,7 kN, Nennfestigkeit min. 1770 N/mm²), seitlich auf einen gemeinsamen Abspannnagel (leicht talseits gegenüber der Zaun-

achse versetzt), Winkel des oberen Tragseils auf seitlichen Abspannnagel 45°.

- Seilführung: oberes / unteres Tragseil und Zwischenseil mittels hinreichend stabiler, aufgeschraubter Ösen bzw. Kopfösen mit Gewinde für Stützen, Seil freilaufend
- Seiltrennung nach 25-30 m; max. 50 m Zaunlänge
- Getestete Geflechte:
 - a. „Sigma“ 50/50/3.2 (Trumer Schutzbauten GmbH)
 - b. „Slope Stabilization Mesh“ 120/65/3 (Pfeifer Protective Structures GmbH)
 - c. „Tecco G65/3“ (Geobrug AG)Alle genannten Geflechte erfüllen laut den jeweiligen Datenblättern folgende Anforderungen: Zugfestigkeit Draht 1770 N/mm², Durchmesser des Drahtes: ≥ 3 mm, Durchstanzwiderstand ≥ 100 kN.
- Geflecht bergseits anbringen
- Geflecht oben umschlagen (min. 1,5 Maschen) und von talseits mittels (System-) Clips jede Masche verbinden (eine Verbindung mittels Pressklauen ist nicht ausreichend)
- Geflecht unten umschlagen (min. 1,5 Maschen) und von talseits mittels (System-) Clips jede Masche verbinden, Geflecht als Einfallschürze unterhalb des unteren Tragseils nach bergseits zurückführen (min. 50 cm; eine Verbindung mittels Pressklauen ist nicht ausreichend)
- Alternativ kann das Geflecht mittels Stahlseil mit einem Durchmesser von 4 mm bergseits am unteren Tragseil vernäht werden (jede Masche), das überstehende Geflecht wird zur Ausbildung einer Einfallschürze nach bergseits verlegt.

Bei Verwendung von vergleichbaren Hohlstabtraggliedern wurde eine verringerte Rückhaltefähigkeit von 50 kJ festgestellt.

Die aktuellen Ausführungsempfehlungen der ZIG können über den Internetauftritt der Landesbaudirektion Bayern abgerufen werden (Ausführung eines Drahtzaunes als Abrollschutz 2022).

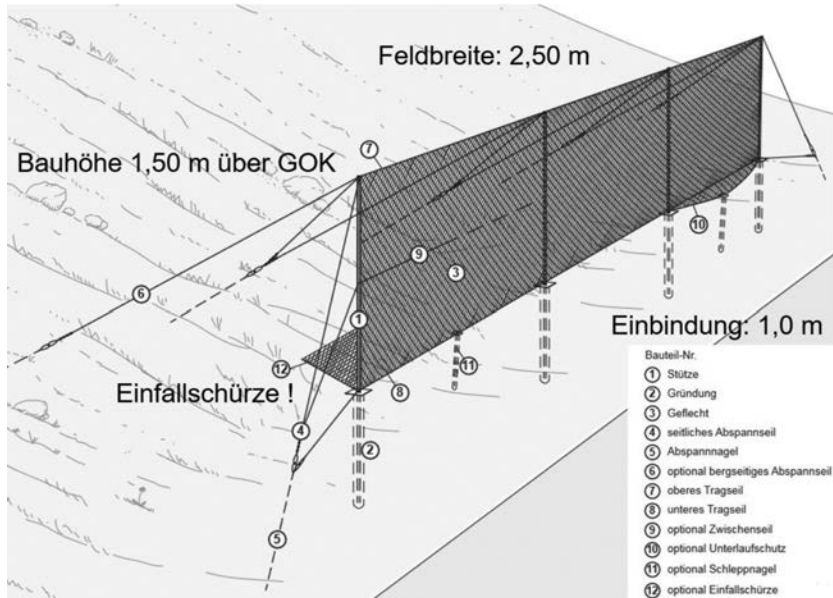


Bild 1, Schematischer Aufbau eines Drahtzaunes als Abrollschutz mit einer Rückhaltefähigkeit von gesichert 60 kJ.

4 Anwendungsbeispiele in der Praxis

Die Bayerische Staatsbauverwaltung ist Straßenbaulastträger von über 23.000 km Bundes-, Staats- sowie von einigen Landkreisen in die Verwaltung übergebenen Kreisstraßen. Mehr als 500 Streckenkilometer sind potenziell durch Georisiken betroffen. Insbesondere an kurzen, gleichmäßigen Hängen der Mittelgebirgs- und Alpenregionen, an welchen keine großen Sturzenergien und Sprunghöhen zu erwarten sind, ist die Installation eines Drahtzaunes als Abrollschutz ein langjährig bewährtes Mittel zum Schutz des Verkehrsraumes vor Stein- und Blockschlägen.

Insgesamt sind derzeit rund 200 Drahtzäune verbaut, die zusammengekommen eine Länge von ca. 12 km erreichen.

4.1 Drahtzäune ohne Bemessung am Beispiel der Staatsstraße 2230 bei Solnhofen

Mehr als die Hälfte der bestehenden Drahtzäune sind vor den Versuchen 2019 und der 2020 ersten veröffentlichten Ausführungsempfehlung der ZIG errichtet worden. Durch die Versuchsergebnisse aus den Jahren 2019 und 2022 besteht nun, trotz deren unterschiedlicher meist baufirmenbezogener Bauweise, erstmals eine fachlich fundierte Grundlage, um die Rückhaltefähigkeit dieser Zäune abschätzen zu können. Dies ermöglicht den Weiterbetrieb der Zäune, zumal die Erfahrungen zeigen, dass auch durch diese Drahtzäune Blöcke mit großen Volumina erfolgreich zurückgehalten werden. So wurde im September 2023 der Verkehrsraum der St 2230 nahe Solnhofen vor einem Block mit einem Volumen von rund $0,7 \text{ m}^3$, welcher sich etwa 52 m oberhalb des hier verbauten Drahtzauns (Bild 2) aus dem Hang löste, geschützt. Dieser Drahtzaun hat eine Bauhöhe von 1,8 m mit einem Geflecht aus Stahldraht mit einer Zugfestigkeit von 150 kN/m. Die Vollstabtragglieder (Stützen, DU 32 mm) haben einen Abstand von 3 m mit Betonfundamentierung (0,3 x 0,3 x 0,5 m). Jeder zweite Steher ist bergseits rückverhängt. Es wurden drei Trag- und Zwischenseile mit einer Seiltrennung alle 30 m verwendet. Der im Drahtzaun vorgefundene Block entspricht der an dieser Stelle maximal zu erwartenden Blockgröße, da im Hang zusätzliche Einzelsicherungen vorhanden sind („Extremereignis“). Es ist darauf hinzuweisen, dass aufgrund des vorliegenden Trennflächengefüges eine wesentliche Verringerung des Blockvolumens auf der Sturzstrecke nicht zu erwarten ist.

Die vorhandenen Schäden am Abrollschutz (Bild 2) lassen aufgrund der Erfahrungen aus den Versuchen auf eine Einschlagsenergie von ca. 20 kJ schließen.



Bild 2, Drahtzaun mit erfolgreich zurückgehaltenem Block mit einer Kubatur von etwa $0,7 \text{ m}^3$.

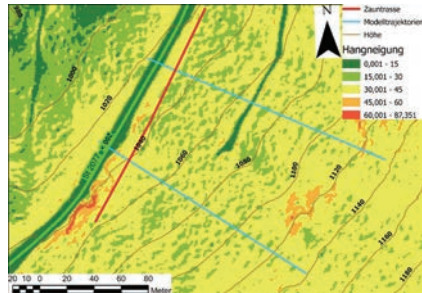
Die Stütze ist verformt und zwei Rückabspannungen sind gerissen.

Die Restnutzhöhe ist lediglich geringfügig reduziert.

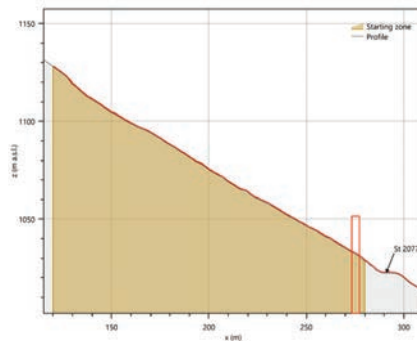
4.2 Bemessene Drahtzäune nach Ausführungsempfehlung der Zentralstelle Ingenieurbauwerke und Georisiken

Die Situation an der Staatsstraße 2077 am Spitzingsee stellt einen typischen Anwendungsbereich für Drahtzäune als Abrollschutz dar. Der Hang oberhalb der Straße weist auf etwa 100 m eine relativ gleichmäßige Hangneigung von etwa $35\text{-}40^\circ$ auf, in welchem flächig verteilt quartärer Blockschutt lagert. Insbesondere freigelegte Wurzelteller von durch Windwurf umgestürzten Bäumen stellen eine Quelle der hier vorkommenden Sturzblöcke dar. Locker auf dem Untergrund aufliegende Steine und Blöcke können sich auch durch Wildtritt oder Starkniederschlagsereignisse lösen.

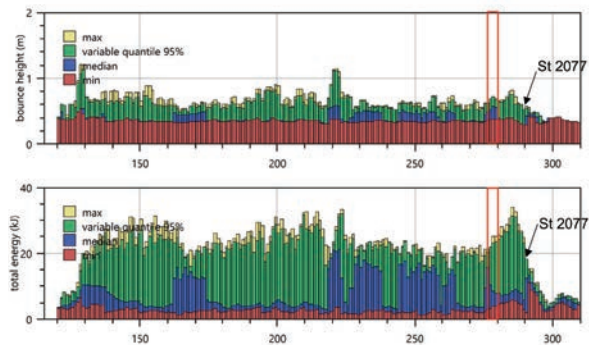
Das beschriebene Szenario wurde mithilfe der Software Rofmod 5.0 der Firma Geotest mit insgesamt je 500 Durchgängen entlang von zwei verschiedenen Profilen modelliert (Bild 3). Hierbei wurde der gesamte Hang als mögliches Anbruchgebiet definiert. Aufgrund der zu erwartenden Sprunghöhen von weniger als 1 m sowie der zu erwartenden maximalen Energie von



(a)



(b)



(c)

Bild 3, (a) Modelltrajektorien (blau) mit einer Hängneigungskarte als Hintergrund, (b) Profilschnitt mit modellierten Sturztrajektorien (rot) und der Startzone (braun). Es ist gut zu sehen, dass der gesamte Hang als Anbruchbereich definiert wurde. (c) Statistische Verteilung der Sprunghöhen sowie der Gesamtenergie der modellierten Sturzblöcke entlang der Modelltrajektorien. Die Lage der Zauntrasse ist in allen Bildern rot markiert.

max. 30 kJ bei Berücksichtigung des 95%-Quantils stellt die Installation eines Drahtzaunes an dieser Stelle die optimale Sicherungsmethode dar (Bild 4). Das 95%-Quantil stellt in der Bayerischen Staatsbauverwaltung in Anlehnung an die Anwendung statistisch abgesicherter Verfahren nach DIN EN 1997 die Regelbemessung dar (Jansen 2023). Bewuchs auf der Sturzstrecke wird hierbei nicht berücksichtigt.



Bild 4, Drahtzaun nach Ausführungsempfehlung der ZIG mit einem bemessenen Energieaufnahmevermögen von 60 kJ.

Alternative Ausführungsform:

Auch an der Staatstraße 2042 zwischen Mittenwald und Leutasch (AT) sind rund 500 m Verkehrsraum durch Drahtzäune als Abrollschutz gesichert. Eine Besonderheit in diesem Bereich ist, dass einige der Drahtzäune als Aufständering der darunter installierten Vernetzung ausgeführt sind (Bild 5). Dabei wird die oberste Reihe von Felsnägeln, die das Geflecht an der Felswand befestigen, mit einem Überstand von 1,5 m über GOK ausgebildet (durchgehendes Tragglied, keine Muffe!). Das obere Randseil der Vernetzung wird gleichzeitig als unteres Tragseil des Abrollschutzes verwendet. Aufgrund der durchgehenden Verbindung zur Vernetzung ist die Ausbildung einer bergseitigen Schürze nicht notwendig. Die unruhige Geländemorphologie und die Zaunhöhe von 1,5 m erfordern größere Überlappungen der einzelnen Zaun-

elemente, teils auch in einer darüber liegenden Trasse als freistehender Drahtzaun nach Ausführungsempfehlung der ZIG (Bild 5).



Bild 5, Drahtzäune als Aufständigung der Vernetzung (rechts) und freistehend (links).

5 Zusammenfassung

Der Drahtzaun als Abrollschutz stellt aus Sicht der Bayerischen Staatsbauverwaltung ein häufig und vielseitig anzuwendendes Sicherungsbauwerk zum Schutz vor Stein- und Blockschlägen dar. Durch die von der ZIG durchgeführten Versuche der letzten Jahre ist ihre Rückhaltefähigkeit nunmehr auch hinreichend bekannt. Gleichzeitig können hieraus Rückschlüsse auf Bestandsbauwerke ähnlicher Bauart gezogen werden. Der Drahtzaun als Abrollschutz ist auch bezüglich der Überwachung (Sichtung, Kontrolle und Prüfung) als unproblematisch anzusehen. Im Juli 2023 wurden Drahtzäune als Abrollschutz mit einer Bauhöhe von 2,3 m durch die ZIG in Kooperation mit den Österreichischen Bundesbahnen (ÖBB-INFRA) und mit messtechnischer Begleitung durch die Universität Innsbruck, Arbeitsbereich für Geotechnik, getestet. Die höhere Bauweise erschließt zusätzliche Anwendungsmöglichkeiten. Die Veröffentlichung der Ergebnisse ist für 2024 vorgesehen.

Literatur

- 1 Jansen, P. (2023): Bemessung und konstruktive Ausbildung von Sicherungsbauwerken gegen alpine Naturgefahren an Straßen. Erd- und Grundbautagung Veitshöchheim FGSV (Köln)
- 2 Koch, A.; Jansen, P.; Böse, H. (2019): Ösenankerzäune – Erste Ergebnisse der Prüfung dieses einfach zu errichtenden Abrollschutzes. Tagungsband Geoforum Umhausen (Umhausen)
- 3 Koch; A.; Jansen, P.; Wild, F. (2022): Energieaufnahmefähigkeit von Drahtzäunen als Abrollschutz unter Verwendung von hochfesten Geflecheten. Tagungsband Geoforum Umhausen (Umhausen)
- 4 Radlbeck, C.; Maier, N.; (2019): Untersuchung von Niedrigenergiezäunen (Ösenankerzäune) unter Steinschlagbelastung im Labor und im Steinbruch – Untersuchungsbericht Materialprüfungsamt für das Bauwesen. Technische Universität München (München, unveröffentlicht)
- 5 Ausführung eines Drahtzaunes als Abrollschutz (2022, abgerufen am 17.11.2023) https://www.lbd.bayern.de/mam/ueber_uns/202201_zig_grundkonfiguration_drahtzaun.pdf

Fundationskonzept Steinschlagschutznetze RhB

DI Dr. Martina Sättele
Rhätische Bahn AG, Chur
martina.saettele@rhb.ch

1 Einleitung

Die insgesamt 384 km Bahninfrastruktur der Rhätischen Bahn (RhB) verlaufen vorwiegend in alpinem Gelände. Am Ospizio Bernina wird mit 2'253 m ü. M. der höchste Punkt erreicht, während sich die Bahn auf einer Höhe von rund 600 m ü. M. in der Rheinschlucht durch die wilden Flanken des Flimser Bergsturzes schlängelt. Ein Drittel der gesamten Streckenführung verläuft auf Kunstbauten, und zum Schutz vor gravitativen Naturgefahren wurden bereits beim Bahnbau zahlreiche Schutzbauten erstellt. Mit über 1000 Trockenmauer konnte so an wichtigen Stellen Schutzwald aufgeforstet und die Bahn nachhaltig vor Lawinen- und Steinschlagereignissen geschützt werden.

Heute betreibt und unterhält die RhB über 2500 Schutzbauwerke, darunter ca. 150 Steinschlagschutznetze. Für die Erstellung dieser Bauwerke besteht kein einheitlicher Standard. Erfahrungsgemäß führen Sturzereignisse in Schutznetze, welche ohne Betonfundament erstellt sind, häufig zu Schäden. Typische Schadensbilder sind deformierte Grundplatten sowie durch Querkräfte und Biegebeanspruchung beschädigte Anker, Mikropfähle und Verpresskörper, womit der Korrosionsschutz nicht mehr gewährleistet ist (Bild 1a und b).

Fundationen mit Betonhilfsfundamenten, bei welchen die Anker und Mikropfähle direkt durch die Grundplatte geführt werden, sind weniger anfällig, aber auch hier sind die Momentengleichgewichte konstruktionsbedingt nicht erfüllt und die Anker und Mikropfähle werden durch Querkräfte und Biegung beansprucht und verformt. Das Beheben dieser Schäden ist mit kosten- und zeitintensiven Bohrarbeiten verbunden.



Bild 1, (a) Deformierter Rundstab und vertikal verschobene Grundplatte infolge fehlender Kontermutter (b) Beschädigter Verpresskörper und gelöste Mutter; Korrosionsschutz nicht gewährleistet

Um die Sicherheit der Bahnlinie weiter zu erhöhen, werden bei der RhB dort, wo Sturzprozesse das maßgebende Szenario darstellen, häufig Steinschlagschutznetze verbaut. In den kommenden fünf Jahren sollen mehr als 50 Steinschlagschutznetze mit einer Energieaufnahmekapazität zwischen 1000 und 8000 kJ erstellt werden. Mit diesen schlanken, flexiblen, dynamisch wirkenden Bauwerken können hohe Energien abgetragen und das geforderte Schutzziel, welches neben dem maximal tolerierbaren individuellen Todesfallrisiko grundsätzlich einem 100-jährlichen Ereignis entspricht, eingehalten werden.

2 Qualitätsstandard für Steinschlagschutznetze

Um einen Qualitätsstandard bei der Erstellung dieser Bauwerke sicherzustellen, wurde in Zusammenarbeit mit der Caprez Ingenieure AG, Davos und der Bänziger Partner AG, Chur ein Fundationskonzept bestehend aus einer Nutzungsvereinbarung (NV) und Normalien entwickelt. Die NV enthält wichtige Angaben zur Durchführung von Vorversuchen sowie allgemeine konstruktive Vorgaben zur Gestaltung der Netze und Bemessung der Fundationen.

2.1 Allgemeine Vorgaben zum Bauwerk

Bereits bei der Projektierung des Steinschlagschutznetzes ist eine ganzheitliche Herangehensweise erforderlich, um den bewährten Grundsätzen der konstruktiven Durchbildung, einer effizienten Kraftabtragung, der Ausführbarkeit in guter Qualität, der Wirtschaftlichkeit, Unterhaltsfreundlichkeit und Dauerhaftigkeit gerecht zu werden. Der projektierende Ingenieur ist dazu angehalten, entscheidende Planungsschritte frühzeitig durchzuführen und erhält hierfür klare Vorgaben (Auszug aus NV, Aufzählung nicht vollständig):

- Eine optimale und formschlüssige Anpassung an das Gelände ist sicherzustellen. Die Netze werden im Längenprofil und Grundriss ausgerundet. Es sind vorgängig Geländemodelle aufzunehmen und die Absteckung ist im Gelände zu verifizieren.
- Die Überlappung der Werkreihen beträgt mindestens 30° , siehe Bild 2.
- Die Position der Netze ist unter Berücksichtigung der optimalen Wirksamkeit (z. B. nicht unter Sprungschancen) möglichst gleisnahe zu wählen. Bei einer maximalen Auslenkung dürfen das Lichtraumprofil oder Teile der Bahninfrastruktur nicht tangiert werden.
- Beim Oberbau sind Bodenspalte und seitliche Öffnungen zu vermeiden. Es sollen nur dort Runsennetze eingeplant werden, wo die Anpassung im Gelände nicht möglich ist.

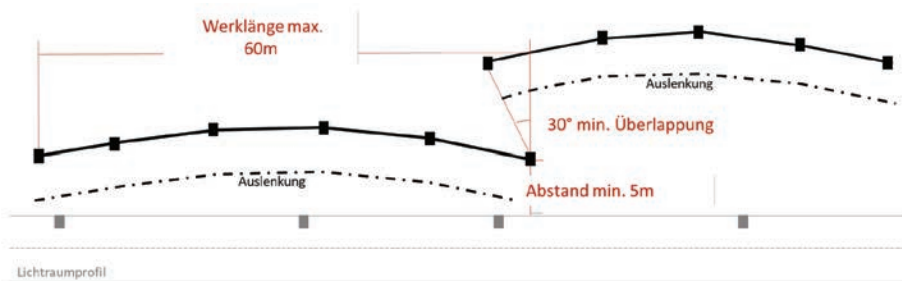


Bild 2, Allgemeine Vorgaben zum Bauwerk und dessen Absteckung im Gelände

2.2 Konstruktive Vorgaben zum Bauwerk

Einen zentralen Teil der NV stellt die konstruktive Ausbildung der Verankerung und Foundation dieser schlanken Bauwerke dar. Nach Trefferschäden ist die Verankerung im Untergrund nicht kontrollierbar und aufwendig bzw. kostenintensiv zu ersetzen. Dies insbesondere dann, wenn in schlecht zugänglichem Gelände die Bohrausrüstung installiert werden muss [1]. Aus diesem Grund soll die Foundation robust ausgeführt werden. Der visuell leicht kontrollier- und austauschbare Oberbau dient hingegen als Sollbruchstelle (Auszug aus NV, Aufzählung nicht vollständig):

- Im Bereich der Stützen sind rückverankerte Betonfundamente zu erstellen. Die Anker dürfen dabei nicht direkt auf die Grundplatte geführt werden (Bild 3).
- Die Anschlussbolzen für die Stützengrundplatte sind mit metrischem Gewinde und feuerverzinkt auszubilden.
- Die Oberkante der Fundamente befindet sich maximal 20 cm über dem gewachsenen Terrain. Die Oberfläche weist eine Neigung von min. 4 % auf.
- Eine räumlich stabile Lagerung der Foundation ist sicherzustellen (dreidimensional). Zweckmäßig sind im Regelfall Vollstäbe mit einem Mindestdurchmesser von 32 mm.
- Die Foundationen werden so kompakt wie möglich projektiert. Zentrale Beurteilungsparameter sind Betonvolumen, Anzahl Anker, Ankerlängen resp. Durchmesser. Die resultierenden Bohrmeter sind auf ein notwendiges Minimum zu reduzieren, weil sich die Werke in sensiblen Landschaften mit erschwerter Erreichbarkeit (Transporte mit Helikopter) befinden.
- Der Ankerkopf wird mit mindestens 50 mm Beton überdeckt. Dadurch kann die geforderte Korrosionsschutzstufe 1 für permanente Bauten standardmäßig erfüllt werden [1], [2]. Bei Bedarf können Anker mit doppeltem Korrosionsschutz (DCP) (Korrosionsschutzstufe 2a [2] oder mit nichtrostenden Stählen (Schutzstufe 2b [2]) eingesetzt werden. Schutzbauten werden dabei grundsätzlich der Bauwerksklasse 1 zugeteilt [3].



Bild 3, (a) Ausschnitt Normalien RhB Foundation, mit Sollbruchstelle ab Grundplatte
(b) Foundation RhB erstellt 2023

2.3 Bemessung Foundation und Verankerung

Einen weiteren zentralen Teil der NV bilden die Vorgaben zur Bemessung der Foundation. Diese Vorgaben sind notwendig, da der projektierende Ingenieur diverse Annahmen treffen muss, welche in [1] nicht abschließend definiert sind. Darunter fallen Annahmen zur Einwirkung der Kräfte/Momente, zu relevanten Lastfällen und der zulässigen Lastabtragung. Diese Unsicherheiten führen in der Praxis zu Ausführungsdiskrepanzen, welche sich in erheblichem Ausmaß auf die Größe der Betonfundament, Ankerlängen und deren Anzahl und Anordnung auswirken. Damit die projektierenden Ingenieure eine einheitliche Bemessung durchführen, und ein Standard sichergestellt ist, werden ergänzende Vorgaben gemacht (Auszug aus NV, Aufzählung nicht vollständig):

- Die Schnittstelle zwischen dem Systemlieferanten und dem projektierenden Ingenieur ist die Oberkante Betonfundament. Die Bemessung der Verankerung und des Fundamentes ist Bestandteil des Ingenieur-auftrages.
- Die Projektierung der Foundation erfolgt auf Basis der vom Systemlieferanten angegeben Einwirkungen. Der Hersteller liefert alle Kräfte und Momente im Raum (x, y, z Richtung).
- Es kann angenommen werden, dass alle Kräfte und Momente im Raum (x, y, z Richtung) zeitgleich und in einen Punkt wirken. Eine allfällige

- exzentrische Befestigung der Stützenfundplatte ans Betonfundament ist zu berücksichtigen. Eine Unterscheidung von unterschiedlichen Einschlagpunkten im Netz (weit oben resp. ganz unten) ist nicht notwendig.
- Ohne anderweitige Definition kann angenommen werden, dass das lokale Koordinatensystem der Kraftangaben des Systemlieferanten in Stützenlängsachse orientiert ist. Das heißt eine Änderung der Neigung des Netzes bewirkt eine Veränderung der Ankerkräfte. Die Stütze wird im Regelfall senkrecht auf die Betonoberfläche des Fundamentes montiert.
 - Bei der Bestimmung der Ankerkräfte mit den Angaben des Systemlieferanten sind die Kräfte- und Momentengleichgewichte stets einzuhalten. Ein Lastabtrag über Bodenpressungen des Betonfundamentes und ein allenfalls günstig wirkender passiver Erddruck ist zu vernachlässigen.
 - Der innere und äußere Tragwiderstand der Anker ist nachzuweisen. Der äußere Tragwiderstand ist mittels Ausziehversuchen zu bestimmen. Die Ausführung der Versuche erfolgt nach SIA 267 und SIA 267/1 an mindestens 2x3 Prüfkern, welche mit und ohne Strümpfe eingebaut werden. Die Länge der Verankerungsstrecke ist so zu wählen, dass bei der Prüfkraft der Bruch erreicht wird (keine Extrapolation).
 - Die Sicherstellung der Kraffteinleitung von der Grundplatte in das Betonfundament sowie der Kraftabtrag auf die Anker und Mikropfähle ist nachzuweisen.

4 Versuche: Stoßartige Belastungen von Steinschlagfundationen

Im Sommer 2022 konnte das Fundationskonzept in 1:1 Versuchen getestet werden. Details zur Kooperation mit der Universität Innsbruck, der SBB, der ÖBB, der Bayerischen Staatsbauverwaltung und zum Versuchsaufbau können [4] entnommen werden.

Zusammen mit der SBB und der Caprez Ingenieure AG, Davos wurde ein Versuchsplan erarbeitet und acht rückverankerte Stahlbetonfundationen definiert, welche in den Tests stoßartigen Belastungen ausgesetzt wurden (Bild

4). Der Versuchsaufbau basierte auf Erfahrungen, welche bereits bei vergangenen 1:1 Versuchen durch die Kooperationspartner gewonnen wurden. Diese Versuche im Sommer 2021 hatten gezeigt, dass Fundationen mit Hilfsfundamenten und mit Pfahlhalsverstärkungen (PHV) im Maximum Energie Level (MEL ca. 300 kN) teilweise beschädigt werden. Aus diesem Grunde wurden durch die Partner im Sommer 2022 vor allem Versuche im Service Energie Level (SEL ca. 150 kN) durchgeführt.

Für die Fundamente der SBB/RhB sowie einzelne Hilfsfundamente wurde für die Versuchsreihe 2022 bewusst das höhere MEL gewählt, um deren Robustheit und Dauerhaftigkeit zu prüfen. Die getesteten SBB/RhB Fundationsvarianten unterscheiden sich im Hinblick auf die Ausführung (mit und ohne Streckmetallrohr), Anordnung der Zuganker (45° und 15°) und Mikropfähle (zwei- (2D) und dreidimensional (3D)), sowie deren Korrosionsschutz (einfach (SCP) und doppelt geschützte, vorinjizierte Stahlglieder (DCP)).

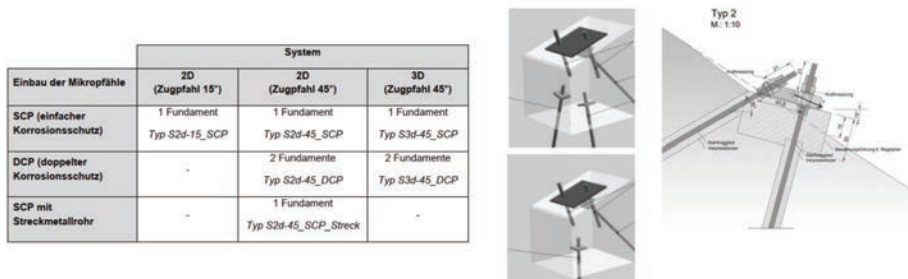


Bild 4, (a) Versuchsplan mit acht Testfundationen SBB/RhB

(b) Stahlbetonfundament SBB/RhB oben 3D und unten 2D Anordnung der Mikropfähle

(c) Hilfsfundament Typ 2

5 Ergebnisse

5.1 Verschiebungen

Die maximalen Verschiebungen während der Belastung und die verbleibende Verschiebung nach der Belastung wurden für die einzelnen Fundationen mit

zwei optischen Distanzsensoren (Laserdistanzmessgeräten) genau bestimmt. Bei stoßartigen Belastungen im SEL zeigt sich eindrücklich, dass bereits geringere Einwirkungen auf Fundationen ohne Betonfundamente zu sehr großen Verschiebungen führen. Diese Verschiebungen können durch den Einsatz von Pfahlhalsverstärkungen reduziert, aber nur mit Hilfsfundamenten maßgebend minimiert werden (Tabelle 1).

Tabelle 1, Durchschnittliche Verschiebungen bei einer stoßartigen SEL-Belastung [4]:

Allgemeine Informationen	Durch. max. Einwirkung	Durch. max. Verschiebung		Durch. bleibende Verschiebung	
	Ø F ₁ [kN]	ØS _{1_max} [mm]	ØS _{2_max} [mm]	ØS _{1_nachher} [mm]	ØS _{2_nachher} [mm]
Mit Hilfsfundament	120,8	1,9	2,2	0,4	0,5
Typ 1	113,4	1,4	1,2	0,3	0,2
Typ 2	128,2	2,4	3,2	0,5	0,8
Mit Hilfsfundament + PHV	123,8	2,0	2,3	0,6	0,7
Typ 1p	123,2	1,9	2,1	0,6	0,7
Typ 2p	124,5	2,1	2,4	0,6	0,7
Ohne Hilfsfundament	123,1	22,3	27,8	7,2	9,8
Typ 1o	126,2	13,8	9,5	2,4	3,2
Typ 2o	120,1	30,7	46,0	12,0	16,4
Ohne Hilfsfundament + PHV-WLV	137,9	6,2	11,1	1,8	3,3
Typ 1w	149,9	4,5	5,5	1,3	1,4
Typ 2w	125,8	7,9	16,7	2,3	5,3
Stahlbetonfundament SBB/RhB	146,2	3,5	3,5	0,3	0,2
Typ S2d	154,6	3,9	3,8	0,3	0,2
Typ S3d	120,7	2,5	2,7	0,3	0,4

Die Tests im MEL zeigen, dass die Verschiebungen der rückverankerten Stahlbetonfundamenten Typ SBB/RhB auch bei Mehrfachbelastungen im MEL minimal sind (Tabelle 2). Die durchschnittlichen Verschiebungen an den Stützenfundamenten mit Fundament Typ SBB/RhB mit zwei Druckpfählen (Typ S3D) sind aufgrund der wirkenden Querkräfte geringer als jene mit nur einem Druckpfahl (Typ S2D); wobei ein Druckpfahl durch die seitliche Belastung (20°) deutlich mehr Kraft aufnimmt. Bei den MEL-Versuchen an Hilfsfundamenten wurden 2021 und 2022 deutlich größere Verschiebungen gemessen [4].

Tabelle 2, Durchschnittliche Verschiebungen bei einer stoßartigen MEL-Belastung [4]:

Allgemeine Informationen	Durch. Max. Einwirkung	Durch. Max. Verschiebung		Durch. Bleibende Verschiebung	
	$\varnothing F_1$ [kN]	$\varnothing S1_{max}$ [mm]	$\varnothing S2_{max}$ [mm]	$\varnothing S1_{nachher}$ [mm]	$\varnothing S2_{nachher}$ [mm]
Mit Hilfsfundament	302,7	11,0	15,0	1,5	3,4
Typ 2	302,7	11,0	15,0	1,5	3,4
Stahlbetonfundament SBB/RhB	291,1	7,8	7,7	0,8	0,4
Typ S2d	309,6	8,7	8,1	1,1	0,5
Typ S3d	266,4	7,0	6,5	0,4	0,4

5.2 Schäden

Im Anschluss an die Versuche wurden alle Fundationen freigelegt und die Schäden ausführlich dokumentiert. Es zeigt sich, dass die gemessene Verschiebung die entscheidende Größe dafür ist, ob und in welcher Form Schäden an den Fundationen auftreten.

Im Jahr 2022 traten an den Fundationen ohne Pfahlhalsverstärkung oder Hilfsfundamenten bereits bei SEL-Belastungen deutliche Schäden im oberen halben Meter des Verpresskörpers auf. Fundationen mit Pfahlhalsverstärkung oder Hilfsfundamenten blieben unbeschädigt.



Bild 5, (a) freigelegte, unbeschädigte Foundation 2D (b) freigelegte, unbeschädigte Foundation 3D

Im MEL haben alle acht getesteten rückverankerten Stahlbetonfundamente SBB/RhB die Kräfte unbeschädigt aufnehmen und in den Untergrund ableiten können (Bild 5). Bei den Hilfsfundamenten kam es bei MEL-Belastungen im

oberen Bereich (ersten 15cm) teilweise zu Schäden am Verpresskörper, womit der Korrosionsschutz nicht mehr gewährleistet ist. Zudem traten feine Risse an den Betonfundamenten auf (Bild 6). Dies bestätigt die MEL-Versuche 2021, bei welchen es zu Beschädigungen kam.



*Bild 6, (a) freigelegtes Hilfsfundament mit beschädigtem Verpresskörper am Druckpfahl
(b) Risse im Betonfundament*

5.3 Weitere Erkenntnisse

Das anschließende Freilegen der Fundationen hat gezeigt, dass bereits bei der Erstellung im Übergangsbereich Verpresskörper und Betonfundament eine konstruktive Schwachstelle besteht. Im Bereich des Aushubs wird das Zugglied meist nicht vollständig mit Mörtel überdeckt. Dies auch beim Ver-



*Bild 7, (a) Zuganker mit Streckmetallrohr nicht vollständig ausinjiziert
(b) Zuganker mit doppeltem Korrosionsschutz*

wenden von thixotropen Mörteln und Streckmetallrohr. Beim Einsatz von vorinjizierten Stäben wird das Zugglied im Ripprohr durch eine ausreichende Mörtelschicht überdeckt (Bild 7). Optisch blieben die Kunststoffrohre bei Belastungen unversehrt. Die Messungen des elektrischen Widerstandes haben keine auswertbaren Ergebnisse geliefert, da einzelne Messungen am selben Bauteil stark schwankten und nicht interpretierbar waren.

6 Fazit

Die konstruktive Schwachstelle des Ankers ins Fundament kann einfach und ohne große Mehraufwände durch den Einbau eines Kunststoff- oder Stahlrohres im Übergangsbereich verhindert werden. So kann die minimal geforderte Korrosionsschutzstufe 1 [1,2] für Bauwerke der Klasse 1 [3] gewährleistet werden.

Der Einsatz von vorinjizierten Zuggliedern (DCP) innerhalb der Versuchsreihe hat die Erfahrung aus der Praxis bestätigt. Neben dem größeren Bohrdurchmesser (Kosten) ist das Handling der empfindlichen vorinjizierten Stäbe im steilen Gelände sowie deren Prüfung kaum praktikabel. Der Einsatz von teuren vorinjizierten Zuggliedern ist somit nur sinnvoll, wenn Streuströme vorhanden und gutachterlich nachgewiesen sind. Ansonsten können zur Erhöhung des Korrosionsschutzes auch höherlegierte Stähle verbaut werden.

Generell wird aufgrund der Versuche die Verwendung eines Hilfsfundamentes empfohlen, um Schäden am Verpresskörper bereits bei einer SEL-Belastung zu vermeiden [4]. Die rückverankerten Stahlbetonfundamente Typ SBB/RhB sind in der Ausführung aufwendiger, blieben aber auch bei mehrfachen Belastungen im MEL absolut unbeschädigt. Dieses Ergebnis ist zentral, da eine Inspektion der Foundation nach Sturzereignissen nicht möglich ist.

Die Mehrkosten zur Erstellung eines Betonfundaments liegen je Foundationstyp erfahrungsgemäß bei 1.000 bis 3.000 CHF/Stück. Bei einem Stützenabstand von 10 m entspricht dies Zusatzkosten von 100-300 CHF/Laufmetern und einem durchschnittlichen Anteil von 5 % der Bausumme. Im Vergleich dazu fallen die Installationskosten in schwer zugänglichem Gelände mit ca.

25 % deutlich höher ins Gewicht. Kostenintensiv wird eine Instandsetzung nach einem Schadenereignis immer dann, wenn die Bohrausrüstung installiert werden muss. Aus dieser ganzheitlichen Betrachtung ergeben sich somit über den gesamten Lebenszyklus betrachtet deutliche Ersparnisse bei den rückverankerten Stahlbetonfundamenten Typ SBB/RhB. Durch den Anschluss des Oberbaus mit Gewindestangen bleibt dieser austauschbar und die Foundation ist dauerhaft und robust. Das Fundationskonzept konnte durch die Versuche validiert werden, und mithilfe der NV und Normalien konnte eine neue Standardbauweise für die Foundation von Steinschlagschutznetzen und damit eine nachhaltige Bauweise entwickelt werden.

7 Ausblick

Im Jahr 2023 sollen weitere Versuche durchgeführt werden, wobei die seitlichen und bergseitigen Abspannungen von Steinschlagschutznetzen mit Seilankern und verschiedenen Fundationsausführungen getestet werden.

Literatur

- 1 Baumann R. (2018), Grundlagen für die Qualitätssicherung von Steinschlagschutznetzen und deren Foundation. Anleitung für die Praxis. Bundesamt für Umwelt, Bern. Umwelt-Wissen Nr. 1805: 42 S.
- 2 SIA 267:2013 Geotechnik. Zürich, Schweiz: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2013
- 3 SIA 261:2020 (2013) Einwirkungen auf Tragwerke. Zürich, Schweiz: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2020
- 4 L. Wimmer und R. Hofmann (Hrsg.), „Bericht über Versuche an Fundierungen von Steinschlagschutzverbauungen bei stoßartiger Belastung im geneigten Gelände“ (unveröffentlicht), Universität Innsbruck – Arbeitsbereich für Geotechnik, Innsbruck, 2023.

Tragverhalten von Geotextilsäcken bei Anker im Lawinen- und Steinschlagverbau

Prof. Dr.-Ing. Imad Lifa*, Seraina Braun, James Glover und
Dionysios Stathas

Fachhochschule Graubünden / Institut für Bauen im alpinen Raum, Chur; Schweiz

* Vortragender: imad.lifa@fhgr.ch

1 Abstract

Im Kanton Graubünden existieren zahlreiche Lawinen- und Steinschlagverbauungen. Viele von ihnen sind mit vermörtelten Ankerstangen im Boden fixiert, welche mit Geotextilsäcken überzogen sind, sodass der Mörtel im Bohrloch gehalten werden soll. Wie eine Studie der Fachhochschule Graubünden (FHGR) nun zeigt, sind die Unterschiede zwischen den verschiedenen Geotextilsäcken sehr groß und keiner der marktüblichen Strümpfe erfüllt die Anforderungen vollumfänglich. Nur einer der geprüften Geotextilsäcke eignet sich in Kombination mit dem entsprechenden Mörtel für die Anwendung. Ein neu entwickelter Geotextilsack zeigt eine gute Eignung für beide Mörteltypen. Die Anzahl Versuche pro Geotextilsacktyp und die Randbedingungen waren im Rahmen des Forschungsprojektes beschränkt. Deshalb handelt es sich bei den nachfolgenden Beschreibungen nicht um abschließende, allgemein gültige Beurteilungen.

2 Entwicklung der Verankerung im Lawinen- und Steinschlagverbau

Die Verankerung im Lawinen- und Steinschlagverbau wurde ab 1978 mit Sprenganker und ab 1980 mit Netzankern ausgeführt. 1984 stellte das SLF (Institut für Schnee- und Lawinenforschung) bei Versuchen im Glarnerland (Brunnenköpfe) fest, dass die Tragfähigkeit des Ankertyps stark vom Bodentyp abhängig ist. Darüber hinaus wiesen Sprenganker im bindigen Boden höhere

Tragfähigkeiten auf als Netzanker. Ab 1984 wurden immer mehr Mikropfähle als Druckpfähle eingesetzt. SLF-Ankerversuche in Vallascania (1992-1994) im siltigen Kiessandboden konnten einen Verlust der Tragfähigkeit bei Netzankern von 18% im Vergleich zu Mikropfählen nachweisen. Im Auftrag der EKLS (Expertenkommission für Lawinen und Steinschlag) untersuchte die FHGR und der Kanton Graubünden (2008-2012) die Tragfähigkeit von 20jährigen Anker. Demnach bietet die Verwendung von Ankerstrümpfen keine Vorteile, und der Mörtelverlust wurde nicht reduziert. Ein großer Schwachpunkt war die Verhinderung der Bildung eines durchgehenden Mörtelmantels um den Ankerstab. Wahrscheinlich hat diese zuletzt genannte Forschungsarbeit dazu geführt, dass die Netzstrümpfe durch Geotextilsäcke ersetzt wurden, um den Mörtelverlust zu reduzieren.

3 Ausgangslage, Projektziele und Lösungsweg

Es wird schon seit Jahren versucht, Anker in Strümpfe oder Säcke einzupacken, um die Mörtelverluste einzudämmen. Etabliert haben sich in der Schweiz verschiedene Modelle von Geotextilsäcken bzw. Ankerstrümpfen mit unterschiedlichen Eigenschaften. Diese bestehen aus gewobenen oder gestrickten Geweben oder aus Vliesstoff. Die Baufirmen haben ihre eigene Methode perfektioniert, um die Anker mit Strümpfen oder Geotextilsäcken zu versehen und einzubauen. Trotzdem wirft ihre Wirksamkeit seit vielen Jahren Fragen auf und überzeugt oftmals nicht.

Von 2018 bis 2022 wurde eine Forschungsarbeit an der FHGR im Auftrag der EKLS ausgeführt, um klare Kriterien der Anwendung von Geotextilsäcken bei Verankerungen zu definieren und ihre Mindestanforderungen zu bestimmen.

Das Hauptziel dieses Projektes war es, die handelsüblichen und meistverwendeten Geotextilsäcke in einer unabhängigen Studie zu vergleichen. Aufgrund der Resultate können Empfehlungen bei der Wahl und beim Einbau dieser Produkte gemacht werden. Ein Merkblatt zur Anwendung von Geotextilsäcken für den Ankereinbau wird momentan aufgelegt.

Die sechs am meisten eingesetzten Geotextilsäcke wurden in Feld- und Laborversuchen überprüft. Gleichzeitig wurden Erfahrungswerte von Ankerzugversuchen über mehrere Jahre hinweg analysiert. Neue Testmethoden wurden entwickelt, um die Eignung von Geotextilsäcken für die Verankerung im Lawinen- und Steinschlagverbau zu testen.

4 Materialprüfungen

Die mechanischen Eigenschaften von Geokunststoffen spielen in den meisten Anwendungsfällen eine maßgebende Rolle. Durchgeführt wurden die üblichen Prüfungen für Geokunststoffe gemäß EN ISO 10319, EN ISO 12236, EN ISO 13433, EN ISO 11058, EN ISO 12956.

Nachfolgende Abbildung (Bild 1) zeigt Geotextilsäcke, welche für Anker bei Lawinen- und Steinschlagverbauungen seit mehreren Jahren eingesetzt werden und getestet wurden.

In nachfolgender Tabelle 1 sind die mechanischen und hydraulischen Eigenschaften der marktüblichen Geotextilsäcke zusammengefasst.

Tabelle 1, Gemessene Werte der mechanischen und hydraulischen Eigenschaften der marktüblichen Geotextilsäcke

Geotextilsack	Flächengewicht [g/m ²]	Öffnungsweite EN ISO 12956 [mm]	Zugfestigkeit EN ISO 10319 MD/CMD [kN/m]	Dehnung EN ISO 10319 MD/CMD [%]	Wasserdurchfluss senkrecht zur Ebene EN ISO 11058 [l/m ² ·s]
Typ A	258	0,80 ... 1,50	24/24	24/30	234
Typ B	222	0,15 ... 0,25	33/28	33/20	96
Typ C	145	0,40 ... 0,70	21/26	41/20	207
Typ D	900	0,05 ... 0,20	34/7	74/181	111
Typ E	228 (Typ E1)	0,05 ... 0,20*	7/2	106/196	102
	415 (Typ E2)	0,05 ... 0,10*	31/7	69/368	41
Typ F	900	0,05 ... 0,20*	12/12	54/54	51

(*) = geschätzte Werte

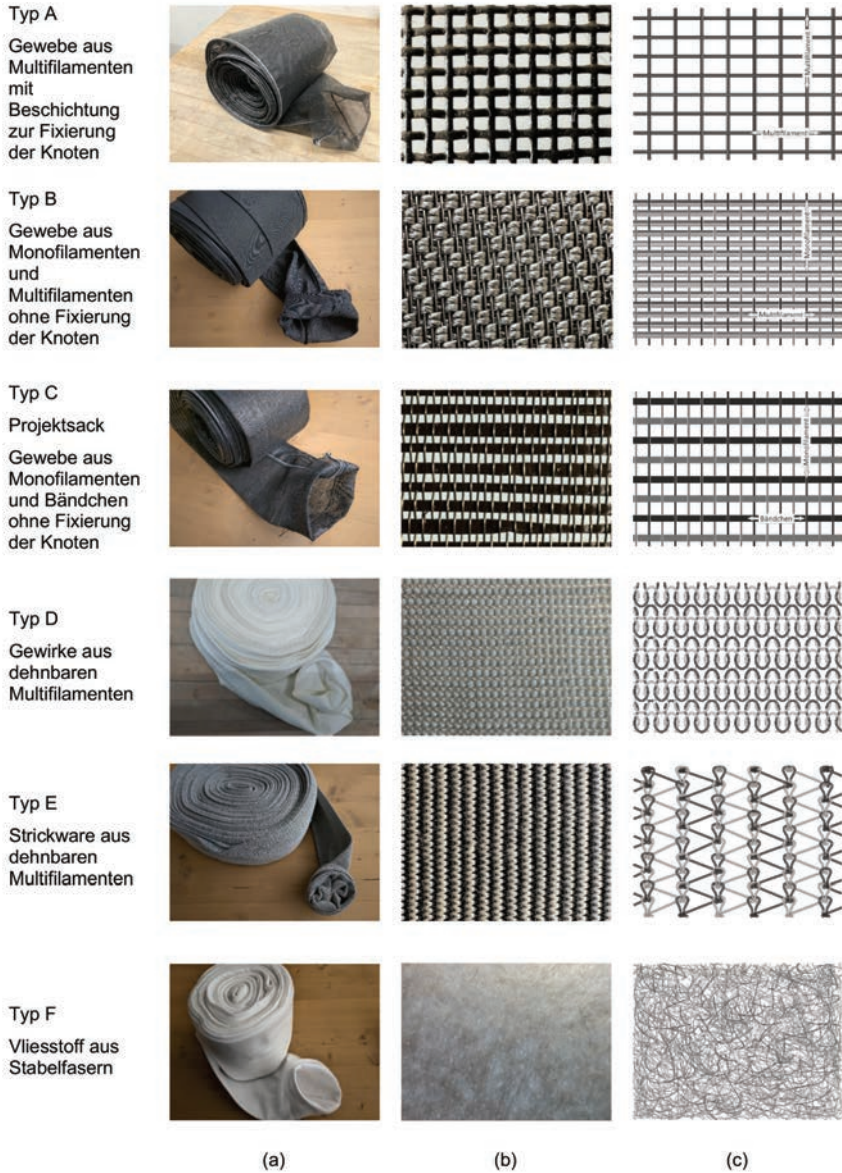


Bild 1, Geprüfte Geotextilsäcke: (a) Lieferform als Rollenware,

(b) Makroaufnahme 1:5, (c) Konstruktion

4.1 Berstprüfung

Der Ringdruck des Geotextilsackes kann mittels Berstprüfung untersucht werden. Allerdings gibt es kein normiertes Verfahren. Deshalb musste ein entsprechendes Prüfgerät entwickelt werden. Die Berstversuche wurden in einem Acrylglas DN200 durchgeführt, welches die maximal mögliche Ausdehnung darstellt. In einem Bohrloch ist die seitliche Begrenzung geringer. Lediglich in Hohlräumen (Klüften) kann sich der Geotextilsack bis zum Bersten ausdehnen.

Tabelle 2, Gemessener Berstdruck bei den Geotextilsäcken

Geotextilsack	Typ A	Typ B	Typ C	Typ D	Typ E1	Typ E2	Typ F
Gemessener Berstdruck [bar]	3,20	2,75	4,50	2,25	0,9	1,3	1,5

Die Geotextilsäcke weisen vor allem Schwächen an der Längsnaht auf. Manche Säcke versagen wegen geringer Reißfestigkeit der Fasern.

5 Feldversuche

Mit den Feldversuchen wurden die unterschiedlichen Eignungen der verschiedenen Geotextilsäcke in einem heterogenen, teils steinigen Baugrund getestet. Geprüft wurden insgesamt 36 Testanker in 12 Konfigurationen. Als Zugglieder für die Anker wurden 32 mm Gewindestangen verwendet. Aufgrund des lockeren Untergrundes wurden die Bohrlöcher mit 115 mm Durchmesser verrohrt gebohrt (Imlochbohrverfahren) und mit Rohren aus Lochblech versehen. Die Länge der Anker betrug jeweils 3.5 m. Die Anker wurden in einem Raster von ca. 5 – 7 m Abstand angelegt und senkrecht zur Böschung eingebaut. Die gegenseitige Beeinflussung der Anker wurde so vernachlässigbar. Im Feld wurden die Geotextilsäcke Typ A, B, D, E und F eingebaut. Geotextilsack Typ C wurde später als Prototyp entwickelt und ausschließlich im Labor getestet.

5.1 Ankereinbau

Der Mörtelschlauch wurde über die gesamte Länge der Ankerstange angebracht, so dass das Vermörteln im Loch von unten nach oben erfolgen konnte. Die obersten 1.5 m der Ankerstange wurden mit einem Rohr geschützt, so dass dieser geschützte Bereich den Verbund zwischen Ankerstab und Mörtel verhinderte. Es resultierte eine aktive Ankerlänge von 2.0 m.

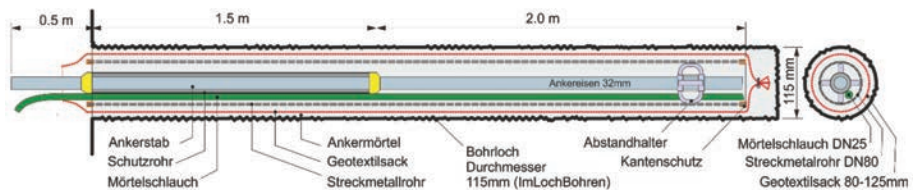


Bild 2, Systemskizze; Aufbau eines Ankers



Bild 3, Vorgefertigter Anker mit Schutzrohr, Distanzhalter und Mörtelschlauch

Bei der Fertigung der Anker außerhalb des Bohrlochs benötigten manche Geotextilsäcke besondere Aufmerksamkeit, weil ihre Durchmesser kleiner waren als die des Lochrohres. Aus diesem Grund mussten scharfe Kanten des Lochrohres extra verklebt werden, um Verletzungen am Geotextilsack beim Überziehen zu vermeiden. Trotz des erhöhten Arbeitsaufwandes konnten Verletzungen nicht vermieden werden.

5.2 Mörtelversuche mit Geotextilsäcken im Freien

Im Freien wurden die Geotextilsäcke ohne und mit Lochrohr mit Mörtel verpresst (Bild 4), um die Mörteldurchlässigkeit und die Festigkeit der Nähte zu überprüfen. Viele Längsnähte hielten dem Druck von bis zu 15 bar (gemessen an der Pumpe) nicht Stand und platzten auf (Bild 5). Der tatsächliche Druck im Geotextilsack wird auf max. 5 – 10 bar geschätzt.



(a)



(b)

Bild 4, (a) Geotextilsäcke mit Injektionsschlauch, ungefüllt

(b) Geotextilsäcke mit Streckmetallrohr, ungefüllt



(a)



(b)

Bild 5, Geotextilsäcke nach dem Vermörteln (a) ohne Streckmetallrohr schwache Naht des Geotextilsacks, Geotextil lässt fast keinen Mörtel durch, (b) mit Streckmetallrohr, an mehreren Stellen aufgerissenes Geotextil und Mörtelverlust

5.3 Vermörtelung

Verwendet wurden zwei verschiedene Typen Ankermörtel, Röfix CC 795 (Herstellungs-Chargen bis 31.12.2020) und Fixit 532. Beide sind vom BAFU zugelassen und unterscheiden sich durch die Körnung. Röfix weist eine Körnung von 0 bis 0,09 mm auf, Fixit 532 hat eine gröbere Körnung mit Durchmessern von 0 bis 0,9 mm. Entsprechend wurde Fixit 532 von feinmaschigen Geotextilen besser zurückgehalten.

5.4 Resultate der Feldversuche

Nach Durchführung der Ankerzugversuche kann Folgendes festgestellt werden:

- Der Mörtelverbrauch variiert generell zwischen moderat und sehr hoch.
- Die Bruchlasten/Auszieh Widerstände werden durch den Einsatz von Geotextilsäcken in der Regel um bis zu 70% reduziert.
- Aufgrund der vorliegenden Baugrundverhältnisse im Testgelände kann auf den Einsatz von Geotextilsäcken verzichtet werden.
- Hohe Bruchlasten bei manchen Ankern weisen auf eine Zerstörung des Geotextilsacks während dem Vermörtelungsprozess hin. Der Mörtel konnte unkontrolliert austreten, die Hohlräume ausfüllen und eine sogenannte „Zwiebel“ bilden, welche bei den Ausziehversuchen die hohen Bruchlasten hervorrief.

Die Wahrscheinlichkeit, im Testfeld in Felsberg einen Stein zu durchbohren, betrug 50% und entspricht ungefähr der Erfolgsquote von Ankern, die mit diesem Verfahren eingebaut wurden. Zusätzlich zu den durchbohrten Steinen wiesen diejenigen Geotextilanker eine hohe Tragfähigkeit auf, welche im unteren Bereich gerissen sind. Bei ihnen bildete der ausgetretene Mörtel eine Zwiebel, so dass der passive Erddruck über die Ankerlänge aktiviert wurde. Dies führte zwar zu einem guten Tragwiderstand, allerdings verfehlte der Ankersack seine Funktion, den Mörtelverbrauch zu reduzieren.



Bild 6, Ausbau der Anker, (a) kein Verbund mit dem Baugrund, (b) geringer Verbund mit dem Baugrund, (c) Durchbohren von Steinen im Baugrund

In homogenen und bindigen Böden kann auf die Verwendung von Geotextilsäcken verzichtet werden. Ihre Anwendung kann zur Reduktion des Tragwiderstandes führen, weil das Geotextil eine Sollbruchstelle bildet.

6 Laborversuche

Angesichts der mangelnden Vergleichbarkeit der Anker durch die Feldversuche und der unzureichenden Resultate wurden die Forschungsaktivitäten auf die Entwicklung von Prüfverfahren fokussiert. Dabei sollte der Einfluss des Baugrunds kontrolliert und eine Beschädigung der Geotextilsäcke beim Einbau möglichst ausgeschlossen werden.

6.1 Ankerprüfungen in Prüfboxen

Die Prüfbox mit dem Ausmaß 750 x 750 x 1500 mm wurde entwickelt, um Anker unter Großlabor-Bedingungen mit vergleichbaren Ausgangsbedingungen zu prüfen. Dieses Prüfverfahren erlaubt den Einbau von Anker im Maßstab 1:1 bis zu einer Länge von 1.5 m. Als Bodenaggregat diente Schaum-

glasschotter (Misapor). Mit diesem Test konnte der mögliche und erzielbare Verbund zwischen Anker und Boden sowie die Mörtelausbreitung bestimmt werden. Für die verwendeten Mörteltypen sind die meisten Geotextilsäcke praktisch undurchlässig.

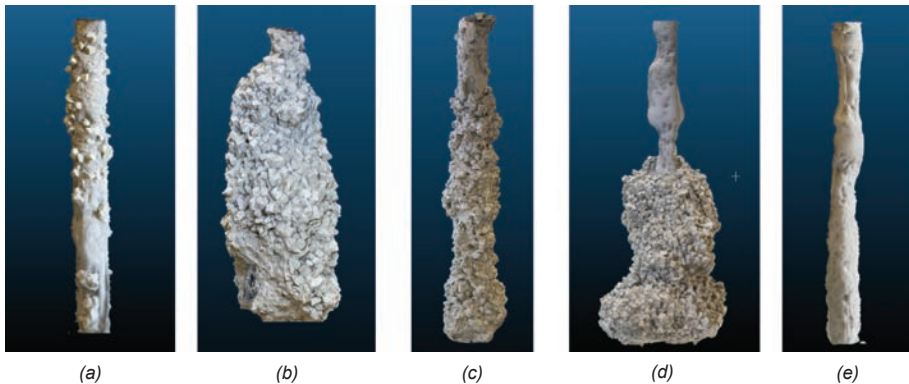


Bild 7, Beispiele von ausgebauten Anker in Prüfboxen, (a) Typ A mit Fixit 532 geringer Mörtelaustritt, (b) Typ A mit Röfix CC 795 sehr große Mörteldurchlässigkeit, (c) Typ C (entwickelter Projektsack) weist eine optimale Mörteldurchlässigkeit auf, (d) Typ E1 unkontrollierter Mörtelaustritt, Geotextilsack wurde bei allen Versuchen verletzt, (e) Typ F sehr geringe Mörteldurchlässigkeit, lässt keinen Verbund mit dem Baugrund zu

6.2 Prüfzylinder

Der Prüfzylinder (Bild 8) wurde entwickelt, um die Verbundfestigkeit von Anker mit dem Baugrund zu bestimmen. Diese Versuchsanordnung erlaubt den Ausschluss des Baugrundes als Haupteinflussfaktor auf den Auszieh widerstand des Ankers. Ein Standardanker wird über seine Länge bemessen. Die Tragfähigkeit wird durch den passiven Erddruck aktiviert, welcher durch den Reibungswinkel der Aggregate im Baugrund bestimmt wird. Die Ringplatte zwingt den Anker, entlang der Schnittstelle zwischen der verpressten Ankersäule und der Zuschlagsmatrix zu scheren.

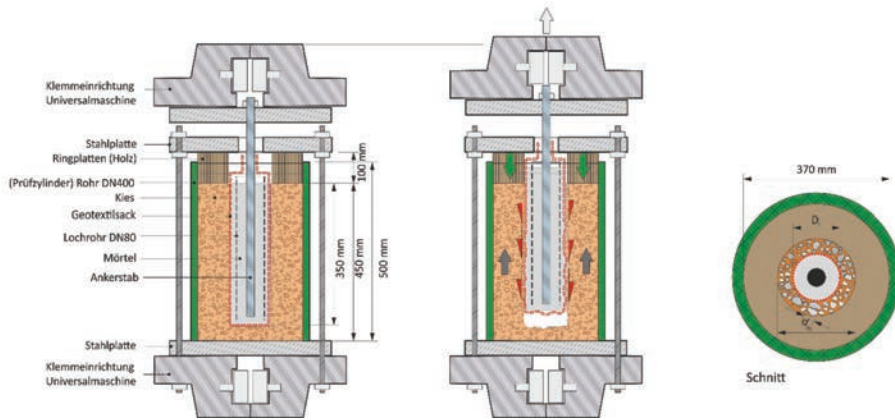


Bild 8, Skizze der Prüfzylinder, die Ringplatte liegt dabei auf dem Aggregat (Kies) im Prüfzylinder, der Ankerstab ist vom Mörtel umgeben, das Geotextil liegt zwischen Mörtel und Aggregat

Aus den Ergebnissen konnten die Materialeigenschaften der diversen Ankeroberflächen je nach Geotextilsack bestimmt und anschließend mit einer Finite-Elemente-Methode (FEM) erfolgreich integriert werden. Diese Eigenschaften sind maßgebend für die Ankertragfähigkeit und bilden die Ausgangslage für die Berechnung des maximalen Ausziehwiderstandes. Bei den Auszugversuchen aus den Prüfzylindern wurde in einigen Fällen beobachtet, dass der Mörtel entlang einer Sollbruchstelle zwischen Geotextil und Mörtel beim Herausziehen abgescherft wurde. Daraus resultierte die Feststellung, dass die Geotextilien eine Sollbruchstelle bilden.

7 Schlussfolgerung und Ausblick

Aus der Auswertung von gesammelten Ankerzugdaten aus der Praxis und aus den Feldversuchen konnte die gewünschte Reduktion des Mörtelverlustes durch den Einsatz von Geotextilsäcken nicht bestätigt werden. Aufgrund der großen Abhängigkeit des Mörtelverhaltens und der charakteristischen Öff-

nungsweite des Geotextilsackes ist eine Abstimmung des Geotextilsacks auf den Mörtel von großer Bedeutung. Die Forschungsarbeit konnte nachweisen, dass es Geotextilkonstruktionen gibt, welche für diese Anwendung geeignet sind.

Etwa die Hälfte der Geotextilsäcke ist für diese Anwendung mangels Robustheit nicht geeignet. Obwohl der Begriff Geotextilsack überall verwendet wurde, wird darauf hingewiesen, dass es sich nicht immer um ein Geotextil als Sackmaterial handelt.

Einige eingebaute Anker aus dem Feldversuch in Felsberg wurden ausgegraben. Ihre Untersuchung bestätigt die Auswertung der Erfahrungswerte, dass der Einsatz der verfügbaren Geotextilsäcke nur bedingt Vorteile bringt. Demzufolge ist die Anwendung von Geotextilsäcken für Anker ein Sonderfall. Erfolg können nur Geotextilsäcke versprechen, welchen auf den Mörtel abgestimmt sind.

Die Tauglichkeit von Geotextilsäcken als Ankersäcke kann durch verschiedene Testverfahren am Institut für Bauen im alpinen Raum überprüft werden.

Literatur

- 1 Schlussbericht
- 2 BAFU 04/07: Technische Richtlinie als Vollzugshilfe „Lawinenverbau im Anbruchgebiet“, 2007
- 3 ASTRA: Richtlinie Boden- und Felsanker, ASTRA 12005
- 4 Imad Lifa: Handbuch Bauen mit Geokunststoffen, 2019, ISBN 978-3-033-05017-4
- 5 Karl Josef Witt: Baugrund-Taschenbuch, Ernst und Sohn 2009, Teil 2, ISBN 978-3433-01845-3

Fundierungen von Steinschlagschutznetzen – Ergebnisse von 1:1 Versuchen

DI Lukas Wimmer*, Univ.-Prof. DI Dr.habil. Robert Hofmann

Universität Innsbruck, Arbeitsbereich für Geotechnik

* Vortragender: lukas.wimmer@uibk.ac.at

1 Veranlassung

Im alpinen Raum bedrohen Stein- und Blockschläge häufig Siedlungsräume und wichtige Verkehrsverbindungen. Steinschlagschutznetze und Dämme bieten bei einer solchen gravitativen Naturgefahr eine wirksame passive Schutzmaßnahme. Bei beengten Platzverhältnissen, moderaten Sprunghöhen und Energien bis 10 000 kJ kommen primär Steinschlagschutznetze zur Anwendung. Hersteller bieten dafür Steinschlagschutzsysteme in unterschiedlichen Energieklassen, verschiedensten Stütz- und Netzkonstruktionen an. Solche Steinschlagschutznetze werden in Europa in einer Zulassungsprüfung nach EAD 340059-00-106 [1] zertifiziert. Dabei wird das Steinschlagschutzsystem in unterschiedlichen 1:1 Versuchen mit einer definierten Energie (angestrebte Geschwindigkeit mit einem normierten Block) belastet. In Maximum-Energie-Level-Versuchen (MEL) wird die maximal aufnehmbare Energie des Schutzsystems getestet. Die Gebrauchstauglichkeit muss mit den Versuchen des Service-Energie-Levels (SEL) nachgewiesen werden. Die Energie des MEL-Treffers ist in etwa die dreifache Energie eines SEL-Treffers.

Die Fundierung des Steinschlagschutznetzes ist nicht Teil des Steinschlagschutzsystems und der Zulassungsprüfung, weshalb sie nach den gültigen Regelwerken konstruiert sowie zu bemessen ist. Bei gelenkig gelagerten Steinschlagschutznetzen wird dabei zwischen Fundierungen der Trag- und Abspannseile (in der Regel einzelne Mikropfähle) sowie Stützenfundierungen (Fundierung mit mehreren Mikropfählen, welche Zug- und Druckkräfte in den Boden ableiten) unterschieden. In Abbildung 1 ist exemplarisch ein

Steinschlagschutznetz mit der Benennung deren Strukturelementen und Fundierungen dargestellt.

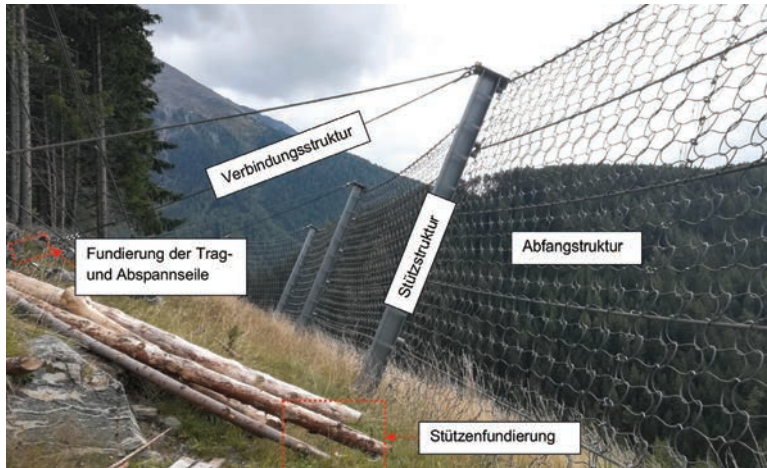


Abbildung 1: Steinschlagschutznetz mit den eingezeichneten Fundierungen und Strukturelementen (Foto: Wimmer)

2 Problemstellung

Nur durch eine zuverlässige Fundierung kann ein Steinschlagschutznetz sein Schutzziel erreichen. Selbst das größte Steinschlagschutznetz ist wirkungslos, wenn seine Fundierung nicht in der Lage ist, die auftretenden Einwirkungen aufzunehmen [2]. Um solche Einwirkungen aufnehmen zu können, werden in Europa zum Großteil Mikropfähle verwendet. Als Mikropfahl wird nach EN 14199:2015 [3] ein Pfahl mit einem maximalen Durchmesser von 30 cm bezeichnet, welcher axiale Druck- und oder Zugkräfte in den Untergrund ableitet. Im Falle eines Treffers in ein Steinschlagschutznetz kommt es zur außeraxialen, stoßartigen Belastung der Mikropfähle, wohingegen im konstruktiven Ingenieurbau Mikropfähle überwiegend axial statisch belastet werden. Die Herstellung der Pfähle erfolgt zudem im steilen unwegsamen Gelände, welches die Anforderungen an die Konstruktion und Herstellung maß-

geblich beeinflussen. Die Anforderung von Mikropfählen bzw. Fundierungen bei Schutzbauten gegen Naturgefahren unterscheiden sich somit von jenen der Geotechnik.

Werner Gerber [4] publizierte zusammen mit dem Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft (BUWAL) einen ersten Bemessungsvorschlag für Steinschlagschutznetze und dessen Fundierungen. Damit ist es möglich, die bei den Zulassungsprüfungen gemessene Seilkräfte in statische Ersatzlasten umzurechnen. Diese Ersatzlasten müssen anschließend als Einwirkungen für die Bemessung der Fundierung angesetzt werden. Grundlegend etablierten sich im Alpenraum in den vergangenen Jahren die Österreichische Richtlinie ONR 24810 [5] sowie die Schweizer Richtlinie „BAFU – Grundlagen für die Qualitätssicherung von Steinschlagschutznetzen und deren Foundation“ [2]. Für die Bemessung bei einem solchen stoßartigen Belastungsfall der Fundierungen liegen jedoch wenig ausreichende und überprüfbare technische Grundlagen vor.

Daher sind neue Regelwerke, wie die gerade in Bearbeitung stehende RVS 08.22.02, für diesen Anwendungsbereich erforderlich. Im Rahmen eines Forschungsprojektes am Arbeitsbereich für Geotechnik der Universität Innsbruck wurden unterschiedliche Mikropfähle und Stützenfundierungen in 1:1 Versuchen stoßartig belastet. Die Erkenntnisse dieser Untersuchungen dienen in weiterer Folge als Grundlage für die neue RVS 08.22.02 [6].

3 Versuchsaufbau – Methode

Angesichts der anspruchsvollen Fragestellung bezüglich der außeraxialen, stoßartigen Belastung von Mikropfählen fanden praxisnahe 1:1-Versuche statt, bei denen die Fundamente für Steinschlagschutznetze mithilfe einer speziellen Pendelanlage stoßartigen Belastungen ausgesetzt wurden. Diese Vorgehensweise ermöglichte es, Rückschlüsse auf das Tragverhalten verschiedener Mikropfählsysteme (Voll- und Selbstbohrhohlstabsysteme) [7] sowie unterschiedlicher Konstruktionen zu ziehen.

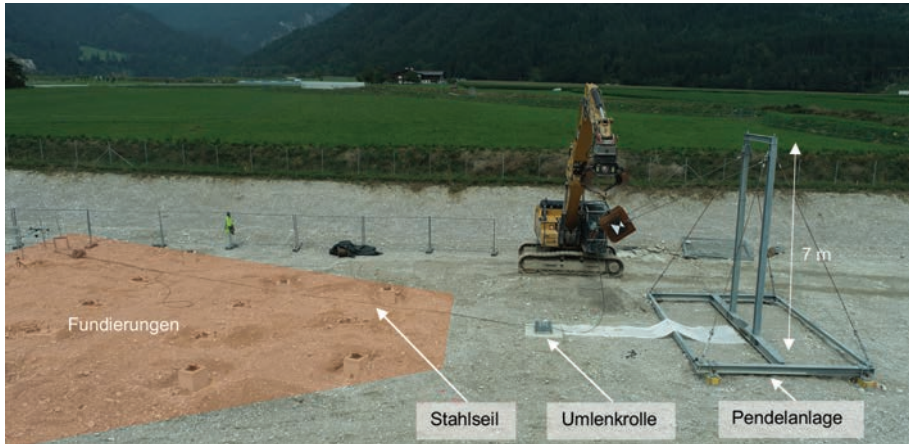


Abbildung 2: Übersicht der Versuchseinrichtung (Foto: Wimmer)

Die Pendelanlage für die Versuche in den Jahren 2022 [8] und 2023 [9] wurde in enger Zusammenarbeit mit unseren Projektpartnern entwickelt (Abbildung 2). Dabei trug ein Pendelrahmen von etwa 8 Metern Höhe eine Pendelmasse (Stahlbetonblöcke) von 1 bzw. 2,5 Tonnen. Um eine ähnliche Belastungszeit wie bei den Zulassungsversuchen für Steinschlagschutznetze zu erreichen, wurde das Pendel mittels eines Stahlseils mit den Fundamenten verbunden. Diese Konfiguration erlaubte es außerdem, mehrere Fundierungen von einer einzigen Pendelposition aus zu testen.

4 Ergebnisse und Schlussfolgerungen des Forschungsprojektes

In den vergangenen vier Jahren (2020 bis 2023) konnten so am Arbeitsbereich für Geotechnik der Universität Innsbruck über 175 Fundierungen von Steinschlagschutzverbauungen in stoßartigen Belastungsversuchen untersucht werden. Im Zuge der Versuche wurden Fundierungen von Trag- und Abspannseilen (einzelne Mikropfähle) und Stützenfundierungen untersucht. Im Folgenden wird ein Überblick über die Versuchsergebnisse gegeben, auch wenn die Auswertungen der Versuche noch nicht vollständig abgeschlossen ist.

4.1 Fundierungen der Trag- und Abspannseile (2020)

Um ein allgemeines Verständnis über das Tragverhalten von stoßartig belasteten Mikropfählen zu erhalten, wurden im ersten Jahr des Forschungsprojektes (2020) einzelne Mikropfähle mit verschiedenen Belastungsrichtungen und Lastniveaus in stoßartigen Belastungsversuchen untersucht. Diese Versuche fanden an Vollstäben ($\text{Ø} = 32 \text{ mm}$) sowie Selbstbohrhohlstäben ($\text{Ø} = 38 \text{ mm}$) und Mikropfahllängen zwischen 4 m und 6 m statt.

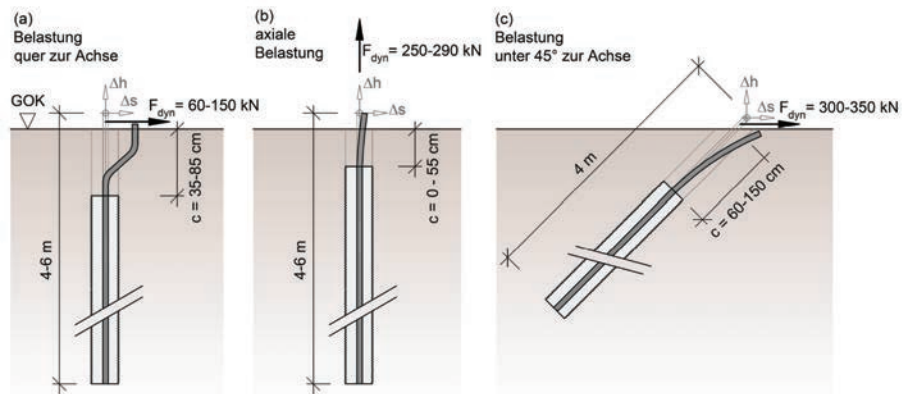


Abbildung 3: Stoßartige Belastung einzelner Mikropfähle und deren Beschädigungen

(c) am Verpressgut [7]

Die axialen Einwirkungen auf die einzelnen Mikropfähle lagen zwischen 250 kN und 290 kN. Dabei wurde der Verpresskörper bis zu einer Tiefe von 0 cm bis 55 cm unter der Geländeoberfläche beschädigt (Abbildung 3 b). Bei lateralen Einwirkungen kam es hingegen zu plastischen Verformungen der Tragglieder, wobei die Beschädigungen am Verpresskörper bis zu einer Tiefe von 35 cm bis 85 cm unter der Geländeoberfläche auftraten (Abbildung 3 a). Zusätzlich wurden einzelne Mikropfähle schräg, 45° zur Pfahlachse geneigt, in stoßartigen Belastungsversuchen untersucht. Bei den maximalen Einwirkungen von 300 kN bis 350 kN waren Abplatzungen am Verpressgut bis zu einer Tiefe von 150 cm unter die Geländeoberfläche feststellbar (Abbildung 3 c).

In den Versuchen hatte sich gezeigt, dass die Verformungen und damit einhergehende Beschädigungen der Verpresskörper im untersuchten Baugrund kaum vom verwendeten Stahltragglied abhängig waren. Durch die stoßartigen Einwirkungen von bis zu 350 kN kam es zu keinem Tragfähigkeitsverlust der Mikropfähle, wobei die axiale Lastabtragung für statische und stoßartige Belastungen ähnlich erfolgt. Bei der Freilegung der lateral, stoßartig belasteten Mikropfähle waren Beschädigungen der Verpresskörper nur im obersten Meterbereich feststellbar, auch die Auswertung der an den Stahltraggliedern applizierten Dehnmessstreifen bestätigten diesen Sachverhalt.

4.2 Stützenfundierungen (2021, 2022 und 2023)

Nach den Untersuchungen über das Tragverhalten von einzelnen Mikropfählen bei stoßartigen Belastungen wurden im zweiten Schritt Stützenfundierungen in 1:1 Belastungstests untersucht. Insgesamt konnten in den vergangenen drei Jahren über 15 unterschiedliche Stützenfundierungstypen, welche in der Praxis Anwendung finden, getestet werden. Bei Stützenfundierungen wurde unter anderem der Einfluss folgender konstruktiven Ausbildungen betrachtet:

- Einfluss unterschiedlicher Geometrien von Stützenplatten
- Einfluss der Größe von Betonfundamenten auf die Zuverlässigkeit der Fundierung
- Verwendung von Pfahlhalsverstärkungen am Druck- und Zugpfahl
- Einfluss der unterschiedlichen Mikropfahlsysteme (Voll- und Hohlstab-systeme)

In diesen Versuchsserien mit unterschiedlichen Geländeneigungen wurden Untersuchungen zur Stützenfundierung durchgeführt, die auf Gebrauchslastniveau (Service Energy Level – SEL) und Traglastniveau (Maximum Energy Level – MEL) stattfanden. Die Einwirkungen bei SEL-Niveau lagen zwischen 130 kN und 170 kN, während bei MEL-Versuchen Einwirkungsspitzen von ca. 260 kN bis 340 kN auftraten.

Bei sämtlichen Versuchen wurde beobachtet, dass bei Stützenfundierungen ohne Betonfundament Schäden an den Verpresskörper der Druck- und

Zugpfählen auftraten. Daher wird die Verwendung von Betonfundamenten bei Stützenfundierungen empfohlen, um eine zuverlässigere Stützenfundierung zu gewährleisten. Die Ergebnisse zeigten darüber hinaus keine signifikanten Unterschiede zwischen Voll- und Hohlstabsystemen. Bei Verwendung von Betonfundamenten erwies sich der Einfluss der Geometrie der Stützenplatte als vernachlässigbar, während die Größe des Betonfundamentes eine wesentliche Bedeutung hatte.



Abbildung 4: Stahltragglied am Übergangsbereich zum Betonfundament mit unzureichender Zementsteinüberdeckung (ohne Pfahlhalsverstärkung, links) sowie mit ausreichender Zementsteinüberdeckung durch eine Pfahlhalsverstärkung (rechts) (Fotos: Wimmer)

Eine weitere für die Praxis relevante Beobachtung betrifft den Übergangsbereich zum Betonfundament. In dieser Zone ist das Stahltragglied häufig nicht ausreichend mit Zementstein ummantelt, insbesondere wenn keine Pfahlhalsverstärkung (PHV) verwendet wird (Abbildung 4 a). Dies ist auf die Konstruktion und die Arbeitsabläufe bei der Herstellung zurückzuführen. Zunächst wird der Aushub für das Betonfundament vorgenommen, anschließend werden die Mikropfähle abgeteuft und bis zur Ebene des Aushubs verpresst, bevor das Schalen und Betonieren der Fundierung erfolgt. In diesem Übergangsbereich zwischen dem Niveau des Aushubs und der Schalung des Betonfundaments

ist das Stahltragglied häufig nicht ausreichend mit Zementstein ummantelt (Abbildung 4 a). Hingegen bietet eine Pfahlhalsverstärkung (PHV), die bis in das Betonfundament reicht und vollständig mit Verpressgut verfüllt wird, einen Schutz für das Tragglied in diesen Übergangsbereich (Abbildung 4 b). Darüber hinaus erhöhen Pfahlhalsverstärkungen die Biegesteifigkeit des Systems und somit die Zuverlässigkeit der Fundierung.

Zusammenfassend dienen die Versuchsergebnisse der vergangenen vier Jahre als Grundlage für neue Richtlinien (RVS 08.22.02, [6]), in denen konstruktive Vorgaben für Fundierungen von Trag- und Abspannseilen sowie Stützenfundierungen gegeben werden. Die Zuverlässigkeit von Steinschlag-schutzfundierungen konnte nur mithilfe eines länderübergreifenden Projektes evaluiert werden, bei dem Fundierungen in praxisnahen, stoßartigen 1:1 Versuchen getestet wurden.

5 Danksagung

Hiermit möchten wir unseren aufrichtigen Dank für die hervorragende Zusammenarbeit aller Projektbeteiligten aussprechen. Der größte Dank gilt dabei unseren Projektpartnern:

- ÖBB Infrastruktur AG
- Landesbaudirektion Bayern
- Schweizer Bundesbahnen AG
- Rhätische Bahn AG
- Wildbach- und Lawinenverbauung

Wir möchten unsere Anerkennung gegenüber POTYKA & Partner ZT GmbH, Mair Wilfried GmbH, Menard GmbH, Trumer Schutzbauten GmbH und dem Ingenieurbüro Brandner für ihre Unterstützung aussprechen. Zudem sind wir der Tiroler Wasserkraft AG für ihre großzügige Hilfe und Bereitstellung der Versuchsfelder 2020 und 2021 in Silz sehr dankbar. Abschließend möchten wir auch der Firma Ernst Derfesser GmbH für ihre Bereitstellung der Versuchsfelder für 2022 und 2023 danken.

Literatur

- [1] EOTA, EAD 340059-00-0106: Falling Rock Protection Kits, 2018.
- [2] R. Baumann und W. Gerber, Grundlagen zur Qualitätsbeurteilung von Steinschlagschutznetzen und deren Foundation, Bern: Bundesamt für Umwelt BAFU, 2018.
- [3] ÖNORM EN 14199:2016, Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau - Mikropfähle, Wien: Austrian Standards Institute, 2016.
- [4] W. Gerber, „Bemessung von Verankerungen basierend auf Daten der Typenprüfung von Schutznetzen gegen Steinschlag,“ FAN-Agenda, 2005.
- [5] ONR 24810:2021, Technischer Steinschlagschutz – Begriffe, Einwirkungen, Bemessung und konstruktive Durchbildung, Überwachung und Instandhaltung, Austrian Standards Institute, 2021.
- [6] RVS 08.22.02, Fundierung von Steinschlagschutznetzen. Entwurf, Österreichische Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr, 2024 in Bearbeitung.
- [7] R. Hofmann (Hrsg.) und L. Wimmer, „Versuche mit Mikropfählen bei statischer und stoßartiger Belastung,“ (unveröffentlicht), Universität Innsbruck – Arbeitsbereich für Geotechnik, Innsbruck, 2021.
- [8] R. Hofmann (Hrsg.) und L. Wimmer, „Bericht über Versuche an Fundierungen von Steinschlagschutzverbauungen bei stoßartiger Belastung im geneigten Gelände,“ (unveröffentlicht), Universität Innsbruck - Arbeitsbereich für Geotechnik, Innsbruck, 2023.
- [9] R. Hofmann (Hrsg.) und L. Wimmer, „Bericht über Versuche an Fundierungen von Steinschlagschutzverbauungen bei stoßartiger Belastung 2023,“ (unveröffentlicht), Universität Innsbruck – Arbeitsbereich für Geotechnik, Innsbruck, 2024.
- [10] R. Hofmann (Hrsg.) und L. Wimmer, „Versuchsprogramm: Fundierung von Steinschlagschutzverbauungen bei stoßartiger Belastung,“ (unveröffentlicht), Universität Innsbruck – Arbeitsbereich für Geotechnik, Innsbruck, 2022.



- **FARFALLA Böschung**
 - Straßen- und Forstwegebau
 - Sanierung von Rutschungen
 - Schneller und einfacher Einbau
 - Erhältlich in 2 Baugrößen
- **FARFALLA Bach- und Rensenverbauung**
 - Stabilisierung von Gerinnen (Bächen / Rensen)
 - Alternative zu Sperren aus Holz
 - Schneller und einfacher Einbau
 - Erhältlich in 3 Baugrößen
- **Lawenschutzbauten aus Stahl**
 - Stahlschneebrücken Dk-2,0 bis Dk-5,0
 - Triebsschneewände
 - Lawinenablenkwände
 - Lawinenablenkzeuge
 - Gleitschutzböcke GSB-1,5
- **Stahlwasserspulen**
 - Selbstreinigend
 - Längen 4 bis 6 Meter



Block 3
Hochwasserschutz und
Wildbachverbauung

Vorsitz DI Markus Federspiel
Abteilungsleiter Abteilung Wasserwirtschaft,
Land Tirol, Innsbruck

Hochwasserschutz und Verkehrsberuhigung in Innichen (BZ) – Eine kombinierte Lösung

DI Sandro Gius, DI Fabio De Polo

Amt für Wildbach- und Lawinerverbauung Ost – Agentur für Bevölkerungsschutz

Autonome Provinz Bozen, C. Battististr. 23 – 39100 Bozen;

wildbachverbauung.ost@provinz.bz.itmail.com

* Vortragender: sandro.gius@provinz.bz.it

1 Die Chronik

Innichen befindet sich im Hochpustertal am Ausgang des Sextnertales in der Osthälfte Südtirols.



*Bild 1, Übersichtskarte Südtirols,
Geobrowser Maps*



*Bild 2, Orthophoto 2020,
Geobrowser Maps*

Der Zusammenfluss des Sextnerbaches, welcher das Sextnertal vom Südosten kommend entwässert, und der Drau, die wenige Kilometer weiter westlich zwischen Toblach und Innichen entspringt, liegt inmitten der Marktgemeinde. Die zwei Wasserläufe fließen durch die einzige Portion des Südtiroler Gebietes, die zum Einzugsgebiet des Schwarzen Meeres gehört.

Die Marktgemeinde ist seit jeher den Überschwemmungen des Sextnerbaches und der Drau ausgesetzt. Die Aufzeichnungen sind auch dank der Präsenz des Benediktinerklosters aus dem Jahre 769 und der Stiftkirche aus dem Jahre 1280, welche als der bedeutendste romanische Sakralbau des gesamten Ostalpenraums angesehen wird, zahlreich.

Die ersten Aufzeichnungen zu Hochwässern und Überschwemmungen stammen aus dem Jahr 1493 (Platzer M.,2018). Aus den folgenden Jahrhunderten gibt es zahlreiche Aufzeichnungen über Ereignisse, die Sachschäden verursachten und Menschenleben kosteten.

Die wohl größte Überschwemmung fand im Jahre 1882 statt. Am 11. September dieses Jahres setzte landesweit eine mehrtägige, überaus ergiebige Regenperiode ein. In nur fünf Tagen fielen 150 bis 250 Millimeter Niederschlag. Mehrere Häuser (ca. 18), Brücken und Schutzdämme wurden von den Wassermassen weggerissen.

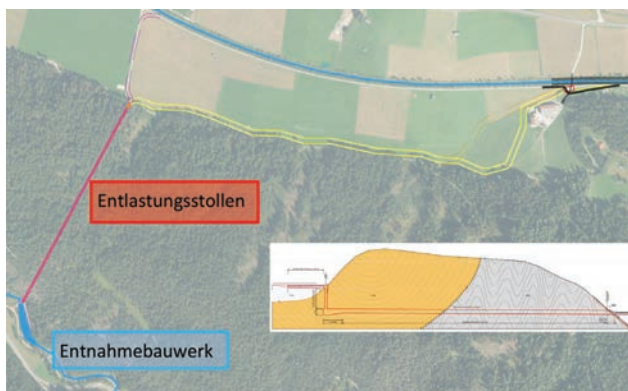
Am 2. und 3. September 1965 fielen innerhalb von 48 Stunden 156,8 mm Niederschlag. Das Gebiet zwischen Sexten, Innichen, Vierschach und Winnebach wurde überschwemmt, wobei die Häuser bis zu zwei Meter im Wasser standen. Die Felder zwischen Innichen und Vierschach erwiesen sich als wichtige Retentionsräume für die Drau. Ein Jahr darauf spitzte sich die Lage am 17. August wieder zu. Nach vier Tage Regen, in denen beachtliche 196,3 mm Niederschlag fielen, brach die Drau unterhalb von Vierschach erneut aus und bedrohte die Grenzgebäude in Winnebach. In Innichen wurde die kurz zuvor errichtete Uferschutzmauer fortgespült.

Im Jahre 2018 kam es, auf Grund des Sturmtiefs VAIA, mitten in der Ausarbeitung des Hochwasserschutzprojektes abermals zu Überschwemmungen in einigen Teilen von Innichen mit mehreren überfluteten Kellern und Tiefgaragen. Einerseits uferte der Sextnerbach örtlich auf der orographisch linken Seite oberhalb des Zusammenflusses mit der Kleinen Drau aus, andererseits wurde die Kleine Drau durch die extreme Wasserführung ihres Vorfluters zurückgestaut und konnte nicht abfließen, was ebenfalls zu Ausuferungen führte. Die Niederschlagssummen und Intensitäten lagen ähnlich hoch wie im Jahre 1965 und erreichten an der Wetterstation Rotwandwiesen in Sexten 363,3 mm in 72 Stunden.

2 Eine Idee wird geboren

Um die Hochwassergefahr endgültig in Innichen zu bannen, wurde eine erste Machbarkeitsstudie in Auftrag gegeben. Es wurden 3 Varianten entworfen:

- 1) Über einen Hochwasserentlastungsstollen sollte das Hochwasser an Innichen vorbeifließen und in die Drau über einen Altarm nach Überflutung des angrenzenden Talbodens zurückgeführt werden.



*Bild 3: Variante A in der Gemeinde Innichen – Südtirol – Italien / Technischer Bericht
HWS Innichen (Agentur für Bevölkerungsschutz der Autonomen Provinz Bozen)*

Seit Jahren leidet Innichen unter dem Transitverkehr in Richtung Sexten, insbesondere in der Ferienzeit im Sommer und in der Weihnachtszeit. Um beide Probleme zu lösen, wurde die Idee geboren, ein Mehrzweckbauwerk zu entwerfen.

Die nächsten zwei Varianten tragen auch der Verkehrsproblematik Rechnung.

- 2) Die Variante C) sah die Errichtung einer Talsperre als Dosierbauwerk für das Hochwasser und ein Entnahmebauwerk für einen längeren Entlastungsstollen zwischen Sexten und Innichen vor, welcher Hochwässer mit kürzeren Wiederkehrzeiten aufnehmen sollte und unterhalb des geplanten Umfahrungstunnels von Innichen verlaufen sollte.

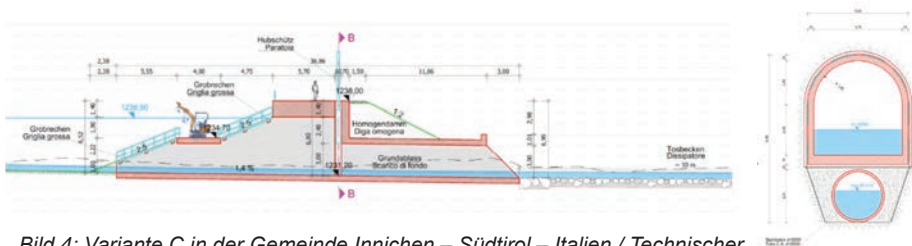


Bild 4: Variante C in der Gemeinde Innichen – Südtirol – Italien / Technischer Bericht HWS Innichen (Agentur für Bevölkerungsschutz der Autonomen Provinz Bozen)

3) Die Wahl fiel auf die Variante B.

Die Umfahrung von Innichen im Osten, die einen Tunnel zwischen dem Sextnertal und dem Drautal vorsieht, soll die Verkehrslage im Dorf wesentlich verbessern. Bei drohender Hochwassergefahr soll der Straßentunnel (ca. 480 m) zudem als Hochwasserentlastungsstollen fungieren.

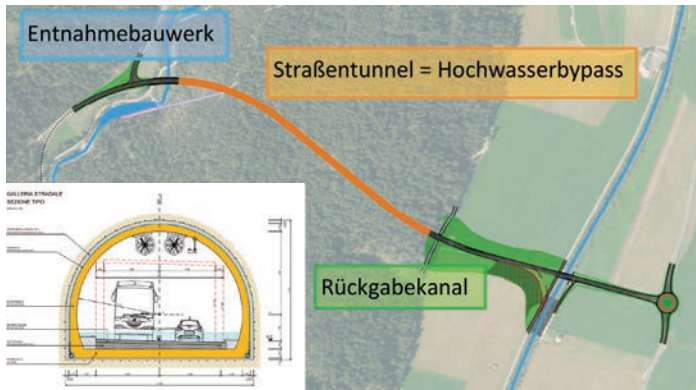


Bild 5: Schema der Mehrzweckanlage in der Gemeinde Innichen – Südtirol – Italien / Technischer Bericht HWS Innichen (Agentur für Bevölkerungsschutz der Autonomen Provinz Bozen)

Auf Grund einer Unwettervorhersage und bei Erreichen von bestimmten Abflusswerten, soll die Umfahrung vorübergehend gesperrt und der Verkehr durch das Dorf umgeleitet werden. Nach einer Inspektionsfahrt kann die Aktivierung der Hochwasserentlastungsanlage freigegeben werden. Die we-

sentlichen Bestandteile der Anlage sind: ein Geschiebe- und Wildholzrückhaltebecken, ein Hochwasserentnahmebauwerk, der Entlastungsstollen, ein Energievernichter und das Rückgabebauwerk.

Eine Reihe von ökologischen Ausgleichsmaßnahmen vervollständigen das Projekt, das sich zurzeit in der Genehmigungsphase befindet.

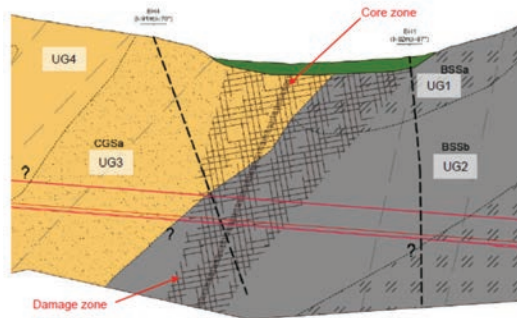
3 Geologische Rahmenbedingungen

Das Projektgebiet befindet sich südlich der sog. Pustertaler Linie als Teil der Periadriatischen Naht im Südalpin. Nördlich davon erstreckt sich das Austroalpin. Der Bypass quert östlich von Innichen den felsigen Rücken zwischen Sextner- und Drautal. Er beginnt im Bereich des Sextner Konglomerats, um dann nach Durchlauf einer Kontaktzone in die Quarzphyllit der Brixner Einheit zu münden. Der Rücken ist von einer dünnen Schicht von Lockermaterial mit einigen torfigen Stellen überdeckt. Oberhalb von 1250 m finden wir besonders im SSW-Teil Gletscherablagerungen und Hangschutt. Am Hangfuß kommen sowohl auf der Seite des Sextner Tales als auch auf der Drauseite alluviale und fluvioglaziale Ablagerungen vor.



Bild 6: Ausschnitt aus der Carta geologica d'Italia – Foglio 16 Dobbiaco

Zur Vertiefung der geologischen, geomorphologischen und hydrogeologischen Kenntnisse führte man eine Reihe von Felduntersuchungen durch. Es wurden 13 Erkundungsbohrungen mit und ohne Kerngewinnung, teilweise mit BHTV, abgeteuf. Entlang der Tunnelachse wurden eine Reflexionsseismik sowie ein Vertikales Seismisches Profil (VSP) erstellt. Immer auf der gleichen Achse gab man eine Widerstandsgeoelektrik in Auftrag. Im Rahmen der Felderhebungen konnten auch kritische Bereiche im Bereich der Tunnelportale identifiziert werden, für die technische Verbauungen notwendig sind. Auf der Basis der gewonnenen Daten war es möglich, das geologische Modell zu erstellen und folglich die Kontaktzone zwischen den Phylliten und dem Sextner Konglomerat zu orten. Die Länge der geschädigten Zone entlang des Tunnels beträgt ca. 60 m.



*Bild 7: Längsprofil N-S in Bereich der Störungszone – Technischer Bericht HWS Innichen
(Agentur für Bevölkerungsschutz der Autonomen Provinz Bozen)*

Durch zusätzliche Boden- und felsmechanische Untersuchungen wurden die Parameter zur zahlenmäßigen Charakterisierung der Materialien ermittelt.

4 Hydrologie und Hydraulik

Der Gefahrenzonenplan der Gemeinde Innichen wurde für den Teil Wassergefahren im Jahre 2011 erstellt. Zur Festlegung des Bemessungsabflusses

wurden die Daten der Pegelstationen von Sexten am Sextnerbach sowie Vierschach und Arnbach (Osttirol) an der Drau ausgewertet. Damals waren die Messreihen mit 12 Jahren für Sexten und 21 Jahren für Vierschach auf Südtiroler Seite eher kurz. Die neue Auswertung im Jahre 2022 verfügte über zusätzliche 11 Jahre an Daten und, noch wichtiger, über die Erkenntnisse, welche der Sturm VAIA im Jahr 2018 gebracht hat. Die Wiederkehrzeit des Extremereignisses wird zwischen 80 und 100 Jahre geschätzt. Auch die Abflusswerte am Staudamm unterhalb von Sexten wurden von der Alperia Group zur Verfügung gestellt. Das führte zu einer Überarbeitung der dem Gefahrenzonenplan zugrunde liegenden Abflusswerte. Die auf der Höhe des Streichwehrs angenommenen Bemessungshochwasserwerte inklusive Feststoffe wurden bei einem Einzugsgebiet von ca. 106 km² somit folgendermaßen festgelegt:

HQ30	HQ100	HQ300
45 m ³ /s	70 m ³ /s	100m ³ /s

Es wurde entschieden die Aktivierung des Bypasses ab einem Hochwasserabfluss von 40 m³/s vorzunehmen, was einer Wiederkehrszeit von ca. 20 Jahren entspricht. Für die Kleine Drau, die in den Sextnerbach in Innichen mündet, wurden die folgenden Abflusswerte angenommen:

HQ30	HQ100	HQ300
4 m ³ /s	7 m ³ /s	10 m ³ /s

Das ermöglicht die Ertüchtigung der hydraulischen Querschnitte des Sextnerbaches und der Drau im Bereich der Ortschaft auf ein Mindestmaß zu reduzieren, ohne eine Absenkung der Flusssohle vorzunehmen, welche auf Grund des teilweise aufgesattelten Verlaufes der Wasserläufe als sehr bedenklich im Hinblick auf Wasserverluste gewertet wird.

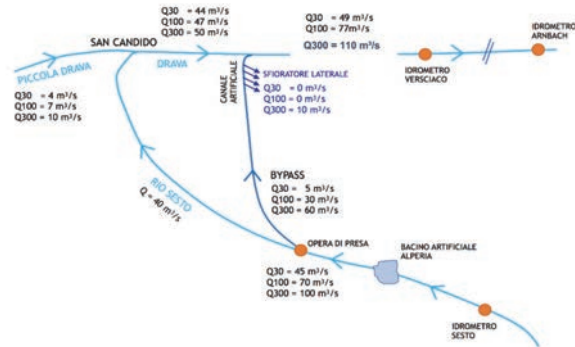


Bild 8: Hydraulisches Schema des Projektes / Technischer Bericht HWS Innichen
(Agentur für Bevölkerungsschutz der Autonomen Provinz Bozen)

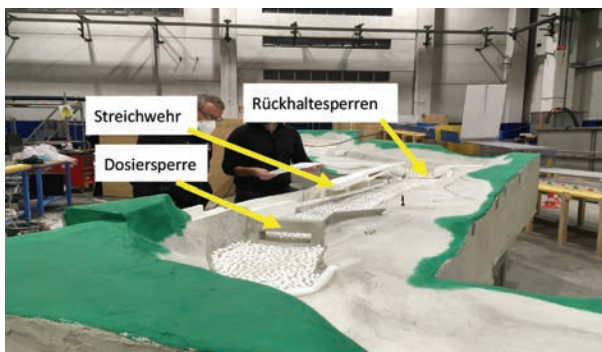
Zur Unterstützung der numerischen Modellierung von hydraulischen Phänomenen mit einer starken dreidimensionalen Komponente beschloss das Amt für Wildbach- und Lawinenverbauung Ost im Einvernehmen mit den Planern, eine Forschungsarbeit in Auftrag zu geben, mit dem Ziel zwei physische Modelle des Fassungsbauwerkes sowie des Energievernichters und des Rückgabebauwerkes zu erstellen. Der Auftrag wurde an die Freie Universität Bozen erteilt, welche im Neuen Thermo Fluid Dynamics Lab die Untersuchungen durchführte.

4.1 Ableitungsbauwerk

Beim Modell des Entnahmebauwerkes ging es um die Überprüfung der hydraulischen Funktionsweise der vorgelagerten Rückhaltesperren, des Streichwehrs und der abschließenden Dosiersperre sowohl bei Reinwasserabfluss als auch im Falle von starkem Geschiebetrieb.

Abgesehen von einem Tor, welches den Einlass des Wassers in den Bypass regelt, sieht das Entnahmebauwerk keine mobilen Teile vor. Das physische Modell hat besonders im Fall von Feststofftransport eine Optimierung bei der Festlegung der Kote des Überlaufes ermöglicht. Die Ergebnisse des mathematischen Modelles konnten im Großen und Ganzen bestätigt und

kleine Anpassungen vorgenommen werden, um das Eindringen von Geschiebe durch die Öffnungen des Streichwehrs vorzubeugen.



*Bild 9: Physisches Modell des Entnahmebauwerkes / Technischer Bericht HWS Innichen
(Agentur für Bevölkerungsschutz der Autonomen Provinz Bozen)*

Ein mobiler Kran über dem Streichwehr wird die Entfernung von anfallendem Wildholz ermöglichen, welches allerdings im Normalfall von den vorgelagerten Rückhaltesperren abgefangen werden soll.

Die gewässerökologische Durchgängigkeit und der ungehinderte Geschiebetransport sollen durch das Dosierfenster auf dem Niveau des Bachbettes garantiert werden.

4.2 Rückgabebauwerk

Der Straßentunnel weist ein Gefälle von 7,7 % auf. Das Wasser erreicht eine Geschwindigkeit kurz vor dem Durchfallschacht von 10,5 m/s. Das ist der wichtigste kritische Punkt des Rückgabesystems. Die Gestaltung der Energievernichtungskammer ist in mehreren Phasen erfolgt und hat einen wiederholten Umbau des physischen Modells mit sich gebracht.

Das angeschlossene Rückgabebauwerk ist 120 m lang und besitzt 11 Öffnungen. Das Längsgefälle beträgt 0,5 %. Dieses ist in dem Straßenkörper integriert, der das Drautal quert.

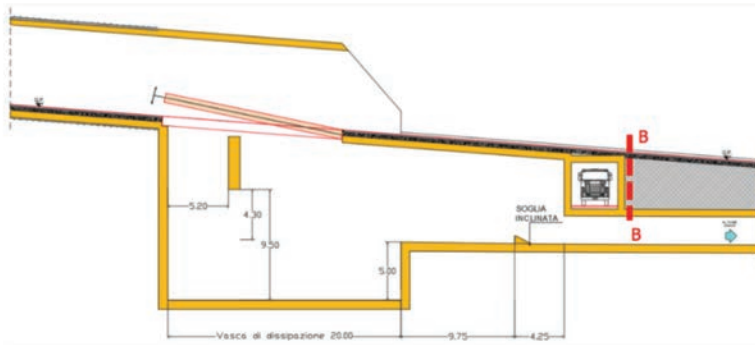


Bild 10: Physisches Modell des Durchfall- und Energievernichtungsschachtes / Technischer Bericht HWS Innichen (Agentur für Bevölkerungsschutz der Autonomen Provinz Bozen)

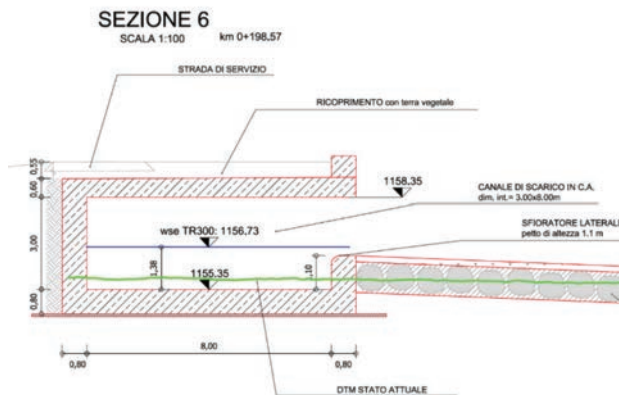
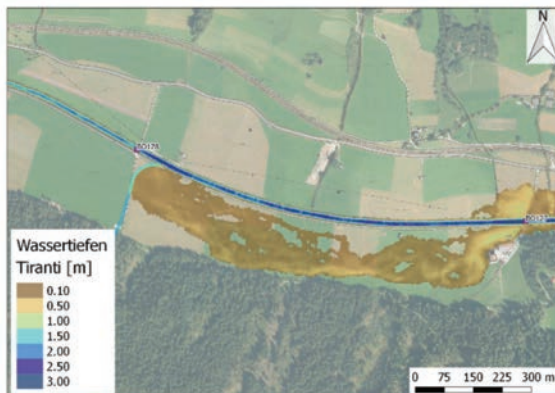


Bild 11: Schnitt des Rückgabebauwerkes – Technischer Bericht HWS Innichen (Agentur für Bevölkerungsschutz der Autonomen Provinz Bozen)

Die Überflutung des Talbodens des Drautaales erfolgt ab einer Wasserführung im Bypass von $30 \text{ m}^3/\text{s}$, was der Menge entspricht, die bei einem 100-jährigen Ereignis abgeleitet wird. Der Rückgabekanal wurde auch für den Fall eines Abflusses bei erhöhten Rauigkeitsbeiwerten wegen Beschädigung der Betonoberfläche verifiziert. Um eventuelle Räumungs- und Instandhaltungsarbeiten maschinell zu ermöglichen, konnte eine lichte Höhe, trotz schwierigen

Rahmenbedingungen (Längsgefälle, Einsehbarkeit des das Tal querenden Straßenkörpers), von 3,00 m garantiert werden.



*Bild 12: Überflutung des Talbodens für ein 300-jähriges Ereignis – Technischer Bericht
HWS Innichen (Agentur für Bevölkerungsschutz der Autonomen Provinz Bozen)*

Die veranschlagten Kosten belaufen sich auf ca. 50 Mio. Euro.

Die Realisierung des Bypasses wird eine Überarbeitung des zurzeit geltenden Gefahrenzonenplanes für Innichen mit einer generellen Rückstufung der Gefahr ermöglichen. Eine Restgefahr für Ereignisse mit weit höheren Wiederkehrzeiten als 300 Jahre, wie im Plan berücksichtigt, bleibt bestehen.

Literatur

- 1 Platzer Matthias, 2018, Ausführlicher Bericht – Wassergefahren / Gefahrenzonenplan der Gemeinde Innichen, Bozen.
- 2 Bilder 3-11: Technische Berichte zum Projekt „Maßnahmen zur Reduzierung des Hochwassergefahr in Innichen“ – Bietergemeinschaft Südtiroler Fachgruppe für Innichen in Auftrag von Agentur für Bevölkerungsschutz der Autonomen Provinz Bozen.

Finanziert mit Mitteln des „Europäischen Fonds für regionale Entwicklung“

Plausible Wertebereiche für Geschiebefrachten von Wildbachbemessungsereignissen

DI Dr. Johannes Kammerlander^{1,*} und DI Markus Moser²

¹ Wildbach- und Lawinenverbauung, GBL Außerfern, Lechaschau

² Wildbach- und Lawinenverbauung, Fachzentrum Wildbachprozesse, Tamsweg

* Vortragender: johannes.kammerlander@die-wildbach.at

1 Einleitung

Für die Planung von Wildbachschutzmaßnahmen und für die Ausweisung von Wildbachgefahrenbereichen ist die Geschiebefracht im Bemessungsereignis eine wesentliche Kenngröße. In der Wildbachverbauung ist das Bemessungsereignis häufig mit einer Wiederkehrwahrscheinlichkeit von zirka 150 Jahren definiert.

Die Verfahren für die Geschiebefrachtermittlung von Wildbachbemessungsereignissen sind sehr vielfältig. Die Palette reicht von einfachen, empirischen Faustformeln, über morphologische Feldkartierungen bis hin zu numerischen Computersimulationen. Es existieren hier wenige Standards und das Ergebnis der Geschiebefrachtermittlung ist in hohem Maße von dem/der einzelnen Bearbeiter/in und dessen/deren Erfahrung abhängig. Keines der genannten Verfahren ist per se besser als ein anderes.

Im letzten Jahrzehnt wurden in Österreich mehrere Wildbachereignisse mit massiven Geschiebefrachten dokumentiert, deren Größenordnung sogar Experten überraschte. Das Fachzentrum Wildbachprozesse des Forsttechnischen Dienstes für Wildbach- und Lawinenverbauung (WLV) befasst sich daher aktuell mit den Methoden der Geschiebefrachtermittlung von Wildbachbemessungsereignissen. Ein Arbeitsziel ist es, die Größenordnung der Geschiebefrachten aus den jüngeren Ereignisdokumentationen zu erheben und daraus plausible Wertebereiche für Wildbachbemessungsereignisse abzuleiten.

Die hier präsentierten Ergebnisse stellen den aktuellen Zwischenstand dieses Vorhabens dar und die Wertebereiche sind als Entwurf zu sehen. Sie sollen es aber dem/der Praktiker/in trotzdem ermöglichen, die individuelle Geschiebefrachtermittlung einfach und schnell auf ihre Plausibilität zu überprüfen.

2 Datengrundlage

Bei den Daten handelt es sich um standardisierte Wildbachereignisdokumentationen der WLW (ErDok) vom Zeitraum 2012 bis 2019 in Tirol. Für die Auswertungen werden die dokumentierten Geschiebefrachten, der Prozesstyp, die Größe und die morphologische Disposition der Einzugsgebiete herangezogen.

Die Geschiebefrachten (Ereignisfrachten) gehen auf die dokumentierten Ablagerungs- und Rückhaltevolumina zurück, welche in der Regel auf feldbasierten Schätzungen beruhen. Der Begriff Geschiebefracht umfasst hier alle ereignisrelevanten Feststoffe, auch Schwebstoffe. Die dokumentierten Ablagerungs- und Rückhaltevolumina sind in der Regel wassergesättigt und in aufgelockertem Zustand. Das dokumentierte Volumen ist somit vermutlich größer als bei seiner ursprünglichen Lagerung. Andererseits ist der Durchtransport in den Vorfluter nicht erfasst, was einer Unterschätzung des Volumens gleichkommt (Schwebstoff und Wandergeschiebe). Die Unsicherheitsspannweite dieser Ereignisfrachten wird daher pauschal bei einem Faktor 2 vermutet.

Der Prozesstyp geht ebenfalls auf die Ereignisdokumentationen zurück. In dieser Auswertung wird hier aber nur zwischen fluviatilen und murartigen Verlagerungsprozessen gem. ONR 24800 unterschieden. Eine feinere Aufgliederung ist aufgrund der geringen Datengröße derzeit nicht zielführend.

Die Einzugsgebietsflächen basieren auf den Flächenangaben im Wildbach- und Lawinenkataster der WLW. Im Rahmen der Datenprüfung wurde kontrolliert, ob sich die dokumentierten Ereignisse tatsächlich auf das Gesamteinzugsgebiet beziehen, oder das jeweilige Ereignis (bzw. die dokumentierte Geschiebefracht) in einem Teileinzugsgebiet stattfand. Die Unsicherheitsspannweite der Einzugsgebietsfläche wird pauschal bei wenigen Prozent

vermutet, jene für das ereignisrelevante Einzugsgebiet (für die Geschiebefracht beitragende Fläche) liegt vermutlich höher.

Im Rahmen der Sichtung aller dokumentierten Ereignisse wurde jedes betroffene Einzugsgebiet auch hinsichtlich seiner Geschiebebereitstellung bewertet und einer von vier Kategorien zugeordnet. Diese Bewertung erfolgte gutachterlich anhand der topografischen Merkmale Grabeneintiefung/Gerinnedichte, vorhandener Lockermaterialkörper und Schwemmkegel. Es handelt sich somit um die morphologische Disposition für hohe Geschiebefrachten und die Grundlage für diese Klassifizierung waren das Geländemodell (Schummerung) und das Orthofoto.

3 Ergebnisse

3.1 Datenanalyse

Die Gegenüberstellung der dokumentierten Geschiebefrachten mit der Einzugsgebietsgröße (EZG-Fläche) zeigt eine positive Korrelation, aber auch eine sehr große Streuung über drei Größenordnungen (Faktor 1000; Bild 1a). Die Gruppierung der Daten je nach Prozesstyp verringert die Streuung deutlich (Bild 1b).

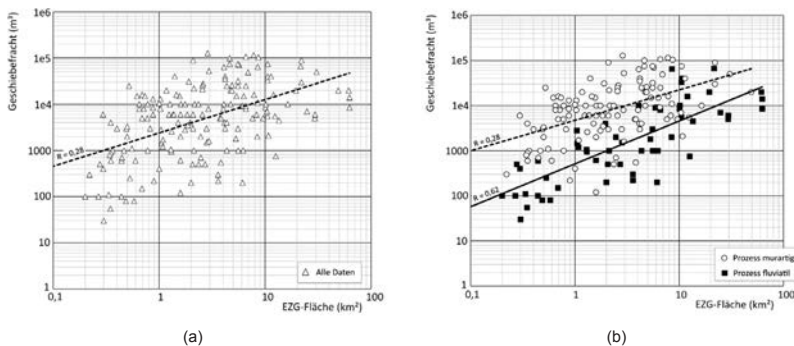


Bild 1, (a) Zusammenhang zwischen Geschiebefracht und Einzugsgebietsgröße aller Daten, (b) Zusammenhang zwischen Geschiebefracht und Einzugsgebietsgröße mit Datengruppierung nach Prozesstyp

3.2 Murartige Ereignisse

In Bild 2 werden nun die Ereignisfrachten der 117 murartigen Wildbachereignissen in Tirol aus den Jahren 2012 bis 2019 gegen deren Einzugsgebietsfläche geplottet.

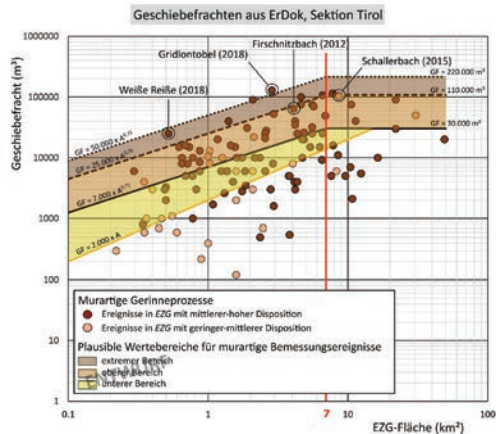


Bild 2, Geschiebefrachten von 117 murartigen Wildbachereignissen in Tirol aus den Jahren 2012 bis 2019. Im Zuge der Datenprüfung wurde jedes Wildbacheinzugsgebiet hinsichtlich seiner morphologischen Disposition für hohe Geschiebefrachten klassifiziert.

Die Ereignisfrachten der Einzugsgebiete mit hoher Disposition liegen tendenziell höher als jene in Einzugsgebieten mit geringer Disposition. Für all die Ausnahmen (Einzugsgebiete mit hoher Disposition, aber geringer Ereignisfracht) wird angenommen, dass es sich jeweils um kleine Ereignisse gehandelt hatte.

Auf Grundlage dieser Punktwolke werden nun drei Bereiche ausgewiesen. Es handelt sich hier um einen Vorschlag zu plausiblen Wertebereichen von Geschiebefrachten für murartige (150-jährliche) Bemessungsereignisse. Da die dokumentierten Geschiebefrachten keiner Jährlichkeit zugeordnet werden können, mussten dafür folgende Annahmen bzw. Festlegungen getroffen werden:

- Der untere Bereich wurde mit den Ereignisfrachten der Einzugsgebiete mit geringer-mittlerer Disposition ausgewiesen. Die Ausgleichsgerade

markiert in etwa die Untergrenze (gelbe Linie in Bild 2). Demnach wird unterstellt, dass nur die überdurchschnittlich hohen Ereignisfrachten dieser Einzugsgebiete in den Wertebereich eines Bemessungsereignisses fallen.

- Die Grenze zwischen dem unteren und dem oberen Bereich entspricht der stückweisen Ausgleichsgerade (piecewise regression) der Einzugsgebiete mit mittlerer-hoher Disposition.
- Die Unter- und Obergrenze des extremen Bereichs wurde nach Augenmaß geschätzt und sie stellen in etwa die 95 % und 99 % Umhüllenden dar.

Für Einzugsgebiete $< 7 \text{ km}^2$ lassen sich diese Bereichsgrenzen als Funktion der Einzugsgebietsgröße ausdrücken:

- Untergrenze unterer Bereich (m^3): $2.000 \times A \text{ (km}^2\text{)}$
- Grenze unterer zu oberer Bereich (m^3): $7.000 \times A^{0,75} \text{ (km}^2\text{)}$
- Grenze oberer zu extremer Bereich (m^3): $25.000 \times A^{0,75} \text{ (km}^2\text{)}$
- Obergrenze extremer Bereich (m^3): $50.000 \times A^{0,75} \text{ (km}^2\text{)}$

Für Einzugsgebiete $> 7 \text{ km}^2$ gibt es keinen Zusammenhang mehr mit der Einzugsgebietsfläche und es zeigt sich hier ein konstanter Wertebereich zwischen 30.000 m^3 bis 220.000 m^3 .

3.3 Fluviale Ereignisse

In Bild 3 werden nun die Ereignisfrachten der 58 fluvialen Wildbachereignisse in Tirol aus den Jahren 2012 bis 2019 gegen deren Einzugsgebietsfläche geplottet.

Anders als bei den murartigen Ereignissen ist hier kein Unterschied zwischen den Einzugsgebieten mit geringer oder hoher Disposition ersichtlich. Es zeigt sich aber ein eindeutiger (linearer) Zusammenhang zwischen Ereignisfracht und Einzugsgebietsgröße; dieser Zusammenhang bleibt auch bei großen Einzugsgebieten bestehen.

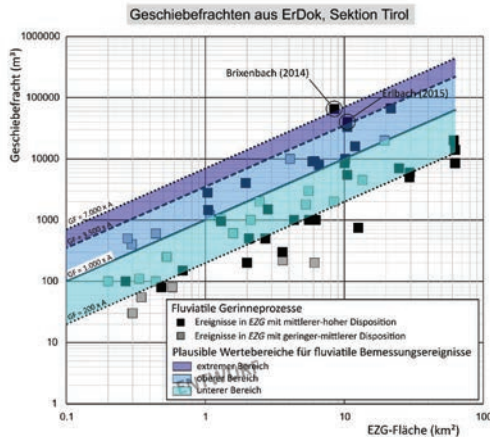


Bild 3, Geschiebefrachten von 58 fluviatilen Wildbacheignissen in Tirol aus den Jahren 2012 bis 2019. Im Zuge der Datenprüfung wurde jedes Wildbacheinzugsgebiet hinsichtlich seiner morphologischen Disposition für hohe Geschiebefrachten klassifiziert.

Als plausibler Wertebereich von Geschiebefrachten für fluviatile (150-jährliche) Bemessungsereignisse wird hier der Bereich zwischen der 25 % und 99 % Umhüllenden angenommen. Die Bereichsgrenzen lassen sich mit folgenden Formeln berechnen:

- Untergrenze unterer Bereich (m³): $200 \times A$ (km²)
- Grenze unterer zu oberer Bereich (m³): $1.000 \times A$ (km²)
- Grenze oberer zu extremer Bereich (m³): $3.500 \times A$ (km²)
- Obergrenze extremer Bereich (m³): $7.000 \times A$ (km²)

3.4 Murartige vs. fluviatile Ereignisse

In Bild 4 sind nun die vorgeschlagenen Wertebereiche für murartige und fluviatile Bemessungsereignisse gemeinsam dargestellt. Es ist hier eine Trennung mit überlappendem Übergang zu erkennen: die Wertebereiche von murartigen Bemessungsereignissen liegen oben und die Wertebereiche von fluviatilen Bemessungsereignissen liegen darunter.

Plausible Wertebereiche für Geschiebefrachten von Wildbachbemessungsereignissen

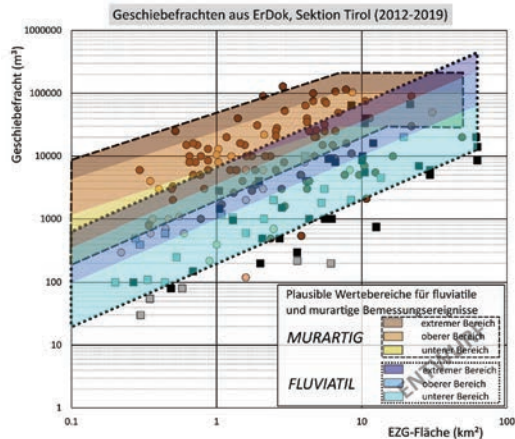


Bild 4, Geschiebefrachten von 58 fluviatilen und 117 murartigen Wildbachereignissen in Tirol aus den Jahren 2012 bis 2019. Die Legende der kreisförmigen und rechteckigen Symbole ist Bild 2 und Bild 3 zu entnehmen.

Für Einzugsgebiete $< 10 \text{ km}^2$ überlappt sich der obere fluvatile Bereich teilweise mit dem unteren murartigen Bereich. Aber für Einzugsgebiete $> 10 \text{ km}^2$ dringt der fluvatile Wertebereich immer weiter in den murartigen Wertebereich hinein. Aus derzeitiger Sicht vermuten wir hier zwei Gründe:

In großen Einzugsgebieten sind murartige Prozesse wohl auf lokale und kurzzeitige Ereignisse zurückzuführen; diese haben zwar eine hohe Intensität, aber die Ereignisfracht ist nicht mehr von der Größe des gesamten Einzugsgebietes abhängig.

Der fluvatile Prozess läuft hingegen einigermaßen synchron mit dem Abflussereignis: je größer das Einzugsgebiet, desto größer in der Regel die Hochwasserfracht und damit oft auch die Geschiebefracht.

Ab einer gewissen Einzugsgebietsgröße können heftige, lokale Murfrachten vermutlich nicht mehr dieselbe Größe wie die Geschiebefracht aus langandauernden, fluviatilen Wildbachereignissen erreichen.

4 Anwendung

Die Wertebereiche für murartige (Bild 2) und fluviatile, 150-jährliche Geschiebefrachten (Bild 3) können in der Praxis eine Richtschnur sein; z.B. für eine überschlagsmäßige Einordnung von ermittelten Geschiebefrachten. Sie sollen aber nicht als Schätzverfahren herangezogen werden. Hierfür ist die Schwankungsbreite zu groß und es sind noch weitere Auswertungen mit gegebenenfalls gebietsweisen Aufgliederungen notwendig.

Darüber hinaus ist die Wirkung von vorhandenen Schutzbauten (Geschieberückhalt oder Geschiebebindung) zusätzlich mit zu berücksichtigen. Das kann mit der Zuordnung des Bereichs erfolgen (z. B.: aktiver Wildbach mit Sperrenstaffelung wird dem unteren Bereich zugeordnet) oder durch Abzug des Rückhaltvolumens, sofern eine neuerliche Erosion bachabwärts ausgeschlossen ist.

Wie diese Wertebereiche eingesetzt werden können, sollen die beiden Beispiele zeigen.

Beispiel 1: Für die Ausweisung der Wildbachgefahr wird der steile Beispielbach mit 3 km² großem Einzugsgebiet begangen und das Geschiebepotential kartiert. Die Bachmorphologie des Beispielbachs lässt auf (schwach-)murartige Prozesse schließen, das Geschiebepotential ist aber nur gering bis mäßig. In alten Unterlagen ist die Geschiebefracht mit 2.000 m³ angegeben, die eigene Kartierung/Bilanzierung kommt auf 5.000 m³. Der Vergleich mit Bild 2 zeigt, dass beide Werte unterhalb der plausiblen Bandbreite liegen (unterer Bereich 6.000 - 16.000 m³). Für den/die Bearbeiter/in kann diese Information zur Untermauerung der neu ermittelten, deutlich höheren Geschiebefracht von 5.000 m³ dienen.

Beispiel 2: Für die Dimensionierung eines Geschieberückhaltebeckens in einem Wildbachunterlauf ergeben geschiebehydraulische Berechnungen eine Bemessungs-Feststofffracht (Lagerungsvolumen) von 30.000 m³. Das darüber liegende Einzugsgebiet ist 15 km² groß und der Bemessungsprozess ist der fluviatile Feststofftransport. In Bild 3 kommt die Kombination von 15 km² und 30.000 m³ im oberen, plausiblen Wertebereich zu liegen (15.000 –

52.500 m³). Es sollte sich also um einen Wildbach mit Anzeichen auf mäßigstarke, aber nicht extreme Geschiebeumlagerung (ausreichendes Gefälle und/oder ausreichendes Geschiebepotential) handeln. Andernfalls müsste die Bemessungsgeschiebefracht nochmal hinterfragt und entsprechend untermauert werden.

5 Ausblick

Die dokumentierten Geschiebefrachten von Wildbachereignissen in Tirol haben sich als sehr gute Datengrundlage erwiesen.

Dieser erste Datensatz soll in einem nächsten Schritt mit den letztjährigen Ereignisfrachten sowie jenen der anderen Bundesländer vervollständigt werden. Weitere Auswertungen hinsichtlich geografischer und geologischer Zusammenhänge sind angedacht, das konkrete Vorgehen ist aber noch in Ausarbeitung.

Literatur

- 1 ONR 24800: Schutzbauwerke der Wildbachverbauung – Begriffe und ihre Definitionen sowie Klassifizierung; Ausgabedatum: 2009-02-15

Anforderungen an Erosionsschutz und Sohlabdichtung in morphologisch veränderlichem Gelände

Dr.-Ing. Lars Vollmert^{1*} und Univ.-Prof. DI Dr.habil. Robert Hofmann²

¹ Naue GmbH & Co. KG, Espelkamp; lvollmert@naue.com

² Universität Innsbruck, Institut für Infrastruktur, Arbeitsbereich für Geotechnik,
Innsbruck; Robert.Hofmann@uibk.ac.at

* Vortragender

1 Klassische Bauweisen und notwendige Perspektivwechsel

1.1 Anforderungen an die Funktionsdauer

Es liegt in der Natur des Bauingenieurwesens, Konstruktionen anforderungsgerecht zu gestalten und zu dimensionieren. Die Mehrzahl aller Konstruktionen ist darauf ausgelegt, möglichst lange und im Idealfall wartungsarm den Anforderungen gerecht zu werden. Klassische bautechnische Konstruktionen sind zudem meistens auf eine unveränderliche Funktion ausgelegt. Allerdings lassen sich die zur Dimensionierung erforderlichen Einwirkungen zum Zeitpunkt der Planung nur abschätzen oder auf der sicheren Seite festlegen, in der Hoffnung, alle zukünftig relevanten Ereignisse erfasst zu haben. Insbesondere die Einwirkungen aus Naturereignissen lassen sich nur durch statistisch hinterlegte und durch historisch ermittelte Größen abschätzen oder annähern. Die als Bemessungsgrundlage festgelegten Einwirkungen sind daher nicht notwendiger Weise die für den Zeitraum zutreffenden, sondern können, gerade bei Naturereignissen, sowohl dem Wiederkehrintervall nach, als auch der Höhe nach massiv überschritten werden. Beispiele sind Hochwasserschutzanlagen, die auf ein Bemessungshochwasser (z.B. HQ100) bemessen werden, welches sich schon in wenigen Jahren durch z.B.

klimatische Veränderungen oder anthropogene Eingriffe im Ober- oder Unterlauf der Baumaßnahme maßgebend verändern kann. Typisch sind auch Steinschlagschutzwälle, für die ebenfalls nach statistischen Größen ein Bemessungsblock definiert wird.



Bild 1, Morphologisch stark veränderliche Geländeformationen (a) Flüelbach, Flüelapass, Davos, Schweiz, (b) Rio Negro, Patagonien, Argentinien. Image courtesy of the Earth Science and Remote Sensing Unit, NASA Johnson Space Center

Die unterschiedlichsten Landschaftsformen (Bild 1, exemplarisch) zeigen eindrücklich, dass Dauerhaftigkeit relativ ist und der Funktionsdauer von Bauwerken insbesondere in morphologisch stark veränderlichen Regionen Grenzen gesetzt sind. Dass Schutzanlagen und konstruktive Bauten benötigt werden, um Siedlungsräume und Nutzflächen zu schützen, ist weitgehender Konsens (Bild 2). Allerdings ist die Ausgestaltung durchaus strittig.

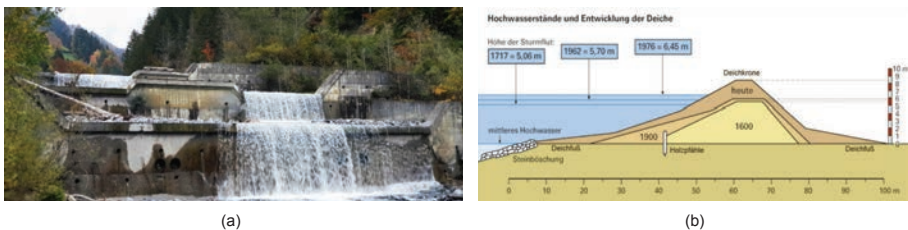


Bild 2, (a) Wildbachverbauung und Geschiebesperren, Schrabach, Schiers, Schweiz, (b) Deichentwicklung Nordseeküste, schematisch (Klett)

Unstrittig sind aktuell, dass Starkregenereignisse zunehmen und einerseits der Versiegelung von Flächen entgegen gewirkt werden muss, andererseits

Rückhalteräume als Pufferkapazitäten geeignet sind, Spitzenabflüsse zu kappen, und so der Akkumulation von Hochwasserwellen im Unterlauf möglichst schon im Oberlauf begegnet werden muss (Bild 3). Der Schutz vor Naturereignissen als Daseinsvorsorge ist also als kleinräumlich aufgelöste und gesellschaftsübergreifende Aufgabenstellung zu sehen. Räumlich übergreifend sind auch die Anforderungen an Bauprodukte, da beschädigte Bauten, abgelöste Baustoffe und unsachgemäßer Umgang mit Baustoffen infolge räumlicher Verschleppung durch Wind und Wasser auch am Verbringungsort Schäden verursachen können.

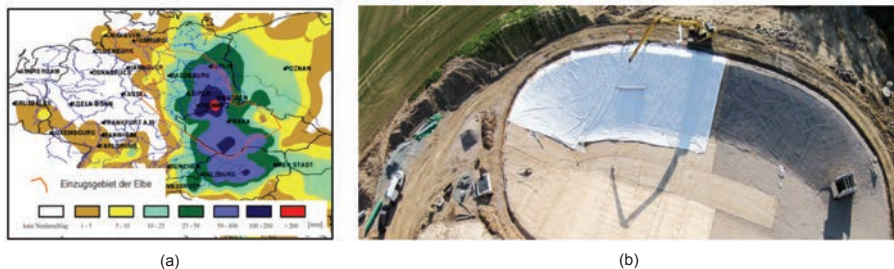


Bild 3, (a) Tagesniederschlag vom 12.08.2002 Elbehochwasser (DWD),
(b) Bau und Abdichtung von Retentionsbecken (Naue)

Zur Sicherstellung einiger Gewässerfunktionen wie der Vorflut, der Wasserstraße oder des Hochwasserschutzes wurden Bauwerke über Jahrzehnte stark befestigt und eine morphologische Veränderung konstruktiv und strukturell unterbunden. Dieses erfolgte zum Teil zu Lasten der ökologischen Funktionen, so dass heute Gewässern, aber auch Böschungen und Randbereichen an Infrastrukturmaßnahmen, wenn möglich, mehr Entwicklungsraum gegeben wird. Flussläufen z.B. soll Raum zur Ausbreitung und damit zur Kappung von Hochwasserscheiteln gegeben werden, entsprechende Konzepte wie Flutpolder oder Umflutstrecken sind in den Unterläufen der großen Ströme bereits gängige Praxis, soweit sie sich um- und durchsetzen lassen. Zudem werden heute erhöhte Anforderungen an die ökologische Durchgängigkeit von z.B. Uferbefestigungen und Verbauten gestellt. Die klimabedingte Zunahme von Extremereignissen und die weiter zunehmende Verdichtung und Ausbreitung

der Siedlungsräume bei gleichzeitig zunehmendem Wert der zu schützenden Güter führt zu gegenläufigen Anforderungen, wie am Beispiel eines Flusslaufs gezeigt wird:

- Im Bereich von dicht besiedelten Abschnitten, in denen keine Verlegung oder Ausbreitung eines Gewässers möglich ist, bleiben feste Schutzeinrichtungen wie Deiche das Mittel der Wahl. Die Flussläufe ähneln hier teilweise eher Kanalstrecken. Dennoch bleibt die Bemessungsgröße eine statistische Größe. Die Erdbauwerke sollten daher nicht nur den Bemessungseinwirkungen widerstehen können, sondern auch Extremereignissen, die durch das Bemessungsereignis nicht abgedeckt sind. Die Zusatzkosten müssen dabei beherrschbar bleiben. Wird eine Deichstrecke z.B. überströmt, sollte sie diesem Ereignis möglichst lange standhalten, so dass die Schäden am Bauwerk und dem im Hinterland liegenden Schutzgut begrenzt bleiben. Erreicht werden könnte das durch eine entsprechend erosions sichere Ausgestaltung der Böschungsoberfläche und/oder durch eine Verpackung des Kerns.
- In Flussabschnitten, in denen dem Fluss Raum gelassen werden kann, müssen Verlegungen vorgenommen werden. Dabei werden Ufer neu profiliert und (temporär) befestigt oder die Gewässersohle verlegt und verändert. Langfristig wird ein natürliches Kräftegleichgewicht zwischen Einwirkungen und Widerständen angestrebt, das durch seine Durchlässigkeit einen hohen ökologischen Wert besitzt. Dennoch ist für die Bauzeit und bis zum Erreichen dieses Gleichgewichtes meist ein temporärer Eingriff und eine Ergänzung durch Baustoffe mit kurz- oder mittelfristiger Funktionsdauer notwendig oder sinnvoll. Der angestrebte Bewuchs ist Nass- und Trockenperioden ausgesetzt und übernimmt seine stabilisierende Funktion nur in Grenzen. Bei zunehmenden Witterungsschwankungen und -veränderungen ergibt sich automatisch eine zunehmende Veränderlichkeit der Morphologie.

Ökologische, soziologische und ökonomische Anforderungen führen damit zu veränderten Konstruktionsformen, insbesondere im wasserbaulichen Kontext.

1.2 Ökologisches Potential von Geobaustoffen

Dass Geobaustoffe und insbesondere die zu dieser Gruppe gehörenden Geokunststoffe eine nicht zu ersetzende Produktgruppe darstellen, ergibt sich aus dem großen ökologischen Einsparpotential. In Gegenüberstellungen zu klassischen Bauweisen ergeben sich regelmäßig aus Vergleichsberechnungen in nahezu allen Wirkungsgruppen der Umweltkriterien, wie z.B. dem GlobalWarmingPotential (GWP), Einsparungen in Größenordnung von 20% bis 90%, je nach Entfernung der mineralischen Massenbaustoffe zur Baustelle. Die Einsparungen erreichen damit Größenordnungen von einer halben bis zu einer Zehnerpotenz, die allein durch den Ersatz eines Baustoffs durch Geokunststoffe erreicht werden können.

Ein weiterer Aspekt der Nachhaltigkeit ist die extrem lange Funktionsdauer, die durch Geokunststoffe erreicht werden kann (Bild 4), und die aus den hohen Anforderungen der mehrere Jahrzehnte langen Entwicklung herrührt. Die Anforderungen an die Prüfungen sind u.a. in den europäisch harmonisierten Anwendungsnormen wie EN 13249:2016 oder EN 13361:2018 festgeschrieben. Je nach Anwendung sind in diesen Normen die Prüfungsbedingungen zur Bestimmung ihrer Eigenschaften, in den genannten Normen exemplarisch für Dichtungselemente beim Bau von Rückhaltebecken und Stauräumen, festgeschrieben.

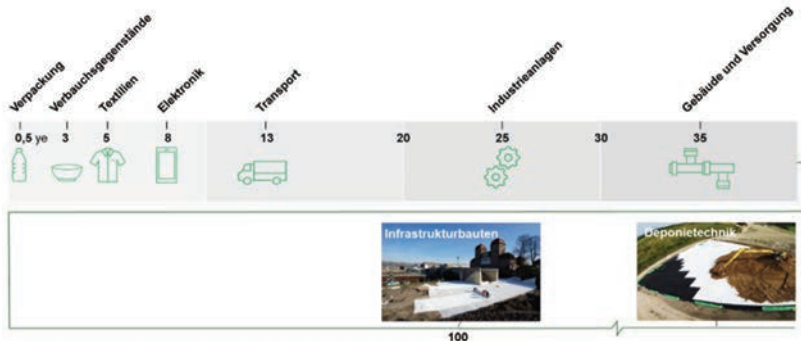


Bild 4, Nutzungsdauer am Beispiel von Konsumgütern Transport, Gebäuden und Bauprodukten (Naue)

1.3 Optionen für veränderliche Bauwerke

Bei vielen Anwendungen ist, wie eingangs beschrieben, eine dauerhafte Konservierung der Produkteigenschaften nicht erforderlich. Z.B. bei Filteranwendungen kann in Kauf genommen werden, dass eine für den Einbau wichtige Zugfestigkeit eines geotextilen Filters im eingebauten Zustand nachlässt. In anderen Fällen ist es sogar gewollt, dass sich die Produkteigenschaften zeitverzögert durch biologischen Abbau ändern (vgl. Vollmert et al., 2020 & Hoyme et al., 2022). Es gibt auch Anwendungen, bei denen die Bedingungen für eine biologische Abbaubarkeit praktisch nicht gegeben sind und daher auch für biologisch abbaubare Produkte von einer längerfristigen Funktionsdauer ausgegangen werden kann.

Einige Anwendungen können diese Randbedingungen aufweisen:

- Bei unbedeckten Geotextilien, die Abrieb ausgesetzt sind, sind Geobaustoffe aus biologisch abbaubaren Rohstoffen eine Option, die genutzt werden kann. In diesen Fällen ist die Eigenschaft, sich abzubauen, von großer Bedeutung, falls Abrieb stattfindet und Partikel in die Umwelt gelangen können.
- Andere Anwendungen erfordern möglicherweise einen Abbau im Laufe der Zeit, wie z. B. Erosionsschutzprodukte, wobei Pflanzen die Funktion nach und nach übernehmen.
- Eine dritte Gruppe, vorübergehende Anwendungen, bei denen das Produkt für einen begrenzten Zeitraum in einer abgedeckten und geschützten Umgebung eingesetzt, aber nach kurzer Zeit wieder entfernt wird, kann von diesen Eigenschaften profitieren.

Moderne, biobasierte und biologisch abbaubare Geobaustoffe bieten dabei neue Möglichkeiten, auf diese Anforderungen zu reagieren. Exemplarisch zu nennen sind biobasierte und biologisch abbaubare geotextile Trenn- und Filterlagen und mineralische Abdichtungen von der Rolle.

1.4 Bauweisen mit begrenzter Funktionsdauer

Beispiele für die genannten Kriterien finden sich bei Anwendungen von Trenn-, Filtrations-, Schutz- und Abdichtungsschichten in den folgenden Bereichen:

- Garten- und Landschaftsbau,
- temporärer Wegebau und Straßenbau,
- Verkleidung von temporär bewehrten Böschungs- und Stützwand-systemen,
- Straßenbau in besonders sensiblen Gebieten wie Flora-Fauna-Habitat (FFH), in alpinen Gebieten, in hochsensiblen Wasserschutzgebieten, etc.
- Ufersicherungen an Gewässern / naturnaher Wasserbau
- Hochwasserschutzsysteme an Böschungen von Gewässern und als Dünen- und Küstenschutz,
- Sandcontainer als Kolkschutz / Uferschutz / künstliches Riff,
- Strandweg und Sandfangzaun,
- Abdeckung von Schneefeldern und Gletschern.

2 Biologisch abbaubare Geobaustoffe

2.1 Rohstoffe

Für klassische Geokunststoffe werden Rohstoffe eingesetzt, die auf eine möglichst lange Funktionsdauer hin entwickelt wurden. Es werden in der Reihenfolge der Häufigkeit überwiegend Polypropylen (PP), Polyethylen hoher Dichte (PEHD) und Polyethylenterephthalat (PET) eingesetzt. Alle Werkstoffe werden mit Boden bedeckt und sind dann keinem Abrieb ausgesetzt. Insbesondere bei sortenreinen Werkstoffen kann davon ausgegangen werden und wurde bereits partiell nachgewiesen, dass die Produkte rückbaubar sind und dem Stoffkreislauf im Sinne der Kreislaufwirtschaft auf einem hohen stofflichen Nutzungsniveau wieder zugeführt werden können. Diese Werkstoffe sind heute im Wesentlichen petro-basiert und, dem Zweck entsprechend, nicht

biologisch abbaubar (Bild 5 (a), 3. Quadrant). Grundsätzlich ist der Ersatz petro-basierter Ausgangsstoffe durch biologisch basierte Rohstoffe möglich; inwieweit der Austausch sinnvoll ist, ist vor dem Hintergrund der Flächenkonkurrenz strittig und durch weitergehende Forschung im nächsten Jahrzehnt zu klären.

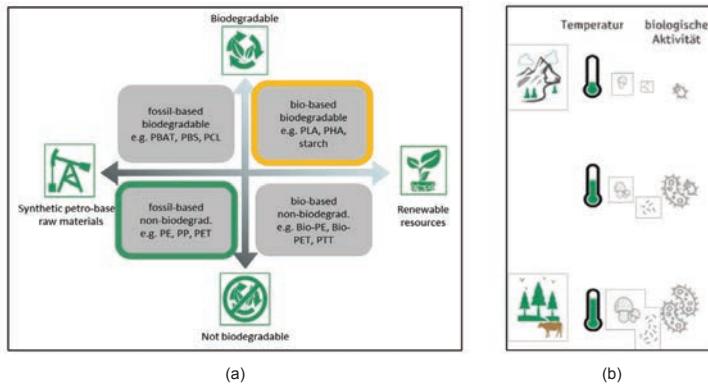


Bild 5, (a) Einteilung der grundsätzlich zur Herstellung von Geobaustoffen nutzbaren Werkstoffe, (b) Einflussgrößen auf die Abbaugeschwindigkeit biologisch abbaubarer Geobaustoffe: Temperatur, Pilze, Enzyme, Mikroorganismen, pH-Wert (Naue)

Für die in Kap. 1 diskutierten Anwendungen mit begrenzter Funktionsdauer kommen biologisch abbaubare Rohstoffe zur Anwendung, vorzugsweise aus zertifizierten, erneuerbaren Quellen (Bild 5 (a), 1. Quadrant).

Die Funktionsdauer biologisch abbaubarer Geobaustoffe ist dabei in besonderem Maße von den jeweiligen Randbedingungen vor Ort abhängig. Umgebungstemperatur, Luft- und Bodenfeuchtigkeit, Myzel, Bakterien, deren Enzyme und pH-Wert sind einige der Einflussgrößen, die den Abbau dieser Produktgruppe beeinflussen. Sie kommen in unterschiedlichen Lebensräumen in unterschiedlicher Form, Ausprägung und Aktivität vor (Bild 5 (b)). Auch die Produktstruktur spielt eine entscheidende Rolle. Anders als bei den klassischen Geokunststoffen, bei denen die Bestimmung der Funktionsdauer heute sehr gut abgesichert und aufgrund der thermoplastischen Eigenschaften zeitbeschleunigt prüfbar ist, ist die Prognose der Funktionsdauer von biologisch

abbaubaren Produkten auf Labor- und Feldversuche unter repräsentativen Randbedingungen angewiesen.

2.2 Eigenschaften eines biologisch abbaubaren Vliesstoffes

Das biologisch abbaubare Produkt zeichnet sich dadurch aus, dass selbst ein ungewollter Eintrag in die Umwelt, z. B. durch Abrieb bei Anwendungen in morphologisch veränderlichen Randbedingungen, nicht zu einer Schädigung von Flora und Fauna führt. Dennoch erreicht es die für die Anwendung erforderliche Lebensdauer und erfüllt in dieser Zeit die Funktion, wenn die Konstruktion auf die jeweiligen Projektrandbedingungen abgestimmt ist.

Um dieses Ziel zu erreichen, wurden umfangreiche Tests mit verschiedenen Materialien durchgeführt. Die besten Ergebnisse hinsichtlich der mechanischen Eigenschaften bei gleichzeitiger biologischer Abbaubarkeit konnten mit industriell hergestellten Stapelfasern erzielt werden (Bild 7 (a)). Die verwendeten Fasern werden zu 100 Prozent aus nachwachsenden Rohstoffen hergestellt. Dabei ist zu beachten, dass die Rohstoffe für die Herstellung der Fasern nur aus zertifizierten Quellen stammen. Bei der Herstellung der Fasern wird besonderer Wert auf das Recycling des Prozesswassers gelegt. Ein weiterer Vorteil des verwendeten Rohstoffs ist, dass der Wasserverbrauch bei der Herstellung, zum Beispiel im Vergleich zur Produktion von Baumwollfasern, um rund 95 % geringer ist. Durch die industrielle Herstellung der Fasern, vergleichbar mit der Herstellung von synthetischen Fasern aus fossilen Brennstoffen, kann im Gegensatz zu Naturfasern wie Flachs, Jute oder Kokosnuss (Kokos) eine konstante Materialeigenschaft und industriell kontrollierte Qualität erreicht werden. Aus dem verarbeiteten Stapelfaservliesstoff können Trenn- und Filterlagen, Tondichtungsbahnen („Mineralische Abdichtung von der Rolle“) oder großformatige Sandcontainer (Füllvolumen typischer Weise 1 m²) hergestellt werden (Bild 7 (b)).

2.3 Nachweis der biologischen Abbaubarkeit

Die Eigenschaft der „biologischen Abbaubarkeit“ ist inzwischen recht gut genormt. Es gibt verschiedene Labels und Zertifikate, die aber meist auf den Ergebnissen ähnlicher, vergleichbarer oder sogar identischer Tests beruhen. Leider liefern diese Tests keinerlei Hinweis auf die Funktionsdauer der geforderten Eigenschaften, und sind auch nicht geeignet, dahingehend erweitert oder genutzt werden zu können.

Eine oft kritisierte Eigenschaft biologisch abbaubarer Produkte ist, dass sie sich nur bei hohen Temperaturen zersetzen können. Das bedeutet in vielen Fällen praktisch, dass die biologisch abbaubaren Produkte in den Recyclinganlagen aussortiert und anschließend verbrannt werden müssen. Im Gegensatz dazu erfüllt einer der in diesem Beitrag vorgestellten Vliesstoffe aus nachwachsenden organischen Rohstoffen die Anforderungen nach europäischen Normen hinsichtlich der industriellen Kompostierbarkeit und insbesondere auch hinsichtlich der Kompostierbarkeit im Hauskompost. Im Vordergrund der angestrebten biologischen Abbaubarkeit steht jedoch nicht die Kompostierbarkeit, sondern die erweiterte Umweltsicherheit bei Anwendungen, bei denen eine Freisetzung durch Abrieb, anders als bei den meisten konventionellen Anwendungen, nicht konstruktiv ausgeschlossen werden kann. Bild 6 zeigt exemplarisch und qualitativ den Abbau bzw. die Reduzierung eines mechanischen Kennwertes für unterschiedliche Produkte aus Freifeldversuchen.

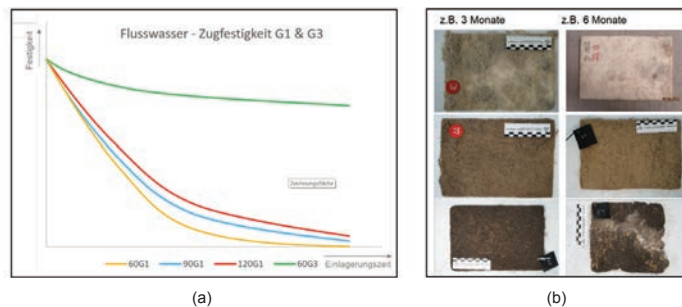


Bild 6, (a) Abbaugeschwindigkeit in Flusswasser (schematisch), (b) Abbau in Boden (oben Sand, Mitte geringe Organik, unten starke Organik)

Eine weitere Eigenschaft von biologisch abbaubaren Materialien ist die so genannte Metabolisierbarkeit bzw. die Verstoffwechslung. Sie beschreibt die Umwandlung von Stoffen in Körpern verschiedener Organismen zu Zwischenprodukten, den Metaboliten. Weitere Stoffwechselfvorgänge bestehen aus vielen einzelnen Serien von enzymatischen Reaktionen, die bestimmte Produkte liefern, und die wiederum weiter abgebaut werden.

Im Hinblick auf Vliesstoffe in der Geotechnik ist dies insbesondere im Zusammenhang mit dem Wasserbau von Interesse. Bei frei liegenden Anwendungen von z.B. Vliesstoffen in morphologisch veränderlichem Umfeld kann es zu einer Ablösung der Fasern von der Vliesstoffoberfläche kommen. Da das Vlies aus metabolisierbarem Material besteht, sind die versehentlich freigesetzten Fasern und Vliesreste für Flora und / oder Fauna unbedenklich.

Bild 7 (c) zeigt die Aufnahme eines Vliesstoffes mit einem Rasterelektronenmikroskop (REM) nach Inkubation mit bestimmten Bestandteilen der Magensäure von Wasserlebewesen. Die Fasern zeigen einen deutlichen Angriff der Enzyme auf der Faseroberfläche. Dies weist eindeutig auf die Abbaubarkeit der organischen Fasern z.B. in den Mägen von Meerestieren hin.

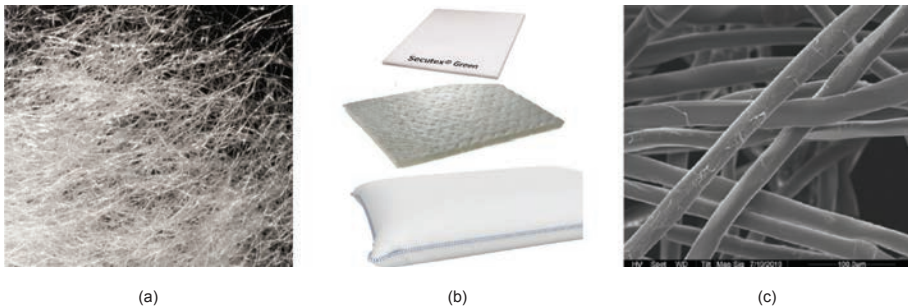


Bild 7, (a) biologisch abbaubare Stapelfaser, (b) Verarbeitung in den Marktformen Trenn- und Filtervliesstoff, Bentonitmatte und Sandcontainer, (c) Rasterelektronenmikroskop-Aufnahme mit beginnendem enzymatischen Abbau (Naue)

3 Exemplarische Anwendungen

3.1 Hochwasserschutz Etsch

Viele der unter Kap. 1.4 genannten Bauweisen finden sich im alpinen Raum. Mit Unterstützung der Agentur für Bevölkerungsschutz, Fachbereich Wildbachverbauung der Provinz Bozen wurden verschiedene Probebauten vorgenommen, um die Funktionsdauer unter den für die Region typischen Umweltbedingungen in situ zu beobachten und zu bewerten. Bild 8 zeigt die Anwendungen im Querschnitt des Etsch-Deiches. Bei regelmäßigen Aufgrabungen werden die Produkte freigelegt und anschließenden umfangreichen Untersuchungen unterzogen, und z.B. hinsichtlich der Restfestigkeit bzw. des verbleibenden Schubverbundes bewertet (Bild 9).

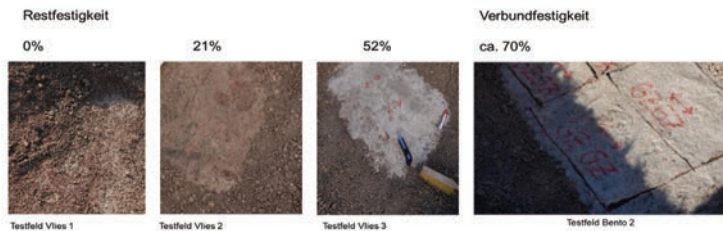


Bild 8, Anwendungsbereiche biologisch abbaubarer Geobaustoffe im Testfeld der Agentur für Bevölkerungsschutz – Fachbereich Wildbachverbauung unter wissenschaftlicher Begleitung der Universität Innsbruck, Arbeitsbereich Geotechnik, Temporäre Abdichtung an Gewässersohlen, Dammfußstabilisierung, Erosionsschutz und Wegestabilisierung (Naue)

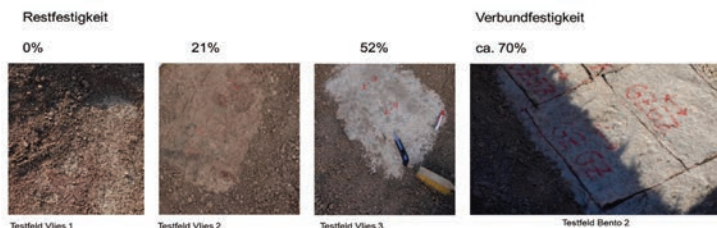


Bild 9, exemplarische Aufgrabungen der Testfelder und Angabe der Eigenschaften nach 12 Monaten (Universität Innsbruck / Naue)

3.2 Abdichtung eines Gerinnebetts

Über eine erste Freifeldanwendung einer Tondichtungsbahn mit biologisch abbaubaren Komponenten berichten Zieher et al. (2022). In diesem Projekt war zur Reduzierung der Bewegungen einer Hangrutschung in dem Großforschungsprojekt OPERANDUM die Anlage eines Gerinnebetts vorgesehen, um zuströmendes Oberflächenwasser gezielt zu fassen und abzuleiten. Um die Versickerung im Gerinnebett zu reduzieren, war eine Sohlabdichtung gewünscht, die zudem in schwer zugänglichem Gelände verlegt werden musste. Eine mineralische Abdichtung von der Rolle (Bentonitmatte) erlaubte das Handling und den sachgerechten Einbau. Da von einer morphologisch veränderlichen Gesamtsituation ausgegangen werden musste, waren für die mineralische Abdichtung biologisch abbaubare Textil- und Gewebekomponenten gewünscht. In Zusammenarbeit mit der Fa. Naue wurde ein entsprechendes Produkt bereitgestellt und wird seitdem laufend untersucht. Bild 10 zeigt exemplarisch den Gerinnequerschnitt und den Längsschnitt aus einer geoelektrischen Messung zum Nachweis der Funktionstüchtigkeit nach 2 Jahren Funktionsdauer. Da die mineralischen Komponenten für die Funktionsdauer maßgebend werden, kann von einer dauerhaften Funktionalität auch nach Abbau der geotextilen Komponenten ausgegangen werden.

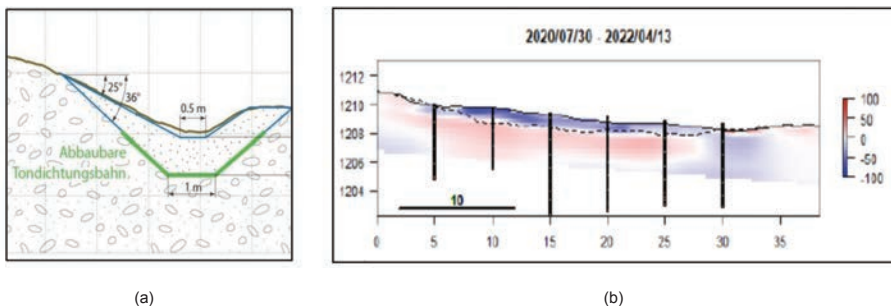


Bild 10, (a) Abdichtung einer Wasserhaltung in morphologisch veränderlichem Gelände,
(b) Nachweis der Wirksamkeit durch Feldmessungen (Zieher et al. 2022)

4 Zusammenfassung und Ausblick

Geobaustoffe, insbesondere Geokunststoffe, spielen eine wesentliche Rolle im ökologischen Kontext. Sie bieten signifikante Einsparungen in Umweltkriterien und haben eine hohe Funktionsdauer. Ökologische, soziologische und ökonomische Anforderungen führen vermehrt zu veränderten Konstruktionsformen, insbesondere im wasserbaulichen Kontext. Neben der für die Mehrzahl der Konstruktionen relevanten Robustheit und Dauerhaftigkeit wird zunehmend die ökologische Durchgängigkeit von Konstruktionen zu bewerten sein. Soweit möglich, werden Anpassungen an den Naturraum und auch an zeitlich veränderliche Randbedingungen, wie z.B. morphologische Veränderungen im Betrachtungsgebiet, erforderlich. Die klassischen Geobaustoffe, vornehmlich aus dauerhaften Kunststoffen gefertigt (Geokunststoffe), werden durch die Produktgruppe zeitlich planmäßig veränderlicher Geobaustoffe ergänzt. Angestrebt wird die möglichst vollständige biologische Abbaubarkeit der Produkte nach einem definierten Zeitraum.

In ersten Projekten konnte nach einem entsprechenden labortechnischen Entwicklungsvorlauf die Funktionsweise geprüft werden. In Pilotprojekten an z.B. der Etsch und im Forschungsprojekt OPERANDUM wurden Trenn- und Filterlagen, mineralische Abdichtungen von der Rolle (Bentonitmatten) und Erosionsschutzsysteme verbaut. Die fortlaufenden Probennahmen bestätigen im Wesentlichen die aus Laborergebnissen gewonnenen Erwartungen und werden zukünftig durch weitere Pilotprojekte und Materialkombinationen unter wissenschaftlicher Begleitung ergänzt.

Literatur

- 1 EN 13249:2016: Geotextilien und geotextilverwandte Produkte – Geforderte Eigenschaften für die Anwendung beim Bau von Straßen und sonstigen Verkehrsflächen (mit Ausnahme von Eisenbahnbau und Asphalt-oberbau). Beuth Verlag

- 2 EN 13361:2018: Geosynthetische Dichtungsbahnen – Eigenschaften, die für die Anwendung beim Bau von Rückhaltebecken und Staudämmen erforderlich sind. Beuth Verlag
- 3 Vollmert, L.; Ehrenberg, H.; Hoyme, H. & Tazl. M. (2020): Geo„kunststoffe“ neu denken – die Bandbreite der Anforderungen wird größer. Vortrag anlässlich der BAUTEX 2020, Chemnitz
- 4 Hoyme, H., Vollmert, L. & Ehrenberg (2022): Der grüne Weg. Straßen- und Tiefbau 3/2022
- 5 Hoyme, H., Vollmert, L. & Ehrenberg (2022): Plastic in the ocean and global warming: New challenges for geosynthetics. Eurogeo 7, IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. doi:10.1088/1757-899X/1260/1/012022
- 6 Zieher, T., Pfeiffer, J., Lechner, V., von Maubeuge, K., Hoyme, H., Hochreiter, H. & Engl, D. (2022): Einsatz einer Bentonitmatte mit biologisch abbaubaren Komponenten für die Abdichtung von Gerinnebetten. Journal der WLW, 86. Jahrgang, Dezember 2022, Heft Nr. 190



Unsere Leistungen zur Überwachung von Naturgefahren



Wir überwachen Felsinstabilitäten mit Steinschlaggefahr und Rutschungen mittels:

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

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

01 | Instrumente, Software & Systeme

02 | Infrastruktur & Bergbau

03 | Industrievermessung

Block 4
Schutzbauwerke und
Massenbewegungen

Vorsitz DI Gebhard Walter
Sektionsleiter Wildbach- und
Lawinenverbauung Tirol, Innsbruck

Ein Schutzdamm gegen Felssturz: Bemessung nach ONR 24810 und Ausführung im Schutz eines Mess- und Warnsystems

Mag. Michael M \ddot{u} lk¹ und Ing. Tobias Brandtner²

¹ WLW – Fachzentrum Geologie, Wilhelm-Greil-Str. 9, 6020 Innsbruck, geologie@die-wildbach.at

² WLW - GBL Oberes Inntal, Langgasse 88, 6460 Imst, imst@die-wildbach.at

* Vortragender: michael.moelk@die-wildbach.at

1 Der Auslöser

In der Gemeinde St. Leonhard im Pitztal kam es im Bereich des Weilers Weißwald am 12.11.2020 zu einem Steinschlagereignis, bei dem ein einzelner Block mit einer Kubatur von ca. 1,5 m³ die Landesstraße L16 querte und in einer Wiese nördlich eines Wohngebäudes zum Stillstand kam.



Bild 1, Sturzblock des Ereignisses vom 12.11.2020, der die Landesstraße querte

Im Zuge einer Hubschrauber-Befliegung durch die Landesgeologie zeigte sich, dass aus dem augenscheinlichen Ablösebereich vom 12.11.2020 keine weitere akute Gefährdung für den Siedlungsraum ausgeht. Auf gleicher Höhenlage wurde jedoch ein Blockhaufwerk vorgefunden, welches nach erster Einschätzung eine labile bzw. instabile Lagerung von zahlreichen, aufeinanderliegenden Großblöcken darstellt (vgl. Bild 2).

2 Die Gefahrenanalyse

Am 24. November 2020 wurde ein Team bestehend aus HTB (Sicherheitstechnik, Hubschraubermanagement), Trigonos (Vermessungs- und Messtechnik) und WLV (Geologie) zu dem potentiellen Ablösebereich geflogen. Dabei wurden geologische Erhebungen durchgeführt und ein „Echtzeit“-Online-Messsystem in Form von Stangen-Extensometern installiert.

Bei den anstehenden Gesteinen im Bereich des Blockstapels bzw. an den Abschiebungen bergseits handelt es sich um Gneise und Amphibolite des Ötztal Kristallins.



Bild 2, potentiell instabiler Blockstapel ca. 400 Höhenmeter oberhalb des Siedlungsraumes und der Landesstraße am Talboden

Der Blockstapel zeigt ein kohäsionsloses Aufeinanderliegen einzelner Großblöcke mit Kubaturen von bis zu ca. 80 m³ (Laserscan-Vermessung der Blöcke vom Talboden aus – AdTLR, Abt. Geoinformation, vgl. Klauser et al 2020).

Der „Keyblock“ des Blockstapels besitzt einen Punktkontakt zu einem vergleichsweise kleinen Widerlager-Block mit einer Kubatur von ca. 2-3 m³, der sein talseitiges Widerlager darstellt. An diesem Punktkontakt wurde eine relativ frische Abplatzung festgestellt. Damit muss für eine Mobilisierung des Key-Blockes – das wiederum zu einer Versagenskaskade der Blöcke 2-5 führen würde – dieses Widerlager versagen.

Seitens der befassten Geologen wurde die Lagerung des Blockstapels als labil klassifiziert. Sechs Kontaktflächen der Blöcke wurden mit Stangen-Extensometern instrumentiert.

3 Das Mess- und Warnsystem

Das im Bereich des Blockstapels bzw. des Talbodens installierte Messsystem beinhaltet folgende Komponenten:

- 14 Messprismen (periodische tachymetrische Vermessung vom Talboden aus durch das Amt der Tiroler Landesregierung, Abt. Geoinformation)
- 6 Rissmessgeber (Fissuromenter/Stangenextensometer) mit Funkmodem und Basisstation am Talboden, Verarbeitung und Darstellung der Messdaten in einem Web-Server (Fa. Trigonos)
- Dopplerradar zur Detektion von Sturzprozessen (Fa. Koschuch)
- Ampelsteuerung durch Dopplerradar

4 Das Sicherheitskonzept

Aufgrund der bestehenden Felssturzgefährdung der Landesstraße L16 im Bereich Weißwald, Gde. St. Leonhard i. P. sowie eines Mehrparteienwohnhauses wurde durch einen Expertenstab aus Gemeinde (Bürgermeister),

WLV, AdTLR (Landesgeologie, Baubezirksamt) und Vermessungstechnik (Geoinformation Land Tirol, Fa. Trigonos) ein Sicherheitskonzept entwickelt, beschlossen und umgesetzt. Darin sind folgende Aktionen umfasst:

- Sperre der bergseitigen Fahrspur der Landesstraße im betroffenen Abschnitt
- Errichtung von provisorischen Steinschlagschutznetzen im lateralen Streubereich der potentiellen Felssturzprozesse
- Evakuierung eines betroffenen Wohnhauses
- Errichtung einer einspurigen Ersatzstraße durch den Weiler zur Erschließung von Weißwald und des taleinwärts liegenden Siedlungsraumes
- Installation eines Mess- und Warnsystems (Rissmesser im potentiellen Abbruchgebiet, Radaranlage am Talboden, hochauflösende Webcam) mit Fernübertragung, Ampelsteuerungs- bzw. Alarmierungsfunktionalität

5 Die Maßnahmenplanung

Aufbauend auf den Ergebnissen von 2D und 3D Steinschlagmodellierungen mit den Simulationsprogrammen RAMMS::Rockfall (WSL) – vgl. Bild 3 – und

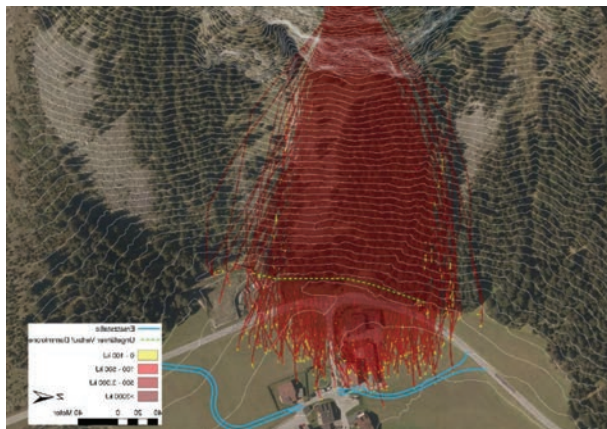


Bild 3, Steinschlagmodellierung ausgehend vom Blockstapel mit dem Modell RAMMS::Rockfall

gegebenen 25 Sekunden aus dem Gefährdungsbereich zu flüchten. Dieses Szenario wurde auch mit allen Arbeitern auf der Baustelle im Rahmen einer Übung (Sirenenauslösung) geprobt.

Während der gesamten Bauzeit wurde der Verkehr taleinwärts über die provisorische Umfahrungsstraße (siehe Bild 5), der talauswärts fahrende Verkehr wurde über die einspurig befahrbare L16 umgeleitet. Die zweite Spur der L16 wurde als Fahrstreifen für Baugeräte und als Bearbeitungsfläche genutzt.

Der Großteil des Dammes wurde in bewehrter Erde errichtet, daher musste beinahe das gesamte Material aufbereitet werden. Lediglich ein kleiner Teil der luftseitigen Böschung des Dammes im talinneren Bereich (vgl. Bild 5) wurde mit einer Neigung von 2:3 geschüttet – hier war keine Materialaufbereitung erforderlich. Während der Verlegung der Rohrleitung für die Wasserableitung aus dem Fallboden in den Vorfluter wurde mit dem Materialabtrag im Bereich der Dammaufstandsfläche begonnen. Dieses Aushubmaterial wurde ohne

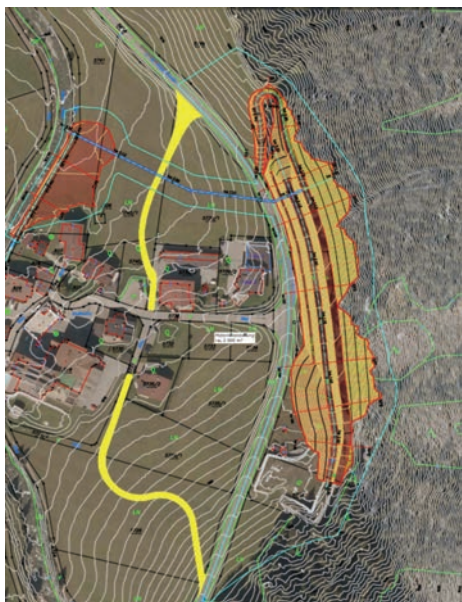


Bild 5, Planung des Schutzdammes inkl. Ersatzstraße während der Bauführung und Wasserableitung aus dem Fallboden in den Vorfluter

zusätzliche Aufbereitung im Bereich der 2:3 Böschung direkt eingebaut. Bei den Aushubarbeiten traten im nördlichen Teil des Baufeldes direkt oberhalb des geplanten Fassungsbauwerks Hangwässer aus. Aufgrund der relativ großen Wassermengen musste die Quelle gefasst und direkt in das Fassungsbauwerk der Rohrleitung eingeleitet werden.

Anschließend wurde die Dammaufstandsfläche für die ersten Lagen der bewehrten Erde vorbereitet. Da die Unterkante der ersten Lage abhängig von dem Urgelände ist (1,5 Lagen unterhalb des Urgeländes) und das Gelände in diesem Bereich sehr unregelmäßig war, wurden die ersten Lagen der bewehrten Erde

auf unterschiedlichen Ebenen gestuft verlegt. Das gesamte Material für die Errichtung der bewehrte Erde-Körper wurde aus verschiedenen Geschiebeablagerungsbecken im hinteren Pitztal entnommen. Das Material wurde mittels Brecher in den Ablagerungsbecken aufbereitet (Größtkorn 120mm) und an die Einbaustelle transportiert (siehe Bild 6 links). Aufgrund der Hochwasser- und Murgefahr in den Sommermonaten mussten sämtliche in den Becken befindlichen Baumaschinen täglich aus dem Gefahrenbereich entfernt werden.



Bild 6, links: Entnahme und Aufbereitung von Schüttmaterial aus einem Geschiebe-Ablagerungsbecken im hinteren Pitztal. Rechts: Schütt- und Verdichtungsarbeiten des bewehrte-Erde Damms



Bild 7, links: fertig gestellter Steinschlagschutzdamm (vor Begrünung) mit einer Höhe von 9,5 m, Fallboden, Wasserhaltung. Rechts: Erster Lastfall durch Steinschlag im Juli 2023

Nach der Abwicklung der erforderlichen Genehmigungsverfahren (Wasser-, Forstrecht und Naturschutz) und der Ausschreibung der Bauleistungen wur-

de der Schutzdamm in einer Bauzeit von insgesamt 4 Monaten im Herbst 2022 fertiggestellt (Bild 7 links). Bereits im Juli 2023 lieferte der Damm seine erste Bewährungsprobe bei einem Steinschlagereignis mit mehreren Sturzblöcken, die vom Damm erfolgreich und i. w. schadlos aufgehalten wurden (Bild 7 rechts).

Literatur

- 1 Schöffl T., Koschuch R., Mölk M., Hübl J. (2021): Application of a high-frequency radar for early warning of a rock-fall hazard in the Pitztal valley. 5th RSS Rock Slope Stability Symposium, Chambéry, 2021
- 2 Klauser A., Rieckh M., (2020): Bericht ATR: Steinschlag Weißwald, L 16 Pitztal (St. Leonhard im Pitztal) Bericht zur Abschätzung des Volumens der Steinblöcke
- 3 ATR, Abt. Geoinformation (2020): Steinschlag Weisswald, Höhen- Differenzenmodell 2006/2017. Per Download zur Verfügung gestellt
- 4 Trigonos (2021): Monitoringbericht Weisswald
- 5 Henzinger ZT, (2021): Geotechnischer Bericht: Felssturzgefährdung Weisswald, Gde. St. Leonhard i. P Errichtung eines Steinschlagschutzdammes
- 6 WLW/FZGL, (2020): AV Felssturzgefährdung Weisswald, Gde. St. Leonhard i. Pitztal: Installation eines Messsystems, Empfehlung Strassensperre, Evakuierung eines Hauses, Sicherheitskonzept GZ 3496/90-2020
- 7 WLW/FZGL, (2020): Gutachten: Felssturzgefährdung Weisswald, Gde. St. Leonhard i.P.: Geologisches Gutachten, Steinschlagsimulation, Dammbemessung
- 8 T. Brandtner, M. Mölk, B. Rieder & H. Agerer (2023): Ein Schutzdamm gegen Felssturz: Bemessung nach ONR 24810 und Ausführung im Schutz eines Mess- und Warnsystems. Österr Wasser- und Abfallwirtschaft, Springer Verlag. <https://doi.org/10.1007/s00506-023-00933-5>

Praxishilfe Murgang- und Hangmurenschutznetze – Inhalt und Verwendung

Dr. Axel Volkwein

Trumer Isofer AG, Knonau, Schweiz

Flexible Schutznetze werden nicht nur zum Schutz vor Steinschlag oder in Lawinenanrissgebieten eingesetzt, sondern finden auch gegen Murgänge in Gerinnen sowie gegen Hangmuren Verwendung. Die Netzsysteme sind im Vergleich zu massiven Verbauungen relativ leicht, lassen sich effizient installieren und fügen sich durch eine hohe Transparenz gut in die Landschaft ein. Die offene Netzstruktur erlaubt die Entwässerung der Murfracht und begünstigt damit den Stopp des Prozesses. Während Hangmurenverbauungen vom Erscheinungsbild wie klassische Steinschlagschutznetzverbauungen daherkommen, können Gerinneverbauungen oft ohne Stützen zwischen die Uferbänke gespannt werden.

Flexible Murbarrieren können gemäß der Richtlinie EOTA (2016) bewertet und CE-gekennzeichnet werden. Die charakteristischen Eigenschaften einer solchen Bewertung beinhalten dabei den Anpressdruck durch die Mure, auf welchen die Barriere ausgelegt ist, die erzielbare Füllhöhe, die talseitige Auslenkung, die wirkenden Verankerungskräfte sowie Angaben zur Dauerhaftigkeit. Die Netzhersteller können diese Angaben auch rechnerisch ermitteln, sofern wenigstens ein Barrierenmuster im 1:1 Feldtest nachgewiesen wurde.

Die Grundlagen zu obiger Richtlinie lieferte Wendeler (2008) genauso wie für die Hongkong-Richtlinie (Kwan & Cheung, 2012) und eine Zusammenfassung in Volkwein (2014). Die 2020 vom Schweizerischen Bundesamt für Umwelt (BAFU) herausgebrachte Praxishilfe richtet sich nun vornehmlich an Planer, Behörden und Auftraggeber, erklärt Projektierung, Realisierung, Wartung und Unterhalt von Murgang- und Hangmurenbarrieren und gibt Einblick in bereits gesammelte Erfahrungen. „Neben detaillierten technischen An-

gaben und Hilfestellungen aus der Praxis wird insbesondere auf Chancen und Risiken hingewiesen“ (Berger et al., 2020).

Vorhandene Bewertungen (früher auch Zulassungen genannt) gemäß EAD 340020-00-0106 ermöglichen eine verhältnismäßig einfache Verwendung der Barrieren für die Anwender, da die eigentliche Bemessung Aufgabe der Netzhersteller ist. D.h., die Anwender ermitteln „nur“ die relevanten Prozessgrößen z.B. des Murgangs, wie Fließgeschwindigkeit, Abflusstiefe, gesamtes Murvolumen und allenfalls noch die erwartete Murdicke oder den Durchmesser möglicher Einzelblöcke.

Literatur

- EOTA, 2016: Flexible kits for retaining debris flows and shallow landslides/ open slope debris flows. EAD 340020-00-0106.
- Berger, C.; Denk, M.; Graf, C.; Stieglitz, L.; Wendeler, C., 2020: Praxishilfe Murgang- und Hangmurenschutznetze. WSL Berichte, 102. 79 p.
- Kwan, J.S.H.; Cheung, R. W. M., 2012: Suggestions on Design Approaches for Flexible Debris-resisting Barriers. Discussion Note DN 1/2012, GEO, Hong Kong.
- Volkwein, A., 2014: Flexible Murgangbarrieren. Bemessung und Verwendung. WSL Berichte, 8. Birmensdorf, Eidg. Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft WSL. 31 p.
- Wendeler, C., 2008: Murgangrückhalt in Wildbächen – Grundlagen zu Planung und Berechnung von flexiblen Barrieren. Dissertation, Eidgenössische Technische Hochschule ETH Zürich, Nr. 17916.

Einwirkungen auf Schutzbauwerke durch fließähnliche gravitative Massenbewegungen

DI Simon Berger^{1,*} und Univ.-Prof. DI Dr.habil. Robert Hofmann²

¹ Universität Innsbruck, Arbeitsbereich für Geotechnik, Innsbruck;
simon.berger@uibk.ac.at

² Universität Innsbruck, Arbeitsbereich für Geotechnik, Innsbruck;
robert.hofmann@uibk.ac.at

* Vortragender: simon.berger@uibk.ac.at

1 Einleitung

Der vom Klimawandel bedingte Einfluss auf die Umwelt stellt eine zunehmende Herausforderung bei der Beurteilung von Schutzbauwerken infolge gravitativer Massenbewegungen dar. Schnelle fließähnliche Massenbewegungen bedrohen zunehmend Menschen und Infrastrukturbauten im Siedlungs- und Wirtschaftsraum der Alpen. Mit empirischen Modellen lassen sich die Ablagebereiche und die Fließtiefen der Massenbewegungen grob abschätzen. Für die Berechnung mithilfe von numerischen Programmen werden meist unbekannte Eingangsparameter notwendig. Zur genaueren Bestimmung der relevanten Parameter werden häufig Modellversuche durchgeführt, um die verschiedenen Berechnungsmodelle zu validieren. Der Prototyp des hier vorgestellten Modellversuchs wurde an der University of British Columbia entwickelt und an der Universität Innsbruck nachgebaut und erweitert. Der Modellversuch ermöglicht die Messung der Einwirkungen von granularen Massenprozessen auf unterschiedliche Typen von Barrieren.

Zum Schutz vor strömungsähnlichen Massenbewegungen werden in der Regel kostenintensive Schutzbauwerke errichtet. Für die Dimensionierung von Schutzbauten infolge von Murgängen existieren in Österreich Normen und Vorschriften (ONR 24800 2009, ONR 24801 2013, ONR 24802 2011,

ONR 24810 2021). Für größere und schnellere granulare Massenbewegungen, wie z.B. Felslawinen, Felsstürze oder Bergstürze, gibt es keine genormten Vorschriften. Viele Publikationen wie beispielsweise (Ashwood und Hungr 2016, Ho, Koo und Kwan 2018, Ng, et al. 2017, Bugnion, et al. 2012) haben Studien zu Einwirkungen auf Schutzbauwerke aufgrund von gravitativen Massenprozessen veröffentlicht. Diese Bemessungsempfehlungen basieren im Allgemeinen auf der Impulserhaltung, betrachten die statische Einwirkung (p_{stat}) getrennt von der dynamischen Einwirkung (p_{dyn}) und können mit Gleichung (1) und Gleichung (2) bestimmt werden.

$$p_{stat} = K \cdot h_{st} \cdot \rho \cdot g \quad (1)$$

$$p_{dyn} = \alpha \cdot \rho \cdot v^2 \quad (2)$$

In Gl. (1) und Gl. (2) bezeichnen (p_{stat}) den statischen Druck und (p_{dyn}) den dynamischen Anpralldruck, (ρ) die Dichte, (g) die Schwerkraft, (h_{st}) die statische Ablagerungshöhe und (v) die Geschwindigkeit der körnigen Masse. Wird in Gl. (1) und Gl. (2) die Einwirkungsfläche berücksichtigt, kann die statische und die dynamische Kraft (F_{stat} , F_{dyn}) bestimmt werden. In Gl. (1) und Gl. (2) sind zusätzlich der Erddruckkoeffizient (K) und ein empirischer Koeffizient (α) enthalten. Im Allgemeinen wird erwartet, dass die dynamische Anprallkraft (F_{dyn}) größer ist als die statische Kraft (F_{stat}). Folglich ist die dynamische Anprallkraft (F_{dyn}) entscheidend für die Dimensionierung der Schutzbauwerke. Neben der Geschwindigkeit (v) und der Dichte (ρ) hängt die dynamische Einwirkung (F_{dyn}) wesentlich vom empirischen dimensionslosen Faktor (α) ab. In (Poudyal, et al. 2019) wurden die von unterschiedlichen Autoren empfohlenen Werte des empirischen Parameters (α) veröffentlicht. Es werden Werte für (α) im Bereich von 1,0 bis 5,0 empfohlen. Je nach Bemessungsansatz kann damit die Einwirkung (F_{dyn}) um den Faktor 5 größer werden. Der publizierte Parameter (α) wird in diesem Zusammenhang vor allem für die Ermittlung der Einwirkungen infolge von Murgängen empfohlen. Der Modellversuch der Universität Innsbruck dient zur Untersuchung von schnellen, granularen, fließähnlichen Massenbewegungen, wie z.B. Felslawinen. Die Bestimmung

des empirischen Faktors (α) basiert im Allgemeinen auf der Rückrechnung von Modellversuchen und setzt voraus, dass die Geschwindigkeit (v) und die Dichte (ρ) der granularen Masse während des Aufpralls genau bekannt sind.

2 Modellversuch der Universität Innsbruck

Der Modellversuch der Universität Innsbruck besteht aus einem Reservoir, einer Transportebene, Seitenwänden und verschiedenen Arten von Barrieren. Im Allgemeinen ist der Modellversuch aus verzinktem Stahl gefertigt. Die Seitenwände bestehen aus Acrylglas. Die Transportebene ist ca. 3,2 m lang und 0,325 m breit. Durch die Öffnung der Klappe wird das Versuchsmaterial beschleunigt und prallt am Ende auf die Barriere. Mit dem Modellversuch der Universität Innsbruck wurden Versuche mit Neigungen zwischen 20° und 40° durchgeführt. Höhere Neigungen führen zu höheren Geschwindigkeiten. Die einzelnen Komponenten des Modellversuchs sind in Bild 1 dargestellt.

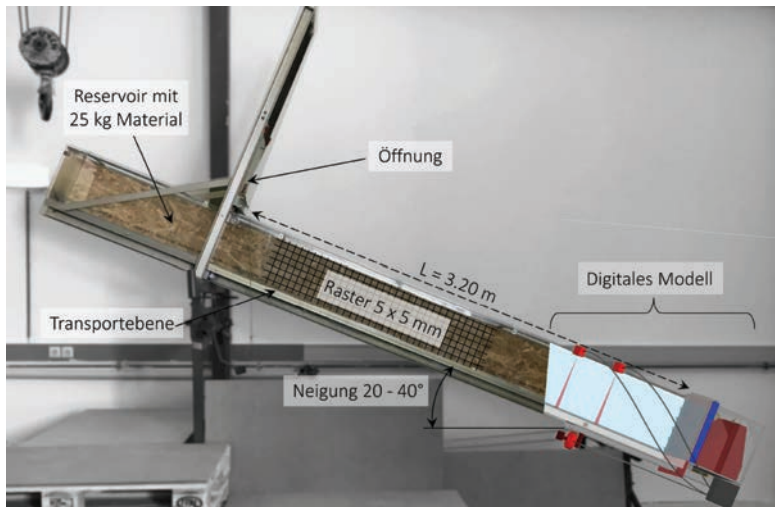


Bild 1, Modellversuch der Universität Innsbruck, Kombination aus Foto und digitalem Modell

Durch die Verwendung unterschiedlicher Barrieren kann der Einfluss hinsichtlich Belastung untersucht werden. Im Modellversuch wurden drei Typen von Barrieren untersucht. Als starre Barriere wurde eine Stahlplatte verwendet. Drei verschiedene flexible Materialien (Net_I, Net_II und Net_III) wurden zur Untersuchung von flexiblen Barrieren verwendet. Als dritter Barrierentyp wurde eine geogitterbewehrte Dammkonstruktion untersucht. Für jeden Modellversuch wurden 25 kg Material verwendet. Als Versuchsmaterial wurden Sand, eine Mischung aus Sand und Kies (Verhältnis 1:1), Stahlkugeln und Glaskugeln verwendet. Die Stahl- und Glaskugeln haben einen Durchmesser von 2 mm. Die Korngrößenverteilung des Sandes, des Kieses und der Mixtur könnte dem Bild 2 entnommen werden.

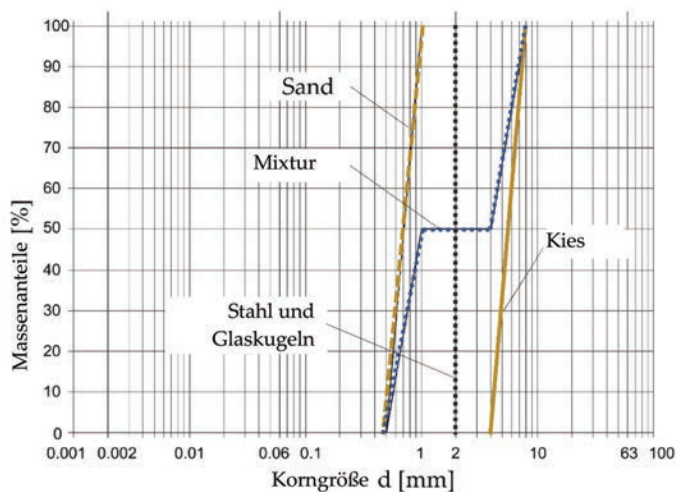


Bild 2, Korngrößenverteilung des Versuchsmaterials

Im Mittelpunkt der Modellversuche der Universität Innsbruck stehen vor allem granulare, fließähnliche Massenbewegungen mit hohen Geschwindigkeiten, wie sie beispielsweise bei Felslawinen auftreten. Die Kornform der Sand- und Kiespartikel spiegeln ein natürliches Material wider. Die Versuche mit Stahlkugeln treten in der Natur so nicht auf, sind aber aufgrund ihrer geometrisch nahezu perfekten sphärischen Geometrie und ihrer hohen Dichte ideal, um

eine obere Grenze der Einwirkungen zu bestimmen. Durch die Verwendung von unterschiedlichem Versuchsmaterial und durch die Variation der Neigung der Transportebene im Modellversuch wird ein tieferes Verständnis für die Bewegung von gravitativen Massenbewegungen gewonnen. Dies bildet eine Grundlage für die Bestimmung eines Bemessungskonzeptes von Schutzbauwerken bei der Einwirkung von gravitativen, fließähnlichen Massenbewegungen. Zwei optische Distanzlaser (Baumer OM70-L0600.HV0350) ermöglichen die Messung der Fließhöhe und der Geschwindigkeit an der Front der granularen Masse. Die Kraft-Zeit Einwirkung auf die Barriere wurde mit einer Kraftmessdose (HBM U10M/1,25kN) gemessen. Der gesamte Versuchsablauf wurde mit insgesamt 3 Videokameras aufgezeichnet. Die Messinstrumentierung kann dem Bild 3 entnommen werden.

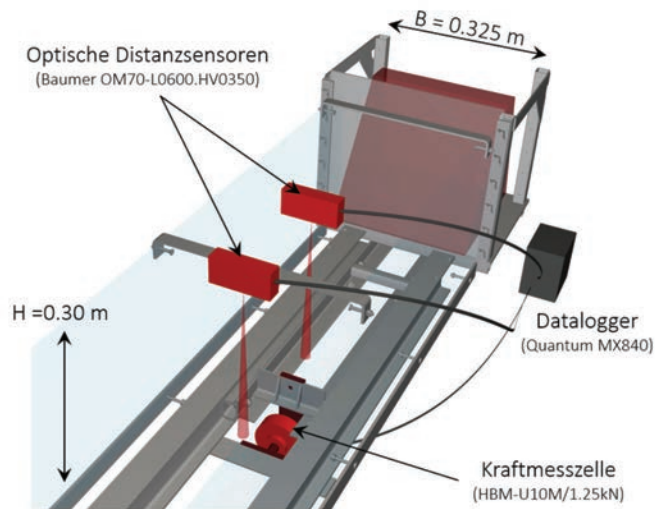


Bild 3, Messinstrumentierung zur Bestimmung der Fließhöhe und der Geschwindigkeit der Massenbewegung und der Einwirkung auf die Barriere

Darüber hinaus wurden die Videoaufnahmen zur Bestimmung der Geschwindigkeit der granularen Masse mit der Software Kinovea verwendet. In den Videoaufzeichnungen wurde abschnittsweise die Front der Massenbewegung

markiert. Als Ergebnis konnte damit die Geschwindigkeit über die gesamte Prozessdauer ermittelt werden.

3 Ergebnisse der Modelltests

Die Ergebnisse aller Modellversuche wurden in (Hofmann und Berger 2022) veröffentlicht. Insgesamt wurden ca. 200 Modellversuche durchgeführt. Für die Interpretationen und Schlussfolgerungen aus den Versuchen werden ausschließlich Messergebnisse des natürlichen Versuchsmaterials (Sand und Mixtur) verwendet. Bild 4 zeigt die Gegenüberstellung des Kraft-Zeit-Verlaufs für unterschiedliche Barrieren. Die Neigung dieser Modellversuche mit dem Versuchsmaterial Mixtur lag für alle Modellversuche konstant bei $30,2^\circ$.

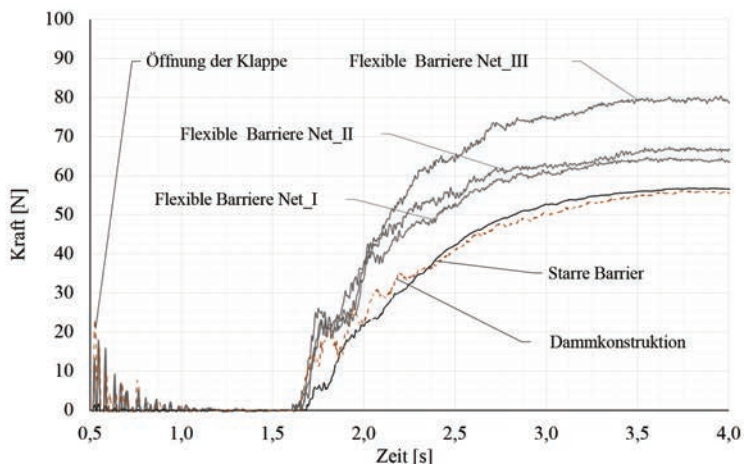


Bild 4, Kraft- Zeit-Verlauf der Einwirkung auf unterschiedliche Barrieren bei gleichen Versuchsrandbedingungen (Neigung Modellversuch $30,2^\circ$)

Aus den Untersuchungen mit dem Modellversuch der Universität Innsbruck und dem natürlichen Versuchsmaterial, Sand und Mixtur, ergeben sich folgende Erkenntnisse:

- Wird in Gl. (1) der Erdruhedruckkoeffizient (K_0) verwendet, so erreicht die Kraft (F_{stat}) nicht den gemessenen Wert aus den Modellversuchen.
- Modellversuche mit einer Neigung von weniger als $38,8^\circ$ ($v \approx 5,5$ m/s) zeigen kaum Unterschiede zwischen der statischen (F_{stat}) und dynamischer Einwirkung (F_{dyn}).
- Die Messung der Geschwindigkeit (v) von granularen Massenprozessen, insbesondere durch das stark turbulente Verhalten, ist nicht genau ermittelbar. Insbesondere für reale Ereignisse ohne Messinstrumentierung bleibt die Geschwindigkeit ein Schätzwert.
- Die Geschwindigkeit (v) ist innerhalb der granularen Massenbewegung nicht konstant.
- Je nachgiebiger eine Barriere ist, desto größer ist die Einwirkung durch die granulare Masse (siehe Bild 4). Diese Schlussfolgerung gilt nicht für Einzelimpakts wie beispielsweise bei Steinschlag.

4 Ermittlung der Einwirkung auf Schutzbauwerke infolge Felslawinen

Die Bestimmung der statischen Einwirkung und der dynamischen Anprallkraft auf Schutzbauten infolge Felslawinen mit Gl. (1) und Gl. (2) erfordert die Kenntnis der Geschwindigkeit (v). Basierend auf den Erkenntnissen aus den Modellversuchen der Universität Innsbruck wurde in (Hofmann und Berger 2022) ein alternatives Bemessungsmodell entwickelt. Dieses Bemessungsmodell bestimmt zunächst die statische Einwirkung (F_{stat}) auf der Grundlage der Kriechtheorie und eines dimensionslosen Faktors ζ_s (siehe Gl. 3). Die Ermittlung der statischen Kraft (F_g) kann anhand von Bild 5 erfolgen.

$$F_{stat} = F_g * \zeta_s \quad (3)$$

F_g = statische Kraft, die sich aus der Kriechdrucktheorie ergibt;

ζ_s = statischer Koeffizient unabhängig von der Art des Bauwerkes (starr, flexibel, Böschung);

ζ_s = 1,0 bis 1,5;

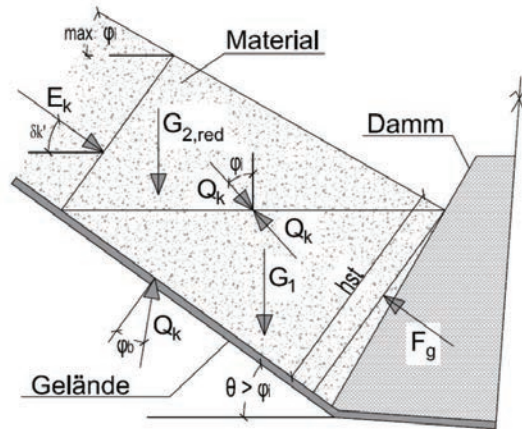


Bild 5, Kräfteplan zur Ermittlung der Einwirkung auf Basis der Kriechtheorie (F_g)

Die dynamische Einwirkung (siehe Gl. 4) wird mit der statischen Kraft (F_{stat}) und dem dimensionslosen Faktor (ζ_d) bestimmt. Der dimensionslose Faktor (ζ_d) berücksichtigt auch den Typ der Barriere.

$$F_{dyn} = F_{stat} * \zeta_d \quad (4)$$

- ζ_d = dynamischer Koeffizient, abhängig von der Art der Barriere;
- ζ_d = 1,0 bis 1,06 für den Damm;
- ζ_d = 1,0 bis 1,15 für die starre Barriere;
- ζ_d = 1,0 bis 1,30 für die flexible Barriere;

Die Vorteile des Bemessungsmodells nach (Hofmann und Berger 2022) mit Gl. (3) und Gl. (4) liegen insbesondere darin, dass die Geschwindigkeit (v) der granularen Masse für die Bestimmung des Stoßes nicht benötigt wird. Im Gegensatz zum empirischen dimensionslosen Faktor (α) von Gl. (1) und Gl. (2) weisen die Faktoren (ζ_s) und (ζ_d) von Gl. (3) und Gl. (4) keine großen Wertebereiche auf. Darüber hinaus berücksichtigt Gleichung (4) die verschiedenen Typen von Schutzbauwerken.

Mit dem Modellversuch der Universität Innsbruck werden verschiedene Studien in Bezug auf Felslawinen untersucht. Zusätzlich zu den Modellversuchen werden numerische Berechnungen durchgeführt, um die Messergebnisse zu validieren. Außerdem können mit Hilfe der numerischen Berechnungen Skalierungseffekte zwischen Modellversuchen und realen Ereignissen untersucht werden (Berger und Hofmann 2022).

Literatur

- 1 Ashwood, W., and O. Hungr. Estimating total resisting force in flexible barrier impacted by a granular avalanche using physical and numerical modeling. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(10), 1700-1717, 2016.
- 2 Berger, S., and R. Hofmann. Impacts on Protective Structures against Gravitational Mass Movements – Scaling from Model Tests to Real Events. *Geosciences*, 12(7), 278., 2022.
- 3 Bugnion, L., B. W. McArdell, P. Bartelt, and C. Wendeler. Measurements of hillslope debris flow impact pressure on obstacles. *Landslides*, 9(2), 179-187, 2012.
- 4 Ho, K.K.S., R.C.H Koo, and J.S.H. Kwan. Advances in debris flow risk mitigation practice in Hong Kong. Second JTC1 Workshop. Triggering and Propagation of Rapid Flow-like Landslides. Hong Kong, 2018.
- 5 Hofmann, R., and S. Berger. Impacts of Gravitational Mass Movements on Protective Structures – Rock Avalanches/Granular Flow. Basel, Switzerland: *Geosciences*, 12(6), 223., 2022.
- 6 Ng, C. W., C. E. Choi, D. Song, M. Calvello, J. S. H. Kwan, and G. Wang. Interaction of debris flow with rigid and flexible barriers: centrifuge and numerical simulations. TC1 Workshop on Advances in Landslide Understanding., 2017.
- 7 ONR 24800. Schutzbauwerke der Wildbachverbauung – Begriff und Ihre Definitionen sowie Klassifizierung. Austrian Standards Institute, 2009.
- 8 ONR 24801. Schutzbauwerke der Wildbachverbauung – Statische und dynamische Einwirkungen. Austrian Standards Institute, 2013.

- 9 ONR 24802. Schutzbauwerke der Wildbachverbauung – Projektierung, Bemessung und konstruktive Durchbildung. Austrian Standards Institute, 2011.
- 10 ONR 24810. Technical protection against rockfall – Terms and definition, effects of actions, design monitoring and maintenance. Austrian Standards Institute, 2021.
- 11 Poudyal, S., et al. Review of the mechanisms of debris-flow impact against barriers. Association of Environmental and Engineering Geologists; special publication 28., 2019.



Wo Präzision beginnt
&
Sicherheit garantiert wird

Technische Daten

Multifrequenz Sensoren (L1, L2, L5)
mit GPS, Glonass, Galileo und
Beidou mit Schutzgehäuse und
Transformator (230V/12V)

Gewicht	HAWK 1.9kg COLIBRI 1.4kg
Stromverbrauch	HAWK 0.9A COLIBRI 0.4A
Kanäle	HAWK336 COLIBRI 432
Internet	Internes Modem
Neigungssensor	optional (nur HAWK)

Genauigkeit HAWK

horizontal: +/-1.0mm / 24h*
vertikal: +/-2.5mm / 24h*

Genauigkeit COLIBRI

horizontal: +/-1.0mm / 24h*
vertikal: +/-2.5mm / 24h*

*Die Genauigkeit hängt von Umgebung,
Messdauer und den Abdeckungen ab.

Voraussetzung 3G -Mobilfunk



COLIBRI



HAWK

VISION

Weltweit führend in der Echtzeit-Überwachung jeglicher
Hangbewegungen in natürlichen Landschaften oder von Infrastrukturbauten.

Mission

Sicurent hat die globalste innovativste Lösung zur frühzeitigen Gefahrenerkennung,
um Menschen vor potenziellen Risiken zu schützen.

Mehrwert

Datenanalyse in Echtzeit ohne Post-Processing. Die Hard- & Software liefert sehr
hohe Genauigkeit im Millimeterbereich. App and Web mit Plug and Play.



ISBN 978-3-99106-126-7



9 783991 061267