DISS. ETH Nr. 17916

Murgangrückhalt in Wildbächen - Grundlagen zu Planung und Berechnung von flexiblen Barrieren



Corinna Wendeler

2008

DISS. ETH Nr.

Murgangrückhalt in Wildbächen - Grundlagen zu Planung und Berechnung von flexiblen Barrieren

A B H A N D L U N G
zur Erlangung des Titels

DOKTORIN DER WISSENSCHAFTEN

der

EIDGENÖSSISCHEN TECHNISCHEN HOCHSCHULE ZÜRICH

vorgelegt von

CORINNA SIMONE ISABELLE WENDELER

Dipl.-Ing., TU München (TU)
geboren am 02. November 1978
in Mannheim, Deutschland

Angenommen auf Antrag von

Prof. Dr. Mario Fontana
Prof. Dr. Kai-Uwe Bletzinger
Dr. Perry Bartelt

2008

Danksagung

Die vorliegende Arbeit entstand im Rahmen eines gemeinsamen Forschungsprojekts der Geobrugg AG und meinem direkten Arbeitgeber, der Eidg. Forschungsanstalt WSL, zur Erforschung von flexiblen Ringnetzbarrieren gegen Murgänge. Unterstützt wurde das Projekt dankenswerterweise von der Kommission für Technologie und Innovation (KTI) des Bundesamts für Berufsbildung und Technologie (BBT).

Meinen persönlichen Dank möchte ich meinem Doktorvater, Prof. Dr. Mario Fontana, aussprechen, der die Arbeit bestens betreute und unterstützte sowie mit wichtigen Impulsen stets zum Gelingen der Arbeit beitrug.
Auch bei Prof. Kai-Uwe Bletzinger von der TU München bedanke ich mich ganz herzlich, dass er von Anfang an bereit war, mich bei dieser für sein Institut doch eher "artfremden" Arbeit zu unterstützen und die Aufgabe des Koreferenten zu übernehmen.
Gleicher Dank gilt auch Dr. Perry Bartelt vom Eidg. Forschungsinstitut für Lawinenforschung SLF, der mich stets mit tiefgründigen Diskussionen über die Murgangthematik und deren Physik anregte und mir zusätzlich zu meiner pragmatischen "Ingenieursdenkweise" eine breitere Sicht der Thematik eröffnete.
Einen speziellen Dank möchte ich Axel Volkwein für seine Geduld, seine ständige Hilfsbereitschaft und seine wertvollen Ideen aussprechen, die ihn als exzellenten Projektleiter dieses Projektes auszeichnen.
An dieser Stelle möchte ich auch Roland Wüchner und Alexander Kupzok von der TU München danken, die trotz der grossen Entfernung immer ein offenes Ohr für Fragen und deren Lösungen hatten.
Des Weiteren danke ich auch meiner lieben Gabi von Trauchburg, die mit grossem Engagement diese Arbeit Korrektur gelesen hat.

Zu jeder Zeit besonders angenehm und fruchtbar war die Zusammenarbeit mit meinem Projektpartner, der Geobrugg AG, für die ich mich persönlich noch bei Stephan Wartmann, Andrea Roth und Matthias Denk bedanken möchte. Ihr unermüdliches Engagement für das Projekt hat erst zum richtigen Erfolg beigetragen.
Dankbar bin ich auch dem Praktikanten Florian Kaineder und den Diplomanden Andreas Gubler, Philipp Franke und Magdalena Schlickenrieder, deren Einsatz in jeder Hinsicht meine Arbeit vorantrieb.

Für einen tollen Support möchte ich mich auch noch bei meinen Arbeitskollegen von der WSL bedanken. Dieser Dank gilt vor allem unserem Messtechniker Bruno Fritschi, ohne ihn und sein "Know-How" zur Messtechnik wäre das Projekt nie realisierbar gewesen.
Weiterer Dank gilt an dieser Stelle auch den Wallisern, François Dufour und Alexandre Badoux, die vor Ort und zu jeder Zeit verfügbar waren. Auch der Murgang- und Steinschlaggruppe der WSL gehört hier noch ein grosses Dankeschön.
Ausserdem möchte ich mich noch bei dem gesamten Team des Gartens der WSL bedanken, welches stets für die Entsorgung meines Labormaterials zuständig war. Auch Pat Thee erhält ein persönliches Dankeschön für seine Vermessungsarbeit im oft unwegsamen Gelände.
Des Weiteren bedanke ich mich bei meinen übrigen Arbeitskollegen von Davos und der WSL für die gemütlichen Kaffee-, Sport-, und Plauschstunden. Besonderer Dank gilt an

dieser Stelle Julia Kowalski, die mit ihrer mathematischen Denkweise und liebenswert offenen privaten Seite zu einer engen und erfolgreichen Zusammenarbeit beigetragen hat. Auch Katharina Platzer danke ich für ihr herzliches Miteinander und ihre Unterstützung privater wie auch beruflicherseits.

Und nicht zuletzt ein grosses Dankeschön an alle meine Freunde, die stets für die notwendige Abwechslung zur Arbeit sorgten.
Als letztes möchte ich meinen Eltern für ihre permanente Unterstützung und ihren Rückhalt während meiner ganzen Ausbildungszeit herzlichst danken, wodurch diese Dissertation erst möglich wurde. Ganz besonderer Dank gilt natürlich zum Schluss meinem geduldigen Martin, der mir als Partner stets den nötigen Rückhalt, Ausgleich und das nötige Selbstvertrauen gab, diese Arbeit auch in den wenigen, schwierigen Situationen erfolgreich zu meistern.

Zürich, im Juni 2008 Corinna Wendeler

Summary

In mountainous regions throughout the world, debris flows constitute a threat to human lives and infrastructure. Debris flows are often caused by heavy rainfall. They consist of debris containing mud and coarse sediment that flows downslope towards the valley bottom. This study investigates a new system to provide protection against debris flows, ring net barriers.

Existing approaches to describe the loading induced by debris flows are described in a historical context and their range of application is given. New results from full-scale field tests at the Illgraben debris flow observation station, Canton Valais, Switzerland and scaled laboratory tests led to the development of a new loading approach:

During the stopping process of a debris flow, the hydrostatic load depends on the mass density and the height of the flow. The associated dynamic load depends on the square of the impact velocity, on the density and on a velocity-head pressure coefficient and a flow and material-dependant coefficient. The pressure coefficient values of watery debris flows tend to be smaller than those of granular debris flows where friction is more important. If the first debris flow wave is stopped by the ring-net barrier, the subsequent filling process can be roughly described visually by iteratively fitting the second wave to its flow height over the first one, so that the total pressure distribution on the ring net can be calculated. If the barrier is completely filled, the load approaches that of the active earth pressure state because more water is continually drained from the stopped material due to the extra load from the overflowing debris flow.

Field and laboratory tests have confirmed a new friction relation taking into account the flow process variables involved in debris flows. This law contradicts the common assumption that the Mohr-Coulomb friction relation with a constant friction parameter also describes debris flow friction.

A software tool called FARO, which was originally developed for simulating rock-fall protection systems with flexible ring-net barriers, was adapted for the area loading of impacting debris flows to facilitate calculation of the structural behavior of the barriers. The software tool CARAT is recommended for the form-finding studies of the soft and flexible, membrane-like structure of the barriers. The design of the support structure is not considered herein and should be dimensioned during the planning phase.

First steps for a safety concept should supplement the design of the ring-net barriers in practice. An example is given to illustrate the step-by-step approach to calculation, which is summarized in a flowchart.

Kurzfassung

In alpinen Regionen stellen Murgänge weltweit eine Gefahr für die Bevölkerung und deren Infrastruktur dar. Dabei handelt es sich um einen durch Wasser mobilisierten, talwärts fliessenden Strom aus Schlamm und Gesteinen, häufig ausgelöst durch Starkniederschlagsereignisse. Um einen effizienten Schutz dagegen zu ermöglichen, wurden sogenannte flexible Ringnetzbarrieren für den Einsatz als Murgangschutzsystem untersucht.

Ein historischer Abriss über bisher bekannte Lastansätze für Murdrücke zeigt deren Gültigkeitsbereich und Anwendungsgrenzen auf. Mittels neu gewonnener Erkenntnisse aus 1:1 Feldversuchen im Illgraben, Kanton Wallis, skalierten Laborversuchen und durch die offengelegten Vor- und Nachteile bisheriger Ansätze resultiert folgender Lastansatz:
Beim Stoppprozess eines Murgangs treten sowohl hydrostatische Lasten auf, die von der Dichte und Fliesshöhe des Murgangs abhängen, als auch dynamische Lasten, die von der Aufprallgeschwindigkeit zum Quadrat, der Dichte und einem Material- und Murgang-spezifischen Druckkoeffizienten abhängen. Demnach zeigen wässrige, schlammige Murgänge kleinere Druckbeiwerte und granulare, reibungsdominierte Murgänge grössere.
Ist die erste Murgangwelle durch die Barriere gestoppt, kann der weitere Auffüllprozess bildlich als ein sich Übereinanderschieben von Wellenschüben mit der Fliesshöhe des Murgangs angenähert und dadurch die jeweils auftretende Druckbelastung auf die Barriere ermittelt werden. Im gefüllten Zustand nähert sich die Belastung dem aktiven Erddruck, da das gestoppte Material durch die vorherrschende Auflast des überströmenden Murgangs immer mehr drainiert wird.

Sowohl die Feld- als auch Labordaten bestätigen ein über den Fliessprozess variables Reibungsgesetz bei Murgängen, wodurch bisherigen Annahmen einer Mohr-Coulombschen Reibungsgesetzmässigkeit widersprochen werden kann.

Ein aus der Steinschlagforschung zur Simulation flexibler Ringnetzbarrieren bekanntes Softwaretool FARO wird für die flächig einwirkende Belastung angepasst, um die flexiblen Murgangbarrieren systembezogen und effizient berechnen zu können. Zur erforderlichen Formfindung bei der weichen, membranähnlichen Struktur der Barrieren empfiehlt sich das Tool CARAT und eine bei der Planung im Vorfeld durchdachte, konstruktive Durchbildung der Tragstruktur.

Ein Bemessungsbeispiel erläutert die detaillierte Vorgehensweise in der Planungsphase und setzt die gewonnenen Kenntnisse dieser Arbeit in die Praxis um. Erste Schritte für ein mögliches Bemessungskonzept werden aufgezeigt und die Grenzen bisher vorhandener Normen offengelegt. Die notwendigen Schritte der Bemessung werden in einem Ablaufschema zusammegefasst.

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung **1**
- 1.1 Flexible Ringnetzbarrieren als Murgangschutz . . . 2
- 1.2 Einordnung und Abgrenzung dieser Arbeit . . . 3
- 1.3 Vorgehensweise zur Ermittlung des Lastmodells . . . 4
  - 1.3.1 Feldversuche . . . 4
  - 1.3.2 Laborversuche . . . 5
  - 1.3.3 Historische Ansätze und Ansatz Druckstosswellen . . . 5
  - 1.3.4 Numerische Modellierung . . . 5
  - 1.3.5 Erstellung des Bemessungskonzepts . . . 6

2 Murgangthematik **7**
- 2.1 Gravitative Massenbewegungen . . . 7
- 2.2 Der Prozess Murgang . . . 11
  - 2.2.1 Auslösung . . . 11
  - 2.2.2 Fliessprozess . . . 12
    - 2.2.2.1 Vereinfachte Bewegungsgleichungen . . . 15
    - 2.2.2.2 Zwei-Phasen-Modell . . . 16
    - 2.2.2.3 Rheologie und Reibungsgesetze . . . 18
  - 2.2.3 Energiebilanz . . . 20
    - 2.2.3.1 Randomenergie . . . 23
- 2.3 Schutzmassnahmen . . . 24
  - 2.3.1 Ablenkdämme . . . 24
  - 2.3.2 Rückhaltebauwerke . . . 25
  - 2.3.3 Murgangrechen und Bremsen . . . 26
  - 2.3.4 Durchleitbauwerke . . . 26
- 2.4 Schutzkonzepte . . . 27
  - 2.4.1 Hochwasserereignis 2005 . . . 27
  - 2.4.2 Umsetzung Brienz . . . 29
  - 2.4.3 Umsetzung Hasliberg . . . 31

3 Flexible Barrieren als Murgangschutz **33**
- 3.1 Geschichte der Netzbarrieren . . . 33
  - 3.1.1 Netzsperren im Wildbachverbau . . . 33
  - 3.1.2 Schneenetze . . . 34
  - 3.1.3 Steinschlagnetze . . . 35
- 3.2 Flexible Murgangbarrieren . . . 36
  - 3.2.1 Konstruktion . . . 37
  - 3.2.2 Bauteile und Komponenten . . . 38

3.2.2.1 Tragseile . . . 38
3.2.2.2 Flügel- und Randseile . . . 39
3.2.2.3 Bremselemente . . . 39
3.2.2.4 Verankerung . . . 40
3.2.2.5 Ringnetz . . . 42
3.2.2.6 Abrasionsschutz . . . 43
3.2.3 Aufbau . . . 44
3.2.4 Wartung . . . 47
3.2.5 Leerung und Abbau . . . 47
3.2.6 Ressourceneinsatz und ökologische Aspekte . . . 49
3.3 Wirkungsweise . . . 50
3.4 Ringnetzbarrieren als Mehrstufenbarriere . . . 51
3.4.1 Hydraulische Grundlagen aus dem Wasserbau . . . 51
3.4.2 Wirkungsweise von Mehrstufenverbauungen . . . 54
3.4.3 Praxisbeispiel Merdenson . . . 56
3.4.4 Berechnungsbeispiel Mehrstufenbarrieren . . . 61

4 Feldversuche Forschungsbarriere Illgraben 69
4.1 Einzugsgebiet . . . 70
4.2 Messtechnik . . . 71
4.2.1 Scherwand . . . 73
4.2.2 Murgangwaage . . . 73
4.2.3 Instrumentierung der Forschungsbarriere . . . 74
4.2.3.1 Triggerung Messtechnik . . . 74
4.2.3.2 Videokamera und Scheinwerfer . . . 75
4.2.3.3 Fliesshöhen- und Füllstandsmessung . . . 76
4.2.3.4 Kraftmessung . . . 76
4.2.3.5 Datenerfassung . . . 77
4.3 Barrierenentwicklung . . . 79
4.3.1 Barriere 2005 . . . 79
4.3.2 Barriere 2006 . . . 81
4.3.3 Barriere 2007 . . . 83
4.4 Messergebnisse Murgangwaage und Scherwand . . . 85
4.4.1 Energiebilanzen . . . 87
4.5 Messergebnisse der Testbarrieren . . . 90
4.5.1 Messwerte Füllereignis 2006 . . . 90
4.5.2 Messwerte Überströmereignis 2005, 2006 . . . 91
4.5.3 Geometrie und Rückhaltevolumen der Barrieren . . . 93
4.6 Analyse und Interpretation . . . 96
4.6.1 Murgangdaten Beobachtungsstation . . . 96
4.6.2 Daten der Testbarriere . . . 96
4.6.3 Analyse Netzdetailpunkte . . . 98
4.6.4 Analyse geometrischer Daten Barriere . . . 100

5 Physikalische Modellierung 103
5.1 Massgebende Modellgesetze . . . 103

5.1.1 Dimensionsanalyse . . . 105
5.2 Modellversuche . . . 108
5.2.1 Versuchsstandsbeschreibung . . . 108
5.2.1.1 Topographiersystem . . . 109
5.2.1.2 Lasermessung . . . 110
5.2.1.3 Messschlitten . . . 110
5.2.1.4 Hochgeschwindigkeitskamera . . . 111
5.2.1.5 Datenerfassung . . . 111
5.2.2 Verwendete Barrieren . . . 111
5.2.3 Verwendete Murgangmaterialien . . . 112
5.2.3.1 Materialherkunft . . . 113
5.2.3.2 Sieblinien . . . 113
5.2.3.3 Dichtebestimmung . . . 113
5.2.3.4 Viskositätsbestimmung . . . 114
5.2.3.5 Reibungswinkel . . . 116
5.2.4 Versuchsablauf . . . 117
5.2.4.1 Herstellung der Murgangmischung . . . 117
5.2.4.2 Versuchsdurchführung . . . 119
5.3 Resultate . . . 119
5.3.1 Visuelle Beobachtungen . . . 120
5.3.2 Bestimmung relevanter Skalierungsfaktoren . . . 121
5.3.2.1 Beurteilung . . . 124
5.3.3 Fliessgeschwindigkeiten und Fliesshöhen . . . 125
5.3.4 Materialrückhalt . . . 126
5.3.5 Kraftmessung . . . 129
5.3.5.1 Maximalbelastung . . . 129
5.3.5.2 Statische Belastung . . . 134
5.3.6 Entwässerung . . . 136
5.4 Numerische Modellierung der Modellversuche . . . 139
5.4.1 Reibungsbeiwerte . . . 139
5.4.1.1 Reibungsparameter der Laborversuche . . . 139
5.4.2 Modellierung der Versuche mit Illgrabenmaterial . . . 144
5.5 Interpretation der Modellversuche . . . 150
5.5.1 Übertragung des Modells auf die Realität . . . 150
5.5.2 Übertragbarkeit des Fliessprozesses . . . 150
5.5.3 Interaktion Murgang Barriere . . . 151
5.5.4 Aussagekraft der Simulation . . . 152

6 Grundlagen zur Bemessung von Murgangnetzen 153
6.1 Bisherige Lastansätze für starre Bauwerke . . . 153
6.1.1 Ansatz Kherkheulidze . . . 153
6.1.2 Ansatz nach Lichtenhahn . . . 154
6.1.3 Ansatz nach Coussot . . . 154
6.1.4 Ansatz Armanini und Scotton . . . 155
6.1.5 Ansatz Hübl und Holzinger . . . 156
6.1.6 Kantonale Gebäudeversicherungen . . . 158

6.1.7 Schweizerische Baunorm SIA . . . 159
6.1.8 Deutsche Industrienorm DIN . . . 160
6.1.9 Beurteilung der Lastansätze für starre Barrieren . . . 160
6.2 Ansätze für flexible Barrieren . . . 163
6.2.1 Vergleich der Einwirkungen Steinschlag und Murgang . . . 163
6.2.2 Rückrechnung von gemessenen Seilkräften auf die Einwirkungen . . . 164
6.2.2.1 Mechanische Eigenschaften von Seilen . . . 164
6.2.2.2 Seilgleichung . . . 164
6.2.2.3 Näherungslösung der Seilgleichung . . . 166
6.2.2.4 Rückrechnung mit Messdaten des Füllereignisses 2006 . . . 168
6.2.3 Strömungswiderstand Ringnetz . . . 170
6.2.4 Ansatz nach Rickenmann auf Energiebasis . . . 172
6.2.5 Erddruckansatz . . . 172
6.2.5.1 Weiterentwicklung des Erddruckansatzes . . . 173
6.2.5.2 Rückrechnung Messdaten Füllereignis 2006 . . . 173
6.2.6 Beurteilung der Lastansätze für flexible Barrieren . . . 174
6.3 Lastmodell mit Druckstosswellen . . . 177
6.3.1 Druckstösse auf Ringnetzbarrieren . . . 177
6.3.2 Vergleich Lasten granulare Front - schlammige Front . . . 181
6.3.3 Übertragung auf Messwerte Illgraben . . . 182
6.3.4 Rückrechnung auf Seilkräfte . . . 183
6.3.4.1 Zustand 1 . . . 184
6.3.4.2 Zustand 2 . . . 184
6.3.4.3 Zustand 3 . . . 184
6.3.4.4 Ganz gefüllt . . . 185
6.3.4.5 Überströmen . . . 185
6.3.5 Beurteilung des Ansatzes mit der Druckstosswelle . . . 186
6.4 Diskussion . . . 189
6.4.1 Methoden zum Vergleich von Barrieren mit verschiedenen Steifigkeiten . . . 189
6.4.2 Diskussion der Lastmodelle . . . 192
6.4.3 Wahl des Druckstossmodells . . . 194

7 Numerische Modellierung 195
7.1 Software FARO zur Simulation von Steinschlagschutzverbauungen . . . 195
7.1.1 Nichtlineare dynamische Analyse . . . 195
7.1.2 Statische Analyse . . . 197
7.1.3 Berechnungsdurchführung . . . 197
7.2 Simulation von Murgangschutzverbauungen mit FARO . . . 198
7.2.1 Flächenlasten . . . 198
7.2.2 Modellgenerierung und Simulation der Barriere 2006 im Illgraben . . . 199
7.2.2.1 Allgemeine Simulationsparameter . . . 199
7.2.2.2 Elementknoten . . . 199
7.2.2.3 Elementeingabe . . . 200
7.2.2.4 Lasteingabe . . . 201
7.2.3 Einfluss von Modellierungsdetails . . . 202

7.2.3.1 Hydrostatischer Druck linear oder gleichmässig verteilt . . 202
7.2.3.2 Dynamischer Druck nach Variante 1 oder Variante 2 . . . 203
7.2.3.3 Einfluss der Laststeigerung 207
7.2.3.4 Einfluss des Dämpfungsgrads 208
7.2.3.5 Einfluss der Zeitschrittgrösse 209
7.2.3.6 Verformungen 209
7.2.3.7 Statische Berechnung 209
7.3 Formfindung 213
7.3.1 Begriffsbestimmung Formfindung 213
7.3.2 Software CARAT 214
7.3.3 Grundgleichungen der Formfindung 215
7.3.4 Allgemeine Modellierungsdetails 216
7.3.5 Modell der Ringnetzbarriere mit Membranelementen 219
7.3.6 Bauliche Durchbildung 223
7.4 Interpretation 230
7.4.1 FARO zur Simulation von Murgangbarrieren 230
7.4.2 CARAT zur Formfindungsanalyse der Murgangbarrieren 230
7.4.3 Vergleich beider Vorgehensweisen und Ausblick 231

8 Bemessungsbeispiel Murgangbarrieren 233
8.1 Topographische Begebenheiten und Standortwahl 233
8.2 Eingangsdaten 235
8.3 Bemessungskonzept 236
8.3.1 Abgrenzung zu vorhandenen Normen 237
8.3.2 Intensität 238
8.3.3 Eintretenswahrscheinlichkeit 238
8.3.4 Versagenswahrscheinlichkeit 239
8.4 Korrosionsschutz 242
8.5 Ablauf des Bemessungsverfahrens 245
8.6 Anwendung des Bemessungsverfahrens für eine Beispielbarriere 246
8.6.1 Topographische und geologische Situation 246
8.6.2 Eingangsdaten Murgänge Louwenenbach 247
8.6.3 Sicherheitskonzept 247
8.6.4 Berechnung der auftretenden Murenlasten 248
8.6.5 Berechnung der auftretenden Schneelasten 249
8.6.6 Bemessung der Barriere 250
8.6.6.1 Dimensionierung des Flügelseils 251
8.6.6.2 Untersuchung eines Einzelanpralls 251
8.6.7 Bestimmung des Rückhaltevolumens 252
8.6.8 Kosten-Nutzen Analyse der geplanten Barrierenserie 252
8.6.8.1 Aufwendung für die Schutzmassnahme mit Ringnetzbarrieren 254
8.6.8.2 Vergleich der Kosten Betonsperre - Ringnetzbarriere . . . 255
8.7 Hinweise und Anwendungsgrenzen 256
8.7.1 Begleitende Hinweise 256
8.7.2 Anwendungsgrenzen 256

9 Zusammenfassung und Ausblick **259**
9.1 Zusammenfassung 259
9.1.1 Murgangprozess 259
9.1.2 Lastmodell 260
9.1.3 Verbauungsseite 260
9.1.4 Numerische Simulation 260
9.1.5 Bemessungskonzept 261
9.2 Ausblick 261
9.2.1 Belastungen 261
9.2.2 Erweiterung des Anwendungsgebiets 262

Literaturverzeichnis **269**

1 Einleitung



Abbildung 1.1: Von Murgängen übersarte Gemeinde Brienz nach den Unwettern 2005

Die Schweiz wird durch ihre Topographie, ihre Geologie und durch ihr vorherrschendes Klima häufig von gravitativen Naturgefahren wie Hochwassern, Murgängen, Rutschungen, Steinschlag und Lawinen heimgesucht. Zudem hat sich gerade in der Schweiz die Bevölkerungszahl seit dem 19. Jahrhundert nahezu verdoppelt [51]. Ein Aufgabengebiet von Ingenieuren und Forschern ist deshalb die steigende Anzahl von Menschen in den Bergregionen vor den sich wandelnden Umwelteinflüssen und den damit verbundenen Naturgefahren zu schützen.

Die Folgen der oben erwähnten Naturgefahr Murgang für Mensch und Infrastruktur sind in Abb. 1.1 gezeigt. Unter Murgängen versteht man durch Starkniederschläge, Schneeschmelze oder Gewitter mobilisiertes Gesteinsmaterial, das in Gerinnen und Wildbächen kanalisiert zu Tale fliesst, bis es dort im Ablagerungsbereich zum Stillstand kommt (Übersarung, Übermurung). Detailliertere Informationen zu Murgängen, deren Prozess und Schadenspotential sind in Kap. 2 erörtert.

Die in dieser Arbeit untersuchten Ringnetzbarrieren wurden ursprünglich als Steinschlagschutzsystem entwickelt [103]. An mehreren Steinschlagbarrieren konnte dabei nach zufälligen Murgangereignissen ein erfolgreicher Rückhalt des mobilisierten Materials beobachtet werden (siehe Abschnitt 3). Dadurch entstand die Grundidee dieser Arbeit, die flexiblen Ringnetzbarrieren für den Rückhalt von Murgängen gezielt zu erforschen und ein Forschungsprojekt zwischen der *Eidgenössischen Forschungsanstalt WSL* und der *Geobrugg AG* über ein durch die KTI[1] mit finanziertes Forschungsprojekt zu starten. Ziel

[1]Kommission für Technik und Innovation

dieses Projektes ist es, durch ein umfangreiches Versuchsprogramm mit Feld- und Modellversuchen ein massgebendes Lastmodell für die Interaktion eines Murgangs mit einer flexiblen Ringnetzbarriere zu entwickeln und dieses in das Finite-Element-Programm FARO [103], ursprünglich für die Anwendung von Steinschlagbarrieren entwickelt, zu implementieren. Das bei Feld- und Laborversuchen gewonnene Prozessverständnis dient für die Entwicklung neuer und optimierter Verbauungsmöglichkeiten.

Bestandteil dieser Arbeit waren dabei zunächst zwei grosse Feldversuchseinrichtungen, eine zur Entwicklung des Tragsystems mit einer Einzelbarriere im Illgraben (siehe Abb. 1.2 links), im Kanton Wallis (VS) und die andere im Merdenson, ebenfalls Kanton Wallis, zur Erforschung der Mehrstufenwirkung und zur Studie des Langzeitverhaltens (siehe Abb. 1.2 rechts).



Abbildung 1.2: Gefüllte Testbarriere 2006 im Illgraben VS (links) und die drei Mehrstufenbarrieren im Merdenson VS (rechts)

Des Weiteren wurde eine umfangreiche Versuchsserie an skalierten Laborversuchen durchgeführt. Durch verschiedene Murgangmaterialien und durch die Variation verschiedener Barrierenarten, von starr bis zu netzartig flexibel, wird die Gesetzmässigkeit für den Interaktionsprozess Murgang mit einer Barriere erforscht. Im Labor profitiert der Beobachter von der Nähe am Geschehen und zudem ist im Vergleich zu natürlichen Murgangereignissen im Feld eine grössere Anzahl an Murgangauslösungen durchführbar.

1.1 Flexible Ringnetzbarrieren als Murgangschutz

Schützt man sich durch spezielle Massnahmen, wie durch den Bau von Barrieren und anderen Verbauungsarten gegen die Naturgefahr Murgang, spricht man von aktivem Schutz (siehe Abschnitt 2.3).
Die Verwendung von Ringnetzbarrieren als Murgangschutz stellt eine neuartige Anwendung dieser Systeme dar. Ursprünglich wurden die untersuchten flexiblen Tragsysteme, die meist aus einem an Tragseilen gespannten Netz aus ineinandergreifenden Ringen aufgebaut sind, zum Rückhalt von punktuell auftreffenden Steinschlagereignissen eingesetzt. Erste Versuche zeigten aber eine ideale Funktionalität auch bei flächig einwirkenden Be-

lastungen. Die weiche, flexible Struktur wird durch den Einsatz von sogenannten Bremselementen verstärkt, welche im Tragseil als eingebaute Energievernichter wirken. Auf die einzelnen Komponenten der Ringnetzbarrieren als Murgangschutz wird in Kapitel 3 eingegangen.

Der Vorteil der Ringnetzbarrieren liegt in der leichten Tragstruktur, die mit einem Helikopter auch in schwer zugängliche alpine Regionen geflogen und dort innerhalb kurzer Zeit installiert werden kann. Im Fall einer gewünschten Leerung nach einem Ereignis empfiehlt sich eine Zufahrtsstrasse.
Die filigrane Optik der Netzbarrieren im Vergleich zu massiven Bauwerken gliedert sich besser in das Landschaftsbild der häufig vom Tourismus geprägten Regionen ein. Die Barriere selbst stellt einen relativ geringen ökologischen Eingriff in das Wildbachsystem dar.

Die flexiblen Netzbarrieren können prinizpiell in zwei mögliche Anwendungsgebiete unterteilt werden. Als leere Netzkonstruktion, meist knapp oberhalb des eigentlichen Gerinneabflusses angeordnet, bieten sie einen bereitgestellten Rückhalteraum im Falle eines Murgangereignisses. Ebenso sind Ringnetzbarrieren zur Rückhalteraumvergrösserung an bereits bestehenden Bauwerken einsetzbar. Sind mehrere Barrieren in Serie hintereinander angeordnet, so kann das Rückhaltevolumen entsprechend vergrössert werden.
Der zweite Einsatzbereich ist eine permanent verfüllte Verbauung im Bachbett zur Sohlstabilisierung und Stufenwirkung. Hierbei ist eine durchdachte Barrierendurchbildung und Formgebung zur Minimierung von abrasiven und korrosiven Prozessen erforderlich. Ein zusätzlicher Abrasionsschutz auf den oberen Tragseilen ist bei dieser Anwendung unerlässlich (siehe Abschnitt 3.2.2.6).

1.2 Einordnung und Abgrenzung dieser Arbeit

Es existieren bisher noch relativ wenige Lastansätze zur Berechnung von Murdrücken. Die bestehenden gründen meist nur auf experimentellen Messwerten aus skalierten Laborversuchen [8]. In natürlichen Murganggerinnen wurden bisher auf Grund der schwierigen Bedingungen und Vorgehensweisen kaum Murdrücke gemessen [8].
Durch eine speziell den Anforderungen angepasste Messtechnik wurden Seilkräfte bei den Ringnetzbarrieren für Füll- und Überströmereignisse im Illgraben aufgezeichnet und konnten durch weitere Messgrössen entsprechend in den Prozess eingeordnet und interpretiert werden. Zudem wurden erstmalig Druckverteilungen über die Fliesshöhe während eines Murgangereignisses gemessen. Ein daraus abgeleitetes Modell, basierend auf den Fliessgesetzen von Fluiden, beschreibt den Stopp- und Interaktionsprozess eines Murgangs mit einer Ringnetzbarriere.

Bisher wenig erforscht wurden zudem vorherrschende Reibungsgesetzmässigkeiten beim Fliessprozess von Murgängen [6]. In dieser Arbeit wird anhand von Feld- und Laborversuchsdaten aufgezeigt, dass sich die Reibungsparameter nicht, wie bisher oft angenommmen, konstant (Mohr Coulomb) verhalten. Sie sind sowohl von der momentanen Fliessgeschwindigkeit, als auch vom Wassergehalt und der freiwerdenden *Randomenergie* (granulare Temperatur) abhängig und steuern letztendlich auch den Druckbeiwert beim dy-

namischen Einschlag in eine Barriere. Für granulare, reibungsdominante Murgänge muss der abgeleitete Druckbeiwert zur Überhöhung der dynamischen Belastung noch durch Feldmessungen verifiziert werden.

Auf Grund der bisher fehlenden Messdaten von Murdrücken beim Aufprall auf Rückhaltebauwerke wurden bisher kaum Normen zu einem Sicherheitskonzept für Murganglasten publiziert [98]. Hierzu besteht weiterhin ein Handlungsbedarf, um die zukünftige Bemessung von Murgangschutzsystemen den jeweiligen Anforderungen entsprechend umzusetzen. Ein erster Vorschlag für ein zu wählendes Sicherheitskonzept bei der Dimensionierung von Ringnetzbarrieren wird im Rahmen dieser Arbeit vorgestellt.

Erste Anwendungen der vorgestellten Barrieren in der Praxis (siehe Abschnitt 2.4.3) zeigen einen steigenden Bedarf an zukunftsorientierten Schutzsystemen, um auch in geraumer Zeit den Lebens- und Freizeitstandort alpiner Regionen mit ingenieurmässigem Verstand bei der Projektierung sicher nutzen zu können.

1.3 Vorgehensweise zur Ermittlung des Lastmodells

Um ein realistisches Lastmodell für die Bemessung der Ringnetzbarrieren zu ermitteln, sind verschiedene Schritte (Themengebiete) erforderlich, nach denen sich die Arbeit gliedert. Dies sind zunächst die Feldversuche, die ergänzend nötigen Modellversuche und die numerische Modellierung. Zusammen betrachtet führt dies zu einem Lastmodell und darauf aufbauend zum Bemessungsschema der Dimensionierung von Netzbarrieren zum Murgangrückhalt.

1.3.1 Feldversuche

In Kapitel 4 werden sowohl die Entwicklung, Optimierung und die Messtechnik der Testbarriere im Detail beschrieben, als auch die Murgangbeobachtungsstation, welche die WSL seit 2000 im Illgraben betreibt. Ergänzend werden Messergebnisse der sog. Murgangwaage vorgestellt, die zur Ermittlung der mittleren Geschwindigkeit im Murgang dienen. Die Messwerte der seit 2006 installierten Scherwand ergänzen vor allem den Lastansatz durch das gemessene, im Murgang wirksame Kraftprofil über die Fliesshöhe.
Die Messergebnisse an der Testbarriere, wie Seilkräfte und Füllstandshöhe, werden im Einzelnen präsentiert. Zusätzliche Feldmessungen zur Bestimmung der geometrischen Daten wie Rückhaltevolumen, Gerinneneigung im verfüllten Bereich und die Restbarrierenhöhe einer gefüllten Ringnetzbarriere werden dabei aufgezeigt.
Die Felderfahrungen sind essenziell zur Ermittlung und Optimierung des Tragverhaltens, vor allem aber zur Studie und Weiterentwicklung spezieller Detailpunkte am Tragsystem.

1.3.2 Laborversuche

Ergänzend zu den Feldversuchen wird in Kapitel 5 auf die projektierten Modellversuche und ihre Ergebnisse eingegangen. Eingeleitet wird das Kapitel durch eine Dimensionsanalyse zur skalierten Einordnung der Ergebnisse in die reale Grössenordnung. Relevante dimensionslose Zahlen zum Prozessbeschrieb werden detailliert aufgezeigt und bei der Auswertung berücksichtigt.
Um eine Übertragbarkeit der Versuche auf verschiedene Murganggerinne zu gewährleisten, werden insgesamt vier verschiedene Murgangmaterialien verwendet und deren Einfluss auf Verklausungseigenschaften, Geschwindigkeitsentwicklungen, Reibungsparameter und letztendlich auftretende Aufprallkräfte beim Füllprozess studiert.
Die Modellierung der Laborversuche mit prozessabhängigen Reibungsgesetzen in AVAL-1D ergänzt das Kapitel als Bestätigung der ermittelten Messwerte.

1.3.3 Historische Ansätze und Ansatz Druckstosswellen

Ein historischer Abriss zeigt in Kapitel 6, gegliedert in Ansätze für starre Barrieren und in die wenigen Ansätze für flexible Barrieren, den Stand der Forschung auf. Vor- und Nachteile der einzelnen Ansätze werden detailliert erörtert. Mit Hilfe der Ergebnisse der Feld- und Modellversuche wird ein Lastmodell entwickelt, welches das Füllverhalten und die auftretenden Lasten beim Füllprozess einer Ringnetzbarriere wiedergibt.

1.3.4 Numerische Modellierung

Das in Kapitel 6 entwickelte Lastmodell wird in Kapitel 7 erneut aufgegriffen und in das Finite-Elemente-Programm FARO implementiert. Verschiedene Einflussbereiche der Lastaufbringung, der Zeitschrittwahl und des Dämpfungsgrades werden anhand von Beispielsimulationen mit dem Barrierensystem 2006 untersucht. Die Ergebnisse werden mit den Feldmesswerten kalibriert und validiert.

Bei flexiblen Netztragwerken spielt die Endverformungsfigur eine grosse Rolle auf das Lastabtragungsverhalten. Folglich wird zur Untersuchung des Verformungsverhaltens der Ringnetzbarrieren eine ergänzende Formfindungsanalyse mit der Software CARAT durchgeführt. Das vereinfachte Modell einer Ringnetzbarriere mit Membranelementen ist in Abb. 1.3 gezeigt. Bei der Formfindungsanalyse wird die Verformungsfigur in Abhängigkeit der Anfangsvorspannung des Ringnetzes modelliert und für die quasi-statische Murgangbelastung untersucht. Anschliessend erfolgt der Rückschluss auf die erforderlichen Seillängen und auf den erforderlichen Zuschnitt des Ringnetzes, um die gewünschte Endverformungsfigur zu erreichen.
Ein Vergleich der beiden Simulationsprogramme in Bezug auf die jeweiligen Vor- und Nachteile bildet den Schluss des numerischen Kapitels 7.

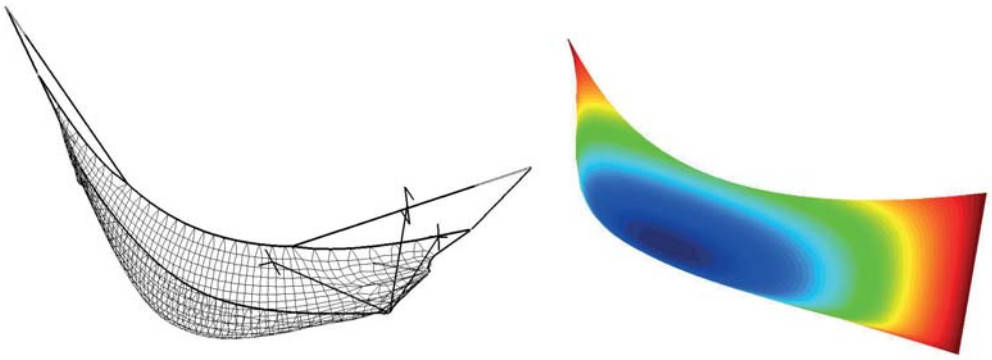


Abbildung 1.3: Simulation der Testbarriere 2006 mit FARO (links) und ein vereinfachtes Modell einer Ringnetzbarriere mit Membranelementen in CARAT (rechts)

1.3.5 Erstellung des Bemessungskonzepts

Im letzen Kapitel 8 werden die massgebenden Punkte bei der Bemessung der Barrieren zusammengestellt und anhand einer Beispielrechnung für eine Barriere im Hasliberggebiet im Berner Oberland umgesetzt (siehe hierzu auch Abschnitt 2.4.3). Erste Schritte für ein Bemessungskonzept werden erörtert und mit den bisher bekannten Normen in Bezug gesetzt. Eine darauf aufbauende Kosten-Nutzen-Analyse für die Barrieren im Hasliberggebiet verdeutlicht die prinzipielle Vorgehensweise bei der Projektierung von Schutzmassnahmen gegen Naturgefahren unter Berücksichtigung der finanziellen Gesichtspunkte.

2 Murgangthematik

Murgänge gehören aus geomorphologischer Sicht zu den gravitativen Massenbewegungen [69]. Diese werden im ersten Abschnitt vorgestellt und nach den jeweilig auftretenden Prozessen unterteilt. Anschliessend folgt der eigentliche Beschrieb des Murgangprozesses durch die Herleitung von Fliessgleichungen, Rheologie und Energiebetrachtungen, die für weitere Auswertungen und Untersuchungen von bedeutender Relevanz sind (siehe Abschnitt 2.2).
Ein Abschnitt zu den bisherigen Schutzmassnahmen und deren Funktions- und Vorgehensweisen beim Murgangrückhalt verdeutlicht den Stand der Technik. Auf das mögliche Schadenspotential von Murgängen und die daraus resultierenden Schutzkonzepte wird anhand der analysierten Schäden des Hochwassers 2005 [9] im letzen Teil dieses Kapitels eingegangen.

2.1 Gravitative Massenbewegungen

Die für Ingenieurzwecke häufig angewandte Prozessklassifizierung der **Massenbewegungen** ist in Tabelle 2.1 gezeigt. Die Massenbewegungen von Eis und Schnee wie Eisschlag, Lawine und Schneerutsch wurden im Rahmen dieser Arbeit vernachlässigt, da nur Massenbewegungen aus Erdmaterial in dieser Arbeit untersucht werden. Sie klassifizieren sich aber ähnlich wie die Massenbewegungen aus Tabelle 2.1.

Tabelle 2.1: Klassifizierung der Massenbewegungen nach Varnes [102]

Prozess	**Material**	
	Fels und Gesteine	Erde und Sediment
Schläge/Stürze	Steinschlag/Felssturz	Feinmaterialfall
Rutschungen	Felsrutschung	Erd- und Feinmaterialrutschung Rutschung auf flacher Neigung
Flüsse und Ströme	Gesteinsfluss (trocken)	Murgang und Schlammstrom (flüssig)

Gravitative Massenbewegungen beruhen auf Veränderung des Kräftegleichgewicht d.h. dem Verhältnis der rückhaltenden und treibenden Kräfte infolge physikalischer und/oder chemischer Prozesse [17]. Wasser spielt generell eine entscheidende Rolle, indem es durch verschiedene Prozesse die Stabilität bzw. die innere Reibung und die Kohäsion

des Materials herabsetzt. Der Begriff Massenbewegung ist allgemein gebräuchlicher als der häufig verwendete Begriff des Erdrutsches, da diesem die fallenden, kippenden und stürzenden und zudem die langsamen Prozesse des Kriechens und Setzens fehlen [19].
Aus geomorphologischer Sicht laufen alle Prozesse unter dem Einfluss der Schwerkraft (Gravitation) ab. Auch an fluvialen (durch Fliessgewässer), glazialen (durch Eis) oder äolischen (vom Wind verursacht) Prozessen ist die Schwerkraft beteiligt; diese werden jedoch nicht als gravitative Prozesse bezeichnet, weil andere Kräfte bzw. Agenzien (Wasser, Eis und Wind) die Formbildung dominieren. Wenn also aus geomorphologischer Sicht von der **Formbildung durch gravitative Massenbewegungen** die Rede ist, dann sind das jene Abläufe, die die Abtragung von Fels- und Lockergesteinsmassen **ohne** die Mitwirkung andererer Kräfte oder Agenzien verursachen [65]. Der Geomorphologe spricht bei der Mehrheit der Massenbewegungen, die eine flächenhafte Abtragung verursachen, von sogenannten **Denudationen**. Diese Sammelbezeichnung beschreibt die flächenhafte Gesamtwirkung der Abtragung an Hängen und Wänden, unabhängig von der Art des geomorphologischen Prozesses, der dies bewirkt. Man versteht darunter alle geomorphologischen Vorgänge, die unter Einwirkung der Schwerkraft flächenhaft Zersatz- und Verwitterungsdecken (einschliesslich den Gehängeschutt) abräumen. Deshalb spricht der Geomorphologe auch von denudativen Massenbewegungen im Gegensatz zu den gravitativ-solifluidalen bzw. den gravitativ-kryogenen (verursacht durch die Dynamik des Frostbodens) Massenbewegungen. Gravitative Massenbewegungen treten als verschiedene **Sturz-, Gleit- und Versatzvorgänge** auf, die ineinander übergehen können. Allgemein spricht man bei Berg-, Fels-, und Blocksturz von sogenannten Sturzdenudationen, bei Rutschungen von sogenannten Gleitdenudationen, bei den Murgängen von einer Mischung aus Sturz- und Gleitdenudation und letztendlich bei den langsamen Kriechbewegungen von Versatzdenudationen.

Block-, Fels- und Bergsturz

Sturzprozesse zählen zu den schnellen Massenbewegungen, bei welchen das längs der Trennflächen (Schicht-, Schiefer-, Kluft- oder Bruchflächen) aus dem Gesteinsverband ausgebrochene Material den grössten Teil des Weges in der Luft zurücklegt [17]. Man kann sie in vier Kategorien unterteilen: Stein- und Blockschlag, Felssturz und Bergsturz, wobei sich diese Klassifizierung hauptsächlich nach der Grösse der bewegten Steine und der Gesamtkubatur richtet.
Block- und Steinschlag sind meistens isolierte Stürze von Blöcken $> 50\ cm$ und Steinen $< 50\ cm$. Dieser oft saisonal ablaufende Prozess wird durch die Verwitterung gesteuert. Die Geschwindigkeiten der fallenden Steine liegen zwischen $5-30\ m/s$, je nachdem ob der Fallprozess rollend springend oder fallend ist. Hangneigungen flacher als 28° und Bäume bzw. Schutzwald wirken hierbei energievernichtend im Fallprozess.
Beim **Felssturz** löst sich ein ganzer Gesteinsblock mit Kubaturen zwischen $100 - 100'000\ m^3$, wobei im Einzelfall auch grössere Volumen möglich sind. Die Geschwindigkeiten liegen häufig im Bereich zwischen $10 - 40\ m/s$.
Noch grössere Kubaturen treten beim plötzlichen Ausbrechen von grossvolumigen Gesteinsmassen mit 1 Mio. bis zu mehreren Mrd. m^3, dem sogenannten **Bergsturz** auf. Der

folgende Bewegungsprozess ist meistens topographieabhängig und dadurch auch die damit verbundenen auftretenden Geschwindigkeiten. Meist sind Geschwindigkeiten grösser als 40 m/s mit Transportdistanzen bis zu mehreren Kilometern keine Seltenheit. Oft wird durch einen Bergsturz die alpine Landschaft stark verändert, Bäche und Flüsse können durch das Bergsturzmaterial aufgestaut und Überflutungen ausgelöst werden.

Rutschung

Rutschungen sind hangabwärts gerichtete, gleitende Bewegungen von zusammenhängenden Körpern aus Fest- und/oder Lockergestein [17]. Sie entstehen an mässig steilen bis steilen Hängen auf Grund eines Scherbruches. Beim Rutschprozess spielt das Wasser eine wichtige Rolle, da es durch den Porenwasserdruck, Sickerströmungen oder quellende Eigenschaften von Tonmineralen den inneren Reibungswinkel und die Kohäsion des Materials senkt. Allgemein lassen sich Rutschungen in zwei Kategorien unterteilen, die sich auf Grund der Bewegungsart und der Geometrie der Scherfläche bilden.
Von sogenannten **Rotationsrutschungen** spricht man, wenn die Gleitfläche sich kreisförmig ausbildet und der Anriss zudem meist vertikal abfällt. Bei Rotationsrutschungen ist das Material oft homogen tonig siltig, wobei es aber auch zu Rotationsrutschungen im felsigen Gestein kommen kann. Oft sind im oberen Bereich der Rutschung sogenannte Zerrspalten sichtbar (siehe Abb. 2.1 links). Bei starkter Wassersättigung kann das Rutschmaterial in eine schlammige Fliessrutschung (Hangmure) übergehen (siehe Abb. 2.1 rechts).



Abbildung 2.1: Rutschung im Hasliberg Gummen BE (links) und Hangmure nördlich von Flühli LU (rechts)

Bei **Translationsrutschungen** gleiten Schichten oder ganze Schichtpakete auf einer bestehenden Schwächezone ab. Die Grösse dieser Rutschungen variiert zwischen einigen Quadratmetern bis zu mehreren Quadratkilometern. Die durchschnittliche Rutschgeschwindigkeit bei kontinuierlichen Rutschungen liegt zwischen einigen Millimetern bis einigen Zentimetern bei aktiven Rutschungen im Jahr. Das Schadenspotential von Rutschungen

richtet sich meist nach folgenden beiden Parametern, Volumen und Fliessgeschwindigkeit. Da Rutschungen bei sehr hoher Wasserzufuhr ins Fliessen übergehen können, müssen unbedingt auch die Wechselwirkungen zwischen Rutschungen und Fliessgewässern im Auge behalten werden. Hierbei kann es zu einem Eintrag von grossen Mengen von Geschiebematerial in die Flüsse kommen, was letztendlich zum Murgangprozess führen kann. Bei der Betrachtung aller bisher genannten Faktoren erkennt man, dass die Prozesse im Einzelnen durchaus ineinander über gehen können, also die Rutschung sich bei Starkregen erst in eine Hangmure verwandeln kann, die dann in den naheliegenden Bachlauf mündet und letztendlich durch den Materialeintrag dann zum Murgang führt (siehe Abb.2.1).

Murgang

Ein **Murgang** (auch Mure oder Rüfe genannt) ist ein schnell fliessendes Gemisch aus Wasser, Geröll, Sediment und Holz mit einem hohen Feststoffanteil von ca. $30-70$ % [16]. Er tritt vor allem im alpinen Raum auf, wo erosionsanfälliger Untergrund viel Lockermaterial liefert. Zusätzlich muss die Gerinneneigung, je nach dem Reibungswinkel des Materials, steiler als $25-30\%$ sein. Als Initiator braucht es zudem noch grosse Wassermengen, entweder aus Starkniederschlägen oder Schneeschmelze, um das Lockermaterial zu mobilisieren. Ist das Material in einer Mure mobilisiert, kann diese Geschwindigkeiten bis zu 15 m/s bei Dichten zwischen $1600-2300$ kg/m^3 erreichen. Die durch einen Murgang bewegten Volumina können bis zu mehreren hunderttauschend Kubikmetern anwachsen. Tritt ein Murgang aus dem Bachbett aus bzw. bricht er durch die grosse Erosionskraft an den Böschungen seitlich aus, spricht man im Ablagerungsgebiet von Übermurung (Ablagerungsgebiet eines Murgangs in Abb. 2.2). Nähere Einzelheiten zum Prozess Murgang folgen in Kapitel 2.2.



Abbildung 2.2: Ablagerungszone eines Murgangs von mehreren Kilometern Breite im Himalaya, Nepal, Langtanggebiet

Eine Teilkategorie der Murgänge sind die sogenannten **Hangmuren**, auch Fliessrutschungen genannt. Kennzeichnend für diese Form der Massenbewegung ist ein oberflächliches Gemisch aus Lockergestein (meist Boden und Vegetationsbedeckung) und Wasser [17]. Hangmuren bilden sich meist an relativ steilen Hängen über 30°, wobei eine klare Gleitfläche fehlt. Das bewegte Volumen ist meist beschränkt und liegt bei einer Grössenordnung von bis zu 20′000 m^3. Die Prozessgeschwindigkeit hängt wie bei den Murgängen selbst stark vom Wassergehalt ab, liegt aber meist zwischen 1 und 10 m/s. Bei Einmündung der Hangmure in ein Fliessgewässer, kann sich die Hangmure zum Murgang entwickeln und dient als Materiallieferant für den darauffolgenden Prozess.

2.2 Der Prozess Murgang

2.2.1 Auslösung

In den Alpen sind auslösende Ereignisse für Murgänge meistens hydrologischer Natur. Jedoch können Erdbeben sowie Vulkanausbrüche ebenfalls zur Murgangaktivität führen. Eine Analyse der Auslösebedingungen für Murgänge in der Schweiz hat die folgenden, grundsätzlich verschiedenen Ursachen aufgezeigt [118]:

- Kurze, gewittrige Niederschläge
- Lange Regenperioden
- Intensive Schnee- und Eisschmelze
- Damm- und Seeausbrüche

Die ersten beiden Punkte bezeichnet man als niederschlagsabhängige Ereignisse. Die folgenden zwei Punkte können auch bei trockenen Witterungsphasen auftreten. Bei den niederschlagsabhängigen Ereignissen definiert man einen sogenannten **Ereignisniederschlag** als jenen Niederschlag, der ohne Unterbruch bis zum Auslösen des Murgangs gefallen ist. Dies können kurze Niederschläge von 1 bis 4 h Dauer, meist Gewitter, sein, oder lange Regenperioden mit 12 bis zu 48 Stunden. Die langen Regenperioden, die zu Murgängen führen, sind häufig in den Inneralpen und auf der Alpensüdseite zu finden, während die Gewitter meist in den Voralpen und Alpen zur Murgangaktivität führen.
In Abb. 2.3 sind drei Grenzlinien ersichtlich, welche die kritische Niederschlagsintensität I $[mm/h]$ bis zur Auslösung eines Murgangs über die Dauer D $[h]$ aufzeigen. Oberhalb dieser Grenzlinien kann es, muss aber nicht zwingend, zu einer Murgangaktivität kommen, unterhalb findet meist nur ein Hochwasserereignis statt. Die globale Grenze, die allgemein für die Auslösung eines Murgangs bzw. einer Hangmure gilt, ist nach [18] aufgezeigt. Regional für die Schweizer Alpenregion wird nach [118] der kritischer Niederschlag von einer Stunde Dauer bei etwa 40 mm/h massgebend. Der minimal erforderliche Niederschlag während eines 24-stündigen Regens beträgt ungefähr 2.5 mm/h oder eine totale Gesamtniederschlagsmenge von 60 mm. Als lokales Beispiel wird die massgebende Niederschlagsintensität zur Auslösung eines Murgangs im Illgraben (aktives Murganggerinne in

der Schweiz, Kanton Wallis, Murgangbeobachtungsstation der WSL [68; 69]) angegeben

$$I = 10 \cdot D^{-0.85} \tag{2.1}$$

mit D Dauer des Niederschlagereignisses und I mittlere Niederschlagsintensität. Näheres zum Illgraben und der dortigen Murgangforschung folgt in Kapitel 4.

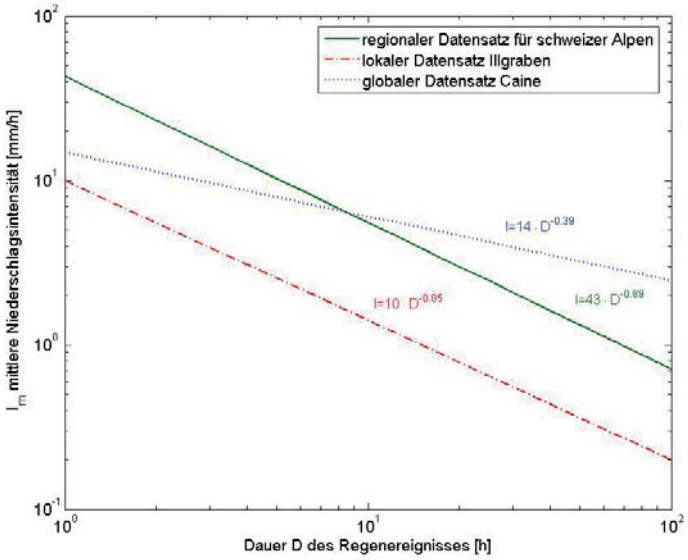


Abbildung 2.3: Mittlere Niederschlagsintensität für Murgangereignisse global, regional und lokal

Die Niederschlagsgrenzkurve des Illgrabens liegt tiefer als die anderen beiden Kurven in Abb. 2.3, was darauf hindeutet, dass der Illgraben wesentlich schneller anspricht, als andere Murgangsysteme. Oberhalb der angegebenen Grenzkurve kommt es im Illgraben mit fünfzigprozentiger Wahrscheinlichkeit zu einem Murgangereignis.
Neben der ausreichenden Wassersättigung braucht es zudem genügend Verwitterungs- bzw. Lockermaterial und genügend potentielle Energie, die sich dann durch die Mobilisation des Gemisches in kinetische Energie umwandeln kann (siehe Abschnitt 2.2.3). Diese drei Parameter stellen die Voraussetzung für ein ausgelöstes Murgangereignis dar.

2.2.2 Fliessprozess

Um den Fliessprozess näher beschreiben zu können, müssen die Murgänge näher klassifiziert werden. Hierbei spielt nach [73] die Materialzusammensetzung eine wichtige Rolle (siehe Abb. 2.4).

Besteht der Murgang fast ausschliesslich aus Feinmaterial, bezeichnet man ihn als **Schlammstrom** (engl. mudflow oder lahar). Dominieren eher Steine und Blöcke so spricht man von einem **granularen Murgang**. Beim Schlammstrom liegt die Dichte meist zwischen 1600 kg/m^3 bis 1900 kg/m^3, wohingegen die Dichte des granularen Murgangs mit 1900 kg/m^3 bis 2300 kg/m^3 höher ist (Bestimmung der Murgangdichte siehe Kap. 4.2.2).

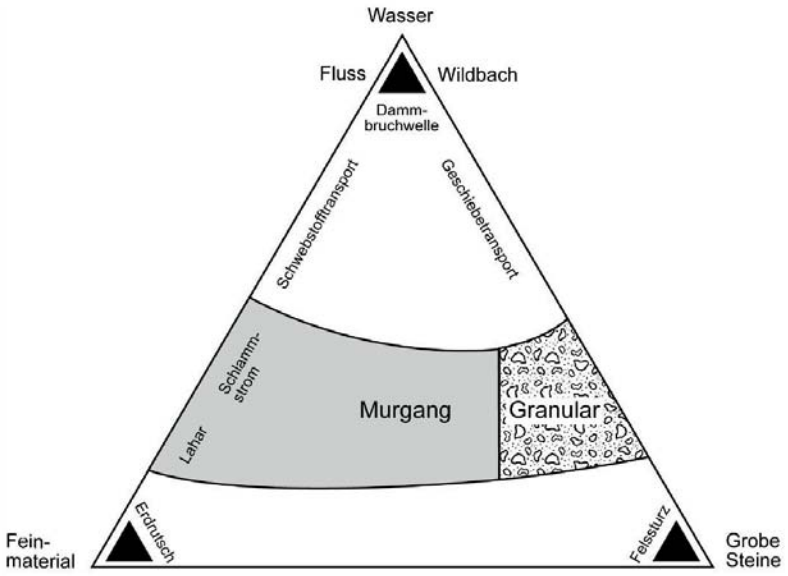


Abbildung 2.4: Materialzusammensetzung verschiedener Massenverlagerungsprozesse [73]

Eine genaue Grenze für den Übergang vom Schlammstrom zum granularen Murgang lässt sich nicht ziehen. Auch Mischformen sind durchaus keine Seltenheit in einem Murgangereignis. Es gibt sogar häufig eine granulare Front, die meist grosse Blöcke mit sich führt und deren darauf folgender Murgangschwanz meist schlammstromartig ist (siehe hierzu 4.5).
Wie aus Abb. 2.4 ersichtlich, spielen der Wassergehalt und die Kornverteilung eine wichtige Rolle für das Fliessverhalten des Gemisches. Um das Fliessverhalten näher zu charakterisieren, existieren bereits mehrere Ansätze. Die einfachsten Ansätze behandeln die Murgänge als ein homogenes Fluid mit bestimmten physikalischen Eigenschaften. Dadurch sind die bekannten Gesetze, **Massen**- und **Momentenerhaltung** der Reinwasserhydraulik (Gleichung 2.2 und 2.3) in erster Näherung pro Volumeneinheit (3-D) anwendbar. Die Gleichung der Massenerhaltung in Vektorschreibweise lautet

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \left(\rho \vec{u}\right) = m = 0. \tag{2.2}$$

m ist die Massendifferenz im Kontrollvolumen, die bei der Erhaltung der Masse null wird, d.h. keine Erosions- und Ablagerungsvorgänge werden berücksichtigt.

Die Gleichung der Momentenerhaltung in Vektorschreibweise lautet

$$\rho \frac{d\vec{u}}{dt} = \nabla T + \rho g \tag{2.3}$$

mit $\vec{u} = \begin{pmatrix} u \\ v \\ w \end{pmatrix}$ als Geschwindigkeitsvektor. $\nabla T = -\nabla p + \nabla \tau$ ist der Spannungstensor des Fluides mit dem Druckgradienten ∇p und dem Ausdruck $\nabla \tau$ für allfällige Reibungsverluste mit τ als Spannungstensor 2. Stufe (siehe Abschnitt 2.2.2.3 und Gleichung 2.16). ρg bildet den Schwerkraftsanteil mit der Fluiddichte ρ und der Gravitationskonstante g.

Beide Gleichungen in Komponentenschreibweise lauten

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(\rho u) + \frac{\partial}{\partial y}(\rho v) + \frac{\partial}{\partial z}(\rho w) = m = 0. \tag{2.4}$$

Die Gleichung 2.3 kann für den Fluss in x-Richtung, welche der Fliessrichtung entspricht, in Komponentenschreibweise geschrieben werden, indem der absolute Beschleunigungsterm $\rho\frac{d\vec{u}}{dt} = \rho\left(\frac{\partial \vec{u}}{\partial t} + u\frac{\partial \vec{u}}{\partial x} + v\frac{\partial \vec{u}}{\partial y} + w\frac{\partial \vec{u}}{\partial z}\right)$ eingesetzt wird. Die Momentenerhaltung in x-Richtung in Komponentenschreibweise lautet also

$$\rho\left(\frac{\partial u}{\partial t} + u\frac{\partial u}{\partial x} + v\frac{\partial u}{\partial y} + w\frac{\partial u}{\partial z}\right) = \rho g_x - \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} \tag{2.5a}$$

und für die y- und z-Richtung

$$\rho\left(\frac{\partial v}{\partial t} + u\frac{\partial v}{\partial x} + v\frac{\partial v}{\partial y} + w\frac{\partial v}{\partial z}\right) = \rho g_y - \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} \tag{2.5b}$$

$$\rho\left(\frac{\partial w}{\partial t} + u\frac{\partial w}{\partial x} + v\frac{\partial w}{\partial y} + w\frac{\partial w}{\partial z}\right) = \rho g_z - \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zz}}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y}. \tag{2.5c}$$

Die Reibungskomponenten $\frac{\partial \tau_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z}$ etc. werden in Abschnitt 2.2.2.3 beschrieben. Mit Gleichung 2.4 und 2.5 liegen die Bewegungsgleichungen dreidimensional für ein Volumenelement vor. Diese Gleichungen haben noch sehr viele Unbekannte wie den Druck p, die Geschwindigkeitskomponenten u, v, w sowie die Schubspannungen τ_{ij}. Spezifisch auf das Problem bezogen, werden in der Strömungsmechanik deshalb folgende Vereinfachungen der Fliessgleichungen angewandt [22].

- Bei **eindimensionalen Fliessmodellen** wird die Geschwindigkeit an jedem Punkt in ihrer Richtung und bei inkompressiblen Strömungen ($\frac{\partial \rho}{\partial t} = 0$) noch in ihrem Betrag als konstant angesehen. Die Betrachtungsweise kann sozusagen auf eine Stromlinie reduziert werden. Geschwindigkeiten, Fliesshöhen und Drücke werden senkrecht zur Bewegungsrichtung als Durchschnittswerte berücksichtigt. Dies funktioniert meist mittels einer gemittelten Integration von zweidimensionalen Bewegungsgleichungen über die Fliesshöhe z (Gleichungen 2.4 und 2.5 ohne die y-Komponenten). Die Gerinnebreite kann dann über einen Breitenfaktor noch mitberücksichtigt werden.

- Bei **zweidimensionalen Fliessmodellen** müssen die Stromlinien alle parallel zueinander aufteilbar sein, so dass sich immer rechteckige Strömungsabschnitte gleicher Breite b ergeben (siehe hierzu Abb. 2.5). Der Gesamtquerschnitt muss jedoch eine konstante Breite haben. Sie entstehen aus 3-D Gleichungen, die entweder über die Fliesshöhe h gemittelt integriert werden und dann die Randbedingungen der freien Oberfläche und der Gerinnesohle eingesetzt werden, oder sie werden zusätzlich noch über die gemittelte Breite integriert. Diese Modelle werden meist in der Gerinnehydraulik angewendet.

- Bei **dreidimensionalen Strömungen** muss die Aufteilung in konstante Breiten der zugehörigen Stromfunktion nicht mehr erfüllt sein (siehe Abb. 2.5). Dreidimenionale Strömungsverhältnisse liegen z.B. beim Ausblasen von Luft bei Klimaanlagen oder bei Fliessprozessen in Wildbächen vor. Es werden alle Komponenten der Gleichungen 2.4 und 2.5 berücksichtigt.

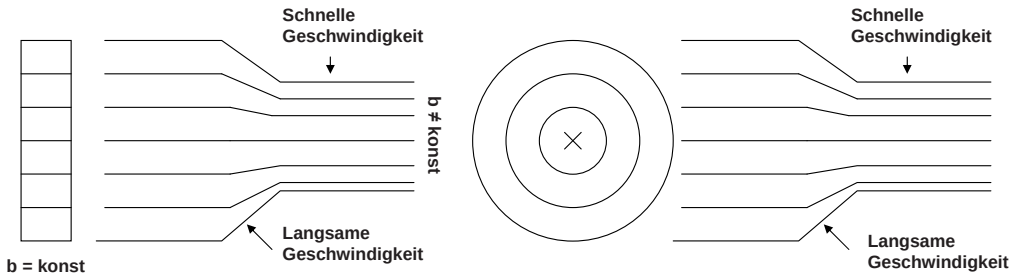


Abbildung 2.5: Zweidimensionales und axialsymmetrisches Strömungsmodell nach [22]. Die Axialsymmetrie der Modellannahme in Abb. 2.5 ist eigentlich schon wieder ein Sonderfall der dreidimensionalen Strömung.

2.2.2.1 Vereinfachte Bewegungsgleichungen

Im vereinfachten Modell nach [87] für granulare Flüsse entlang einer schiefen Ebene geht man von folgenden Annahmen aus. Man betrachtet den heruntergleitenden Strom als ein Kontinuum mit mehreren Partikeln über die Höhe $H = h_{max}$ verteilt, wodurch die Beziehung $\frac{H}{L} \ll 1$ als gegeben erscheint. Auf Grund der Inkompressibilität wird die Dichte über die Höhe z konstant angenommen ($\frac{\partial \rho}{\partial h} = 0$). Es werden zudem keine Geschwindigkeitsänderungen über die Fliesshöhe h angenommen, man geht von einer konstanten Geschwindigkeitsverteilung in Fliessrichtung x aus. Geschwindigkeiten senkrecht zur Bewegungsrichtung (in y- und z-Richtung, v und w) werden vernachlässigt. Dies führt zu einer hydrostatischen Druckverteilung in z-Richtung ($\frac{\partial p}{\partial z} = \rho g_z(z - h)$).

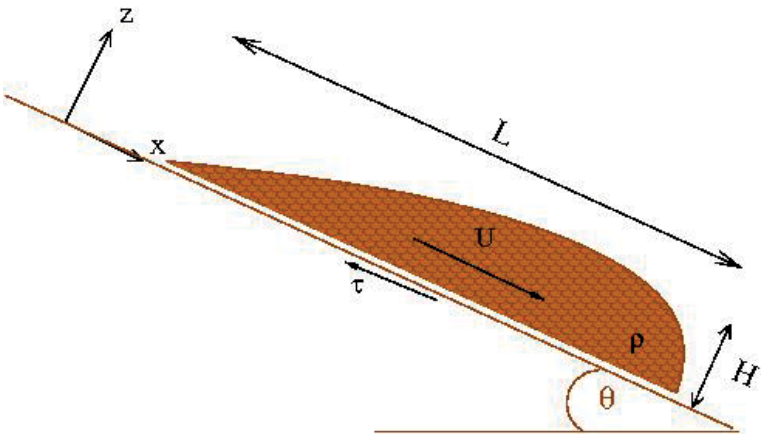


Abbildung 2.6: Geometrie der granularen Masse auf einer schiefen Ebene

In [7] werden, wie aus der Flachwasserapproximation mit Höhenmittlung, die Massen-

und Impulsgleichungen über die Fliesshöhen h des granularen Flusses integriert:

$$U = \frac{1}{h}\int_0^h u dz. \tag{2.6}$$

Dabei muss für jede zu integrierende Grösse eine feste Profilfunktion angenommen werden, auf die im Rahmen dieser Herleitung nicht näher eingegangen werden soll [62]. Es entstehen als Bewegungsgleichung in x-Richtung für eine granulare Masse auf einer schrägen Ebene für $\rho = konst.$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(hU) = 0 \tag{2.7}$$

und für die Momentenerhaltung

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U\frac{\partial U}{\partial x} = g_x - \frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x} + \frac{1}{\rho h}\tau_{zx}|_0. \tag{2.8}$$

Wird der Druckgradient $p/\partial x = -\rho g_z \frac{\partial h}{\partial x}$ in Gleichung 2.8 eingesetzt, ergibt sich die allgemein gültige Impulsgleichung für eine granulare Masse auf einer schiefen Ebene zu

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U\frac{\partial U}{\partial x} = g_x - g_z\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{1}{\rho h}\tau_{zx}|_0 \tag{2.9}$$

mit $\tau_{zx}|_0$ der wirksamen Schubspannung am Boden. Aus dem Schubspannungsterm $\int_0^h \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z}$ integriert über die Höhe würde auch noch die Komponente $\tau_{zx}|_h$ anfallen, d.h. die Schubspannung an der Oberfläche ausgewertet, doch diese ist dann null. Gleichung 2.7 und 2.9 stellen die Bewegungsgleichungen für eine granulare Flüssigkeit im eindimensionalen Zustand dar. Es handelt sich um zwei partielle Differentialgleichungen für $h(x,t)$ und $U(x,t)$, die mit entsprechenden Randbedingungen lösbar sind [87].
Dieses Modell mit seinem Ursprung in der Lawinendynamik beschreibt Murgänge als eine granulare Phase bzw. ein Kontinuum. In weiteren Untersuchungen wurde immer mehr der Einfluss der grobkörnigen granularen Phase bekannt [56]. Es zeigt sich, dass der Prozess für Murgänge im Vergleich zu Lawinen, auf der Interaktion der flüssigen Phase mit der festen granularen Phase beruht. Deshalb werden inzwischen sogenannte **Zwei-Phasenmodelle** weiterentwickelt und angewendet.(siehe Abb. 2.7 und Abschnitt 2.2.2.2).

2.2.2.2 Zwei-Phasen-Modell

Das Zwei-Phasenmodell wurde von Iverson [56] entwickelt. Er nimmt darin an, dass ein Volumenanteil Murgangmischung der Dichte ρ einen festen Volumenanteil der flüssigen Phase ν_f mit der Dichte ρ_f und einen Anteil der festen Phase ν_s mit der Dichte ρ_s hat. Die Indizes s und f stehen im englischen für **solid** und **fluid**. Dies ergibt mit $\nu_f + \nu_s = 1$ folgenden Zusammenhang:

$$\rho = \rho_s \cdot \nu_s + \rho_f \cdot \nu_f. \tag{2.10}$$

Iverson nimmt zudem an, dass Korngrössen kleiner als 0.05 mm, also Tone und Schluffe, permanent in Schwebe bleiben und deshalb zur Flüssigphase gehören. Alles, was grösser ist als 0.05 mm wie Sand und Kies, gehört zum Feststoffanteil des Murgangs.

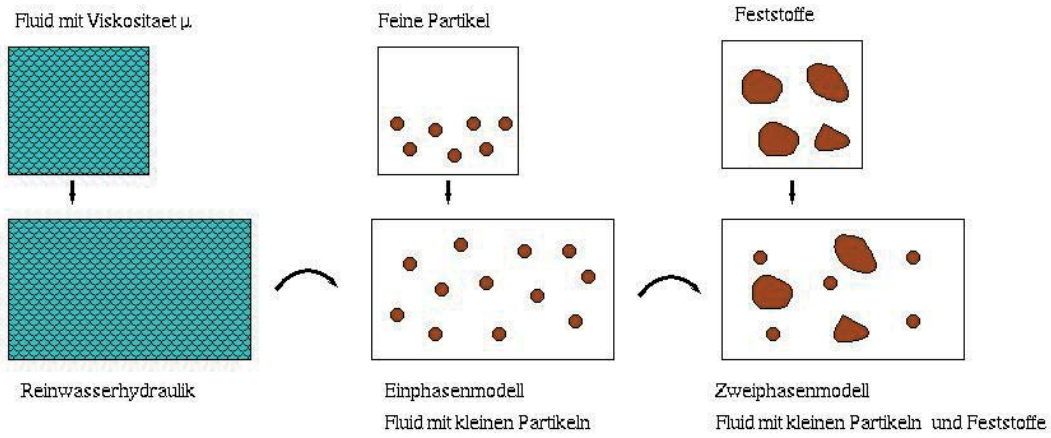


Abbildung 2.7: Die einzelnen Schritte der Murgangmodelle von der Reinwasserhydraulik über das Ein- zum Zwei-Phasenmodell

Es können durch diese Annahmen unterschiedliche physikalische Eigenschaften für die feste und flüssige Phase angenommen werden. Für das Festmaterial ohne Wasser als auch für das mit Wasser gesättigte Murgangmaterial gilt das Coulombsche Gesetz (Gleichung 2.20), für die flüssige Phase gelten die Reibungsgesetze einer Flüssigkeit (siehe Abschnitt 2.2.2.3). Die Bewegungsgleichungen werden deshalb getrennt für jede Phase formuliert.

Zwei-Phasen-Bewegungsgleichungen

Die Massenerhaltung für die Flüssig- und Feststoffphase sind in 2.11a und 2.11b beschrieben.

$$\text{Massenerhaltung Feststoff} \qquad \frac{\partial(\rho_s \nu_s)}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho_s \nu_s \vec{u}_s) = m_s \tag{2.11a}$$

$$\text{Massenerhaltung Flüssigkeit} \qquad \frac{\partial(\rho_f \nu_f)}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho_f \nu_f \vec{u}_f) = m_f \tag{2.11b}$$

$\vec{u}_s$ und $\vec{u}_f$ sind die Geschwindigkeiten der flüssigen und festen Phase, entsprechend m_s und m_f die Massenanteile der flüssigen und festen Phase pro Volumeneinheit. Die Gleichungen 2.11a und 2.11b sind untereinander gekoppelt durch $\nu_f + \nu_s = 1$ (siehe Gleichung 2.10). Dies führt letztendlich zur Gleichung 2.12 der Massenerhaltung eines Murgangs

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho u) = m_f + m_s. \tag{2.12}$$

Iverson geht von einer gemeinsamen Geschwindigkeit u aus, die sich durch 2.13 definiert:

$$u = (\rho_s \nu_s u_s + \rho_f \nu_f u_f)/\rho. \tag{2.13}$$

Weitere wichtige Annahmen sind, dass keine Massenveränderung ($m_s + m_f = 0$) während des Prozesses auftritt und dass beide Phasen inkompressibel sind. Daraus resultiert aus Gleichung 2.12

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho u) = 0. \tag{2.14}$$

Die Gleichungen der *Momentenerhaltung* lauten demzufolge:

$$\rho_s \nu_s \left(\frac{\partial u_s}{\partial t} + u_s \cdot \nabla u_s \right) = \nabla \cdot T_s + \rho_s \nu_s g + f - m_s v_s \tag{2.15a}$$

$$\rho_f \nu_f \left(\frac{\partial u_f}{\partial t} + u_f \cdot \nabla u_f \right) = \nabla \cdot T_f + \rho_f \nu_f g + f - m_f v_f \tag{2.15b}$$

T_s und T_f sind die Spannungstensoren der Flüssig- und Feststoffphase, und f berücksichtigt die Interaktionskraft, die aus dem Momentenaustausch zwischen Flüssigkeit und Feststoffpartikeln entsteht. Wird wieder die Massenveränderung unberücksichtigt gelassen, entfallen die Terme $m_s v_s$ und $m_f v_f$.
Die Gleichungen 2.12 und 2.15 haben im Vergleich zu Einphasenmodellen den Vorteil, dass sie zwei Spannungstensoren für die flüssige Phase T_f und die feste Phase T_s besitzen, die physikalisch getrennt berücksichtigt werden können. Im Spannungstensor T_s der festen Phase fliesst unter anderem das Mohr-Coulombsche Reibungsgesetz (siehe Gleichung 2.20) mit ein. Bei der Herleitung des Spannungstensors T_f, einer Flüssigkeit mit innerer Reibung (Viskosität), sind folgende Bedingungen gültig:

- Im reibungsfreien Fall reduziert sich der Spannungstensor zum skalaren Druck p.
- Die Flüssigkeit ist inkompressibel.
- Die Reibungskräfte sind proportional zu den 1. Ableitungen der Geschwindigkeit (Newtonsche Flüssigkeit siehe 2.2.2.3)

$$T_f = -pI + \underbrace{2\nu_f \eta_f D}_{\substack{viskoser\ Spannungstensor\ \tau_{i,j}}} \tag{2.16}$$

p ist der Druck und I der Einheitstensor, sie bilden den Druckterm. Der zweite Teil der Gleichung beschreibt den viskosen Spannungstensor $\tau_{i,j} = 2\nu_f \eta_f D$. η_f ist die Viskosität der Flüssigkeit, die mit dem Flüssigkeitsanteil ν_f multipliziert wird, und D der Deformationstensor einer Flüssigkeit

$$D_{i,j} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right). \tag{2.17}$$

$D_{i,j}$ charakterisiert die Scherung einer Flüssigkeit, und es gilt folglich $D_{i,j} = D_{j,i}$. Der Deformationstensor D ist daher symmetrisch. Die Diagonalfelder $D_{i,i}$ des Deformationstensors ergeben sich unter der Vernachlässigung der Rotation der Flüssigkeitsteilchen aus der Dehnung ($D_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x}$, $D_{yy} = \frac{\partial v}{\partial y}$ und $D_{zz} = \frac{\partial w}{\partial z}$). Damit kann auch die Interaktion der beiden Phasen untereinander beschrieben werden. Zudem wird in der Momentenbilanz die Kraft f berücksichtigt, die den Impulsaustausch durch Interaktion der Körner mit der Flüssigkeit und mit sich selbst zum Ausdruck bringt [56]. Die Umsetzung dieses Zwei-Phasenmodells und seiner Gleichungen in ein Fliessmodell sind in [62] beschrieben.

2.2.2.3 Rheologie und Reibungsgesetze

Bisher wurden die Reibungsverluste nur als Term $f_r = \nabla \tau$ bzw. als $\frac{1}{\rho} \frac{\tau_{zx}}{\partial z}$ innerhalb der vereinfachten Gleichungen der granularen Medien und innerhalb der Spannungstensoren

T_s und T_f zwar berücksichtigt, aber nicht näher erklärt. Im Reibungsterm fliesst letztendlich das Materialgesetz der Flüssigkeit (bei Zwei-Phasenmodellen auch dasjenige der Feststoffe) mit in die Gleichungen ein.
Man unterscheidet verschiedene Flüssigkeiten und ihr Fliessverhalten (Rheologie) allgemein nach dem Herschel-Bulkley-Fliessgesetz [22]:

$$\tau = \tau_y + \eta \left(\frac{du}{dz} \right)^b . \tag{2.18}$$

Geht man von **Newtonschen Flüssigkeiten** aus, entspricht die Konstante η der **dynamischen Viskosität** und der Exponent b wird zu eins, es tritt ein lineares Materialverhalten auf. Bei reinem Wasser, als Beispiel für eine Newtonsche Flüssigkeit, gilt $b = 1$, $\eta = 1$ und $\tau_y = 0$. Die Funktion der Gleichung 2.18 vereinfacht sich zu einer Geraden durch den Ursprung (Abb. 2.8). Ist der Exponent b grösser als 1, dann spricht man von einem dilatanten (scherverfestigenden) Fluid (Abb. 2.8), wird er kleiner als 1, so bezeichnet man das Fluidverhalten als pseudoplastisch (scherverdünnend).

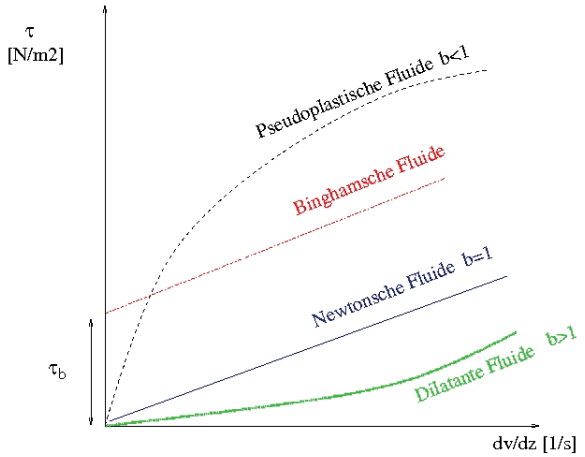


Abbildung 2.8: Die unterschiedlichen rheologischen Modelle hervorgehend aus Gleichung 2.18

Will man Fluide mit Feststoffpartikeln mit nur einer Phase beschreiben, kommt das sog. **Bingham Modell** [106] dem Verhalten am nächsten (siehe Abschnitt 5.2.3.4). Hier ist der Exponent $b = 1$, jedoch der Achsenabschnitt τ_y ist ungleich null. Dieser ist die sog. Grenzschubspannung bzw. Anfangsscherfestigkeit τ_b. Die Steigung der Geraden charakterisiert die Binghamsche Viskosität η_b (siehe 2.8). Die Gleichung lautet dann:

$$\tau = \tau_b + \eta_b \frac{du}{dz}. \tag{2.19}$$

Das Bingham-Materialgesetz wird häufig für Murgänge und ihr Fliessverhalten angewandt [21]. Es kann erweitert werden, indem für τ_b die kritische Schubspannung τ_{crit} aus dem Mohr-Coulombschen Gesetz gültig für die Feststoffphase eingesetzt wird.

$$\tau = (\sigma - p_p) \cdot tan\phi + c \tag{2.20}$$

τ ist die effektive Schubspannung in der Böschung, $(\sigma - p_p)$ die effektiv auftretende Normalspannung abzüglich des Porenwasserdrucks p_p, ϕ der innere Reibungswinkel und c

die wirksame Kohäsion des Materials. Der innere Reibungswinkel ist abhängig von der Korngrössenverteilung des Feststoffmaterials, von der Materialbeschaffenheit, vom Wassergehalt und von der Anordnung der Körner. Die meisten Murgänge werden ausgelöst durch die Veränderung des Porenwasserdruckes zwischen den einzelnen Körnern. Wird durch Schneeschmelze oder grössere Regenereignisse mehr Wasser in die Poren und Zwischenräume infiltriert, kommt es zu einem Ansteigen des Porenwasserdrucks und einer Erniedrigung der aufnehmbaren Normalspannung im Boden. Ist die kritische Sättigungsmenge und damit die kritische Schubspannung τ_{crit} erreicht, kommt es zum Abscheren des Materials und zum darauf folgenden Fliessprozess, wenn bei einer ausreichenden Steilheit genügend potentielle Energie freigesetzt werden kann. In diesem Grenzzustand wird in Gleichung 2.20 der innere Reibungswinkel $tan\phi$ durch die Coulombsche Reibung μ ersetzt und zudem die Kohäsion vernachlässigt.

$$\tau = \tau_{crit} + \eta_b \frac{du}{dz} = \underbrace{(\sigma - p)\mu}_{Mohr-Coulomb-Reibung} + \underbrace{\eta_b \frac{du}{dz}}_{Viskose\ Reibung} \tag{2.21}$$

In dieser Gleichung sind die trockene Reibung als Mohr-Coulombsche Reibung und die viskose Reibung als geschwindigkeitsabhängige bzw. innere Reibung beschrieben.

2.2.3 Energiebilanz

Einphasenmodelle, wie das zuvor besprochene Bingham Modell (siehe 2.19), haben ihre Grenze bei der Energiebilanz. Meist wird in der Momententransportbilanz der Energieverlust durch die viskose Schubspannung beschrieben. Es vernachlässigt jedoch die Energieverluste durch das Zusammenstossen der Körner untereinander (nach Bartelt die sog. Randomenergie). Weiterentwicklungen hydraulischer Modelle für Murgänge basieren darum auf der expliziten Berücksichtigung der physikalischen Prozesse der Massenerhaltung, der Momentenerhaltung und der Energieerhaltung bzw. der einzelnen Verluste während des Prozesses [56]. Die Massen- und Momentenerhaltungsgleichungen wurden bereits in den letzten Abschnitten besprochen. Es fehlen jetzt aber noch die Energieerhaltungsgleichungen innerhalb des physikalischen Fliessprozesses. Diese sind wichtig, um vorhersagen zu können, ob es nach der Auslösephase eines Murgangs zu einem globalen Versagen kommt, d.h. ob es zu einer Überführung von potentieller Energie zu kinetischer Energie kommt. Zudem sind Energiebetrachtungen notwendig, um vorherzusagen, wie sich Abbrems- und Beschleunigungsvorgänge im Murgang entwickeln, um Schutzkonzepte und Massnahmen an richtiger Stelle planen zu können.
Es werden deshalb in diesem Abschnitt Energieerhaltungsbetrachtungen für Murgänge anhand eines vereinfachten Modells hergeleitet und aufgestellt. In den Abschnitten 4.2.2 und 5.4.1 werden sie zudem anhand von Messdaten aus dem Feld und aus den Laborversuchen für Murgänge mit Illgrabenmaterial belegt. Im einfachen Modell unserer Energiebetrachtungen charakterisieren wir den Murgang mit der Fliesshöhe h_{fl} als Block der Masse m, der eine schiefe Ebene mit dem Winkel $\Theta = dH/ds$ heruntergleitet.

Es gilt gemäss Energieerhaltungssatz

$$\Delta E_{pot} + \Delta K + \Delta E_{innere} = 0 \tag{2.22}$$

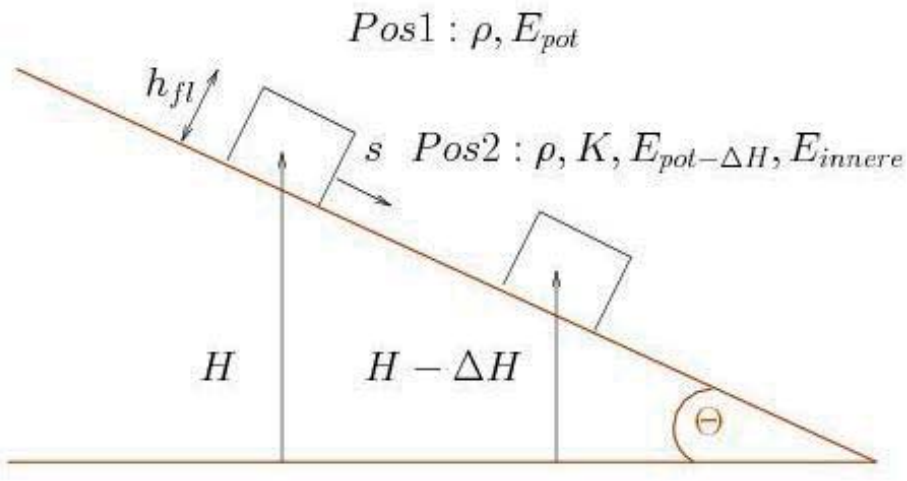


Abbildung 2.9: Murgangmodell als gleitender Block auf einer Ebene

mit $E_{pot} = mgH$ als potenielle bzw. gravitative Energie zu Prozessbeginn. H ist die Starthöhe, ΔH ist die Höhendifferenz im Gesamtsystem zwischen Position 1 und Position 2. Die potentielle Energie zu Prozessbeginn E_{pot} wird beim Fliessprozess in einen Restanteil $\Delta E_{pot-\Delta H}$, in die **kinetische Energie** K und die **innere Energie** umgewandelt (siehe Abb. 2.9 und Gleichung 2.22).
In den weiteren Bilanzierungen führt man den Begriff der sog. **Arbeitsrate** ein. Darunter versteht man die Änderung in der jeweiligen Energieform, d.h. welche Energieänderung sich bei einem Murgang von einem Quadratmeter Murgangfläche und einer Fliesshöhe h_{fl} über die Zeit t ergibt. Die Masse m des Blockes auf einen m^2 bezogen ergibt sich zu $m = \rho h_{fl} = \frac{\sigma}{g \cos \Theta}$, als Gewicht pro m^2 $[kg/m^2]$. σ $[N/m^2]$ ist die wirkende Normalkraft, die in Abschnitt 4.2.2 für Murgänge im Illgraben (siehe Kap. 4) gemessen wird. Alle Anteile der Arbeitsrate werden im folgenden Text mit einem Punkt "˙" geschrieben. Die Arbeitsrate der potentiellen Energie wird dann als $\dot{W}_g(t)$ $[W/m^2]$ bezeichnet und lautet

$$\dot{W}_g(t) = mg\frac{dH}{dt} = g\rho h_{fl} g \frac{dH}{dt} = \rho h_{fl} g \frac{\sin \Theta s}{dt} = \rho h_{fl} g \sin \Theta u_m = \sigma \tan \Theta u_m \qquad (2.23)$$

$u_m = ds/dt$ als mittlere Geschwindigkeit über die Fliesshöhe h_{fl}.

Die kinetische Energie K ergibt sich zu

$$K = \frac{1}{2} m u_m^2 = \frac{1}{2} \rho h_{fl} u_m^2 = \frac{1}{2} \frac{\sigma}{g \cos \Theta} u_m^2 \qquad (2.24)$$

und ihre Arbeitsrate $\dot{K}$ $[W/m^2]$

$$\dot{K} = \frac{d}{dt} K = \frac{1}{2} \left(\frac{d\sigma}{dt} \right) \frac{u_m^2}{g \cos \Theta} + u_m \left(\frac{du_m}{dt} \right) \frac{\sigma}{g \cos \Theta}. \qquad (2.25)$$

Die Änderung der Masse $\dot{m} = \frac{d}{dt} \frac{\sigma}{g \cos \Theta}$ und damit $\frac{d\sigma}{dt}$ wird als klein angesehen, d.h. es werden keine Erosions- bzw. Ablagerungsprozesse in diesen Bilanzen berücksichtigt. Der

erste Term $\frac{1}{2}\left(\frac{d\sigma}{dt}\right)\frac{u_m^2}{g\cos\Theta} \to 0$ und wird vernachlässigt. $\dot{K}$ wird dann zu

$$\dot{K} = u_m \underbrace{\left(\frac{du_m}{dt}\right)}_{a_m} \frac{\sigma}{g\cos\Theta} = u_m a_m \frac{\sigma}{g\cos\Theta} = u_m a_m \rho h_{fl}. \tag{2.26}$$

Als letzte Komponente der Bilanzierung fehlt noch die innere Energie E_{innere}. Diese beinhaltet in unserem vereinfachten Modell des Blocks auf der schiefen Ebene ausschliesslich die basale Reibungsenergie W_b, welche durch die Scherkraft auf rauhem Untergrund erzeugt wird. Es werden alle anderen inneren Verluste vernachlässigt, d.h. es gilt $E_{innere} = W_b$

$$W_b = \sigma\mu\Delta s \tag{2.27}$$

Die Reibungsenergie nach der Zeit t abgeleitet als bilanzierte Reibungsarbeitsrate $\dot{W}_b$ $[W/m^2]$ ist dann

$$\dot{W}_b = \sigma\mu \underbrace{\frac{ds}{dt}}_{u_m} = \sigma\frac{\tau}{\sigma}u_m = \tau u_m \tag{2.28}$$

mit dem Reibungskoeffizient $\mu = \frac{\tau}{\sigma}$.
Stellt man nun die Bilanz der Änderungsraten auf und berücksichtigt zusätzlich die freiwerdende Wärme $\dot{\Phi}$, so gilt an einer beliebigen Position des Blockes in Abb. 2.2.3

$$\dot{W}_g - \dot{W}_b = \dot{K} + \dot{\Phi}. \tag{2.29}$$

Betrachtet man das Kräftegleichgewicht des Blockes, wirken folgende Kraftkomponenten

$$F = \underbrace{ma}_{NewtonscheReaktionskraft} = \underbrace{mg\sin\Theta}_{Hangabtriebskraft} - \underbrace{\mu mg\cos\Theta}_{Reibungskraft} - \underbrace{mg\frac{\partial h_{fl}}{\partial s}\cos\Theta}_{Kraft\ aus\ Druckgradient \to 0} \tag{2.30}$$

Sieht man die Fliesshöhe h_{fl} als konstant an, so ist $\frac{\partial h_{fl}}{\partial s} \approx 0$ und die Kraftkomponente aus dem Druckgradienten entfällt. Dividiert man anschliessend durch die Masse m ($m = konst.$) bekommt man die Beschleunigung a des Blockes

$$a(t) = g(\sin\Theta - \mu\cos\Theta). \tag{2.31}$$

Integriert man die Beschleunigung $a(t)$ über die Zeit t, so erhält man die mittlere Geschwindigkeit u_m des Blockes.

$$u_m(t + \Delta t) = u_0(t) + \int_0^t a(t)dt \tag{2.32}$$

u_0 ist im Modell an der Position 1 null.

Tritt keine Beschleunigung während des Fliessprozesses auf ($a(t) = 0$), spricht man vom sog. stationär gleichförmigen Zustand, d.h. die gravitative Komponente steht mit der Reibungskomponente im Gleichgewicht. Es gilt

$$g\sin\Theta = g\mu\cos\Theta. \tag{2.33}$$

Hierbei ist die Änderung der kinetische Energie $\dot{K} = 0$ und die freiwerdende Wärme $\Phi = konst. \rightarrow \dot{\Phi} = 0$. Der Murgang bewegt sich mit konstanter Geschwindigkeit $u_0 = u_m$. Gleichung 2.29 vereinfacht sich zu

$$\dot{W}_g = \dot{W}_b \tag{2.34}$$

d.h. die Gravitationsarbeitsrate liegt im Gleichgewicht mit der Reibungsrate.

2.2.3.1 Randomenergie

Beim Fluss granularer Medien beobachtet man, dass der Reibungskoeffizient μ an der Front relativ hoch ist und mit zunehmender Fliesshöhe abnimmt und umgekehrt [6]. Der Reibungskoeffizient der Coulomb-Reibung ist jedoch konstant. Es muss deshalb auf eine andere Art und Weise als durch Reibungsenergie, Energie in Abhängigkeit der Fliesshöhe vernichtet werden. Dieser Energiebeitrag heisst **Randomenergie** R und berücksichtigt teilplastische Stösse der Partikel untereinander und Wärmeentwicklung, weshalb dieser Beitrag auch als granulare Temperatur bezeichnet wird. Gleichung 2.21 wird unter Berücksichtigung von R modifiziert zu

$$\tau = \sigma\mu_c + (\eta_b - \eta_b')\frac{du}{dz} \tag{2.35}$$

mit μ_c Reibungsbeiwert der Coulomb-Reibung und η_b' als viskose Scherverdünnung in Abhängigkeit der Randomenergie R. Die Entstehung von R sei proportional zur Gravitationsarbeitsrate $\dot{W}_g$ (siehe Gleichung 2.23). Die Änderung von R über die Zeit t ist proportional zur momentanen Randomenergie. Es ergibt sich

$$\dot{R}(t) = \underbrace{\alpha\dot{W}_g(t)}_{Produktion\ Randomenergie} - \underbrace{\beta R(t)}_{Partikelkollision \rightarrow Wärme} \tag{2.36}$$

Die genannte Gleichung kann bildlich erklärt werden durch einen sog. gegenseitigen Ausbremseffekt, d.h. je mehr Körner gegeneinander stossen bei grosser Randomenergie, um so schneller kommen die Körner durch den teilplastischen Anprall wieder zur Ruhe.
Berücksichtigt man die Randomenergie als zusätzliche Komponente der inneren Energie, so ergibt sich

$$\dot{W}_b = \dot{\Phi} + \dot{R} \tag{2.37}$$

mit Φ als freiwerdender Wärme der basalen Reibung und $\dot{R}$ als Beitrag der Randomenergie. Die Gesamtenergiebilanz mit dem Beitrag der Randomenergie lautet dann

$$\dot{W}_g - \dot{W}_b = \dot{K} + \dot{\Phi} + \dot{R}. \tag{2.38}$$

Für eine nähere Erläuterung der Randomenergie und zum Einfluss auf den Reibungsbeiwert μ siehe [46] und Kap 5.4.1.

2.3 Schutzmassnahmen

Um generell Mensch und Infrastruktur vor Naturgefahren zu schützen, sind sog. Schutzmassnahmen erforderlich. Hierbei erfolgt der Umgang mit gravitativen Naturgefahren im allgemeinen schrittweise [17]. Der erste Schritt ist die Gefahrenerkennung bzw. Dokumentation für die Auskunft, ob ein Gebiet gefährdet ist. Darauf folgt der zweite Schritt, in dem untersucht wird, wie stark ein Gebiet gefährdet ist. Hierzu gehört vor allem die Gefahrenkartierung. Die Gefahrenkarte ist zusammen mit der Gefährdungskarte zudem eine Grundlage zur Ermittlung des Schadenpotentials. Abschliessend erfolgt die Massnahmenplanung, die die Schutzmassnahmen mit einschliesst. Bei der Massnahmenplanung sollten zuerst die passiven Massnahmen betrachtet werden. Diese beinhalten z.B. eine angepasste Nutzung und damit vor allem neue Baubewilligungsphasen in kritischen Gebieten. Mit so genannten aktiven Massnahmen, wird aktiv in den Ablauf der Ereignisse eingegriffen. Hierbei fliessen Wahrscheinlichkeiten und Intensitäten bzw. das zu erwartende Schadenspotential in die Beurteilung mit ein (siehe auch Abschnitt 8.3). Zu den aktiven Massnahmen zählen z.B. auch die im weiteren Verlauf dieses Abschnitts beschriebenen Murgangschutzkonzepte, auf die jetzt im Folgenden eingegangen wird. Es gibt zudem Notfallmassnahmen, welche vor allem das Risiko im Versagensfall der Schutzkonzepte mit abgedecken. Dazu gehören sog. Frühwarnsysteme, Evakuierungsmassnahmen und schnelle Katastrophenhilfe, denn jede Schutzmassnahme kann in Ausnahmesituationen versagen.
Der aktive Murgangschutz besteht aus vier verschiedenen Ansätzen, die durchaus in Mischformen auftreten können.

- Ablenken
- Rückhalten
- Entwässern
- Durchleiten

2.3.1 Ablenkdämme

Das Prinzip der Ablenkdämme wurde aus dem Lawinenschutz übernommen, wo es sich seit längerer Zeit bewährt hat. Ablenkdämme sind massive Bauwerke aus Blockwurf oder natürlich aufgeschüttetem Material mit oder ohne zusätzlicher Verbundmittel. Sie werden meist oberhalb zu schützender Infrastruktur angeordnet und sollen im Ereignisfall den Murgangstrom in seiner Fliessrichtung kontrolliert umleiten, so dass dieser im ungefährdeten Gebiet zum Stillstand kommt. Speziell in der Praxis ist ein solcher Umlenkdamm im Trachtbach bei Brienz in die Realität umgesetzt worden (siehe Kap 2.4.2). Weitere Beispiele sind der Ablenkdamm in Täsch VS[1] im Mattertal und in Pontresina GR[2].
Der Ablenkdamm als Schutzmassnahme ist zu wählen, wenn es oberhalb des zu schützenden Objekts genügend Platz gibt, einen Damm dort zu errichten, wo der Murgang konkret fassbar in diesem Bereich herunter fliesst. Rein optisch ist diese Schutzmassnahme

[1] Kanton Wallis
[2] Kanton Graubünden

Tabelle 2.2: Schrittweise Erfassung und Umsetzung von Naturgefahren [17]

1. Gefahrenerkennung: **Was kann passieren?**

Ursachenbezogene Dokumentation durch:

- Grundlagen
- Ereignisdokumentation
- Karte der Phänomene

2. Gefahrenbeurteilung: **Wie oft und wie stark kann etwas passieren?**

Flächen- und wirkungsbezogene Auswertung durch:

- Gefahrenkarten
- Gefährdungskarten

3. Massnahmenplanung: **Wie können wir uns schützen?**

Umsetzung in den Bereichen:

- Raumplanung
- Schutzmassnahmen
- Notfallplanung

ein erheblicher Eingriff in die Natur. Es wird deshalb durch Begrünungs- und Renaturierungsmassnahmen versucht, den Eingriff so gering wie möglich zu halten.

2.3.2 Rückhaltebauwerke

Das Prinzip der Rückhaltebauwerke funktioniert bei unterschiedlichsten Systemen und Arten gleich. Es wird ein leerer Rückhalteraum durch ein entsprechendes Bauwerk zur Verfügung gestellt und für ein bestimmtes Rückhaltevolumen ausgelegt und dimensioniert. Ist nach einem Ereignis der Rückhalteraum durch Murgangmaterial verfüllt worden, muss bei allen diesen Bauwerken das Material entfernt werden, um seine Funktion wieder zu gewährleisten.
Im Rahmen dieser Arbeit werden zwei Arten von Rückhaltebauwerken unterschieden: **Flexible** und **starre Bauwerke**. Zu den starren Bauwerken gehören die Murbrecher, Stahlsäulen und Betonmauern, die je nach Ausbildungsart als geschlossene Betonbauwerke oder teilweise mittig mit Holzbalken gebaut sind (siehe Abb. 2.10).



Abbildung 2.10: Rückhaltebauwerk kombiniert mit Stahlsäulen in Japan (links) und Geschiebesammler aus Beton in Bönigen BE (rechts)

Zu den flexiblen Bauwerken zählen die in dieser Arbeit näher behandelten Ringnetzbarrieren aus hochfestem Stahl, die durch grosse Verformungen entsprechend günstige Auffüllbedingungen des Murgangs erzeugen. Zudem sind sie im Vergleich zu den alternativen starren Barrieren meist schneller und einfacher zu installieren (siehe hierzu Kapitel 3).
Eine optimale Wirkungsweise des Stoppmechanismus eines Murgangs erlangt man durch das so genannte Entwässerungsprinzip. Das Murgangmaterial wird hierbei durch das Ringnetz zurückgehalten, und das Wasser kann nach vorne abfliessen. Die dadurch gestoppte Front des Murgangs bildet einen festen Erddamm mit der Barriere aus und bringt dadurch das folgende Material zum Stillstand.

2.3.3 Murgangrechen und Bremsen

Andere Murgangschutzmassnahmen, die auf dem Entwässerungsprinzip basieren, sind die so genannten Murgangbremsen. Ein Stahlgitter wird im Gerinneabschnitt an der Sohle eingebaut, das nach unten einen Entwässerungskanal besitzt. Fliesst nun der Murgang über das Gitter, wird ihm das Wasser entzogen und folglich bleibt dieser stehen. Das nachfliessende Material sollte auf Grund der abgebremsten Front auch zum Stillstand kommen. Ein Umsetzungsbeispiel einer Murgangbremse befindet sich im Dorfbach in Täsch VS. Dort wurde ein Stahlrost mit 19 m Länge und 12 m Breite in das Bachbett eingebaut. Unterhalb der Bremse wurde ein entsprechender Ablagerungsraum konstruiert, welcher durch einen Damm abgeschlossen wird. Zusammen ergibt sich dadurch ein erzieltes Rückhaltevolumen von 15'000 m^3 und die unterhalb liegenden Strassen- und Eisenbahnbrücken sind weitestgehend geschützt [44].

2.3.4 Durchleitbauwerke

Eine weitere Murgangschutzmassnahme beruht auf einem gegensätzlichen Prinzip bezüglich der anderen Mechanismen. Bei den so genannten Durchleitbauwerken versucht man, möglichst kontrolliert, einen bestimmten Murgangabfluss ohne weitere Komplikatio-

nen durch einen Gefahrenpunkt durchzuleiten. Hierzu wird meist eine erosionsfreie Schale aus betoniertem Blockwurf konstruiert, die durch ihren Querschnitt dann einen definierten Abfluss garantiert. Meist wird diese Art der Schutzmassnahme mit anderen Methoden kombiniert eingesetzt, so zum Beispiel auch bei der sog. Schale als Durchleitbauwerk in Brienz BE[3] (siehe Kap. 2.4.2). Durchleitbauwerke machen planerisch bzw. bautechnisch nur Sinn, wenn nach dem Durchleitbereich ein garantierter Rückhalteraum zur Verfügung steht. Im Fall Brienz ist das der Brienzer See, in welchen die Schale des Trachtbachs mündet.



Abbildung 2.11: Ablenkdamm Pontresina GR(links) und Murgangbremse im Dorfbach bei Täsch VS (rechts)

2.4 Schutzkonzepte

Im Kapitel Schutzkonzepte werden anhand zweier Schadensbeispiele aus der Praxis, Brienz und Hasliberg, erst die entstandenen Schäden und die darauf erarbeiteten Schutzkonzepte vorgestellt. Nur das Zusammenspiel verschiedenster Massnahmen an unterschiedlichsten Standorten entlang der gefährdeten Bachläufe kann als gesamtes Projekt versuchen, Schäden wie im Hochwasserjahr 2005 in Zukunft zu vermeiden.

2.4.1 Hochwasserereignis 2005

Auslöser des Ereignises 2005 war ein Tiefdrucksystem, dessen Zentrum über längere Zeit weitgehend stabil südlich der Alpen lag. Dieses führte vor allem am 21. und 22. August 2005 zu grossflächigen, intensiven Niederschlägen am Alpennordhang von den Berner Alpen über die Zentralschweiz und Teile Graubündens bis nach Österreich und Südbayern. In der ganzen Schweiz lag die Gesamtschadensbilanz bei rund 3 Mrd. Franken, wobei die Schäden im Berner Oberland am dramatischsten waren (siehe Abb. 2.12). Zudem entstanden die meisten Schäden durch Murgänge ebenfalls im Berner Oberland, genauer gesagt, rund um den Brienzer See.

[3]BE Kanton Bern

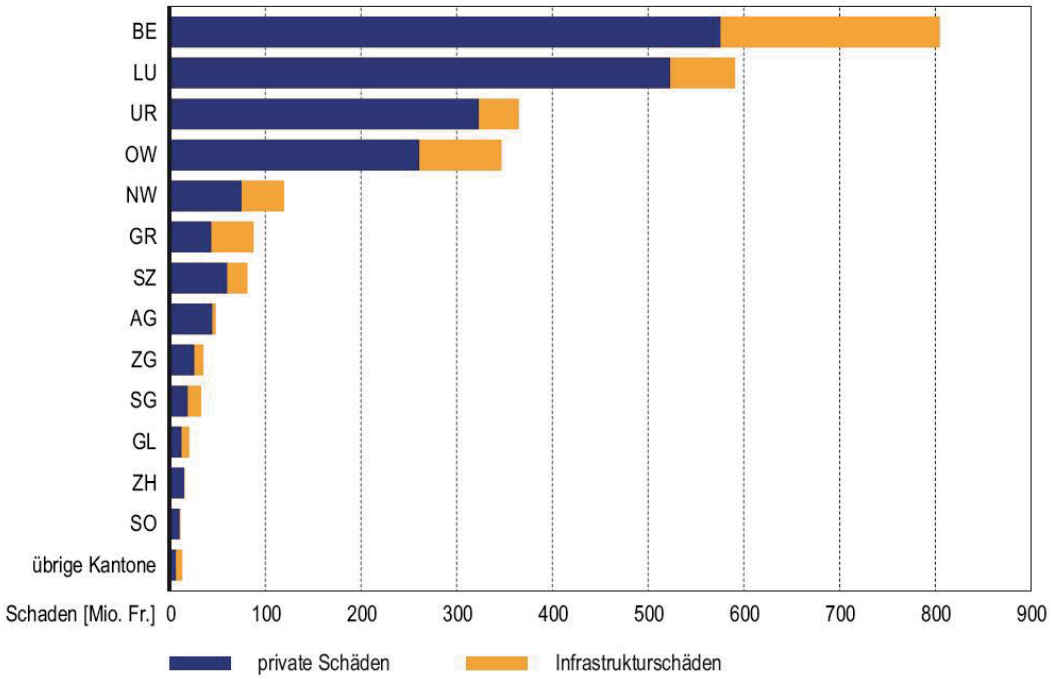


Abbildung 2.12: Hauptschadensprozesse aufgeteilt nach Kantonen aus [9]

Im Hasliberggebiet Gummen mobilisierten sich rund 13'000 m^3 des schiefrigen Materials und gelangten in mehreren Schüben ins Tal und fluteten die Gemeinden Meiringen und Hasliberg. Dabei erodierten sie weitere 25'000 m^3 auf ihrer Fliessstrecke, so dass das Gesamtvolumen fast 40'000 m^3 umfasste [71]. Personen kamen glücklicherweise hier nicht zu Schaden.

Anders war dies in der Gemeinde Brienz, wo der Tracht- und Glyssibach unter anderem auch Personenschäden verursachten. Ausgelöst wurde der Murgang des Trachtbachs durch die Rutschung Ritzwald, die mit rund 60'000 m^3 in den Trachtbach floss und so genügend Material für den darauffolgenden Murgang zur Verfügung stellte. Das Rutschungsmaterial im Trachtbach ist sehr kohäsiv und braucht eine lange Durchfeuchtungszeit bis es zum Fliessen kommt. Dies war im August 2005 gegeben. Die ersten 5000 m^3 konnten problemlos durch die Schale, ein speziell konzipiertes Bachbett mit erhöhter Abflusskapazität als Durchleitbauwerk, in den Brienzer See transportiert werden. Doch auf Grund seiner hohen Viskosität und des hohen Seespiegels blieb das Material kurz darauf in der Schale stecken, verklauste und füllte die Schale vom See her auf. In der Folge war die Kapazität der Schale erschöpft, der Murgang brach nach links und rechts aus der Schale aus und ergoss sich über Brienz. Laut [75] wurden rund 76'000 m^2 des Dorfes übersart, wobei die geschätze Feststoffkubatur bei rund 5000 bis 7000 m^3 lag. Ähnliches passierte im Glyssibach, der rund 30'000 m^3 Material in einem Murgang zu Tal brachte. Auslöser für den Murgang war hier ebenfalls eine Rutschung am Ort Balen auf 1200 m ü.M.



Abbildung 2.13: Brienz nach den Unwettern 2005 und Murgangschaden in Brienz an einem Wohngebäude

2.4.2 Umsetzung Brienz

In Brienz hatte der Kanton sofort eine Ereignisanalyse in Auftrag gegeben. Diese bildete die Basis für das neu erarbeitete Massnahmenkonzept und war zudem Grundlage der geplanten baulichen Schutzmassnahmen. Dieses neue Schutzkonzept für den Trachtbach wird im Folgenden näher erklärt [76].
Als erstes gilt es, die Grösse für zukünftige Ereignisse abzuschätzen. Dies erfolgt vor allem anhand der Beurteilung der Rutschung Ritzwald. Aufwändige Messverfahren beobachten die Rutschung nun an mehreren Messpunkten regelmässig und ergeben mögliche Ereignisabschätzungen (Tab. 2.3).

Tabelle 2.3: Grundszenarien für Ereignisse im Trachtbach

Häufigkeit	**Volumen im Dorf**
Sehr häufig	5'000
30-jährig	9'000
100-jährig	30'000
300-jährig	50'000
Extremereignis	> 100'000

Auf Grund der Ereignisanalyse stellt sich heraus, dass für das Dorf Brienz ein erhebliches Schutzdefizit besteht. Mit hoher bis mittlerer Wahrscheinlichkeit kann es bei Murgangereignissen zu Ausuferungen innerhalb des Dorfes kommen. Zudem befinden sich rund 60 Häuser im roten und blauen Gefährdungsgebiet (rot heisst starke Gefährdung, blau heisst mittlere Gefahrenstufe). Wie das Ereignis 2005 gezeigt hat, muss bei einem Murgangereignis mit grosser Intensität mit Personenschäden bzw. Todesopfern durch die Zerstörung von Häusern gerechnet werden. Es wurde deshalb folgender Massnahmenplan nach Tab. 2.4 erarbeitet, der sich in die drei Teilgebiete, Unterhaltsmassnahmen, Raumplanerische Massnahmen und Bauliche Massnahmen gliedert [76].

Der Massnahmenplan von Brienz zeigt, welche unterschiedlichen Massnahmen an un-

Tabelle 2.4: Massnahmenplan Brienz

1. Unterhaltsmassnahmen	
	Gewässerunterhalt
	Pflege der Wälder (Hangstabilität)
	Minimieren von Holz im Gerinne
2. Raumplanerische Massnahmen	
	Freihalten von Ablagerungsräumen und Abflusskorridoren
	Objektschutzmassnahmen (Gefahrenkarte, Zonenplan, Baureglement)
3. Bauliche Massnahmen	
	Drainageeinbau Rutschung Ritzwald
	Ringnetzbarriere Rückhalt Vorder Ritzgraben
	Dosiersperre aus Beton: Rückhalt Hinterer Ritzgraben
	Erschliessung Zufahrtswege Vorderer und Hinterer Ritzgraben
	Ringnetz Rückhalt Trachtbach
	Ausdehnung Schutzdamm Rauenhag
	Schutzdamm an der Wellenbergbrücke
	Mauern entlang der Schale (Vergrösserung des Querschnitts)
	Abbruch Quaimauer, dass Material besser in den See fliessen kann

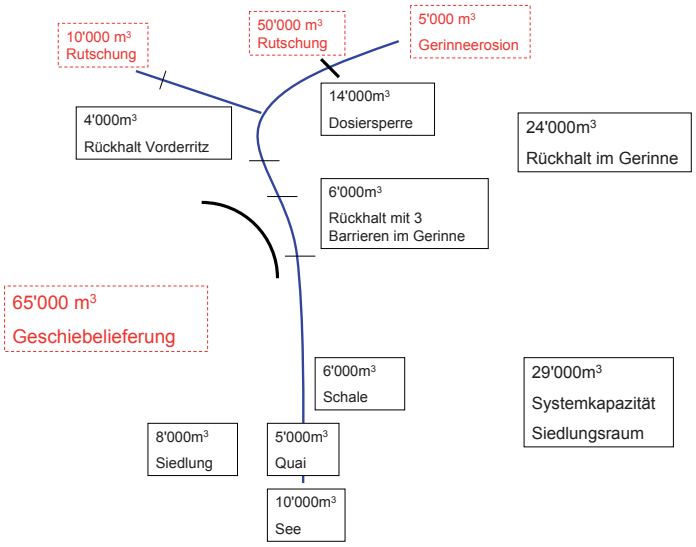


Abbildung 2.14: Feststoffaufkommen (rot/strichliert) und geplanter Rückhalt (schwarz/durchgezogen) nach [76] im Trachtbach Brienz BE

terschiedlichen Stellen erforderlich sind. Es muss für jede Stelle die ideale Massnahme gefunden werden, um ein insgesamt wirksames Gesamtkonzept zu erhalten. Mit dem Gesamtkonzept soll ein hundertjähriges Ereignis von 30'000 m^3 (siehe Tab. 2.3) im Dorf nur zu geringen Schäden führen. Zudem einzigartig beim Massnahmenplan Brienz ist,

dass zum ersten Mal in der Schweiz Gebäude zwangsumgesiedelt wurden, d.h. zum Teil zerstörte Gebäude durften nicht wieder am gleichen Ort aufgebaut werden.

Im Rahmen dieser Arbeit wird auf die Projektierung und Dimensionierung der 4 Ringnetzbarrieren im Trachtbach nicht mehr direkt eingegangen. Ein Berechnungsbeispiel in Kapitel 8 veranschaulicht aber die Vorgehensweise. Die übrigen Massnahmen sollen im einzelnen nicht näher beschrieben werden, können aber detailierter in [76] nachgelesen werden.

2.4.3 Umsetzung Hasliberg

Auch im Haslital wurde das Ereignis 2005 genau analysiert. Es wurde ein umfangreiches bauliches Massnahmenkonzept erarbeitet [50]. Im Rahmen dieser Arbeit soll nur auf das bauliche Massnahmenkonzept der Ringnetzbarrieren im Gebiet Gummen eingegangen werden.
Das murfähige Schiefermaterial wird hier mittels 13 flexibler Ringnetzbarrieren bereits im Einzugsgebiet zurückgehalten. Das gesamte Rückhaltevolumen der Barrieren beträgt ungefähr 12'000 m^3, zwei Deponieplätze fassen zusammen rund 40'000 m^3. Da die Region Gummen schwer zugänglich ist, sind an dieser Stelle die Netze ideal, da sie mit einem Helikopter ins Gebiet geflogen und mit Hilfe eines kleinen Schreitbaggers dort installiert werden können. Da die Region Gummen sehr touristisch geprägt ist, wählte man die Netze auch als optisch ansprechende Alternative zu massiven Betonschwellen. Ausserdem wird die Jährlichkeit der wiederkehrenden Ereignisse zwischen 10 bis 15 Jahren geschätzt, so dass eine Netzlösung ebenfalls als ideal angesehen wird, vorausgesetzt, eine regelmässige Wartung der Netze erfolgt durch einen beauftragten Speziallisten. Die Maschenweite und die Durchlasshöhe der Netze wurden in Modellversuchen an der WSL bestimmt (siehe hierzu Abschnitt 5.3.4 und [109]). Des Weiteren wurden die Netze auf Murganglasten und ein Netz auf Schnee- und Lawinenlasten bemessen (siehe hierzu Kap. 8 und [85]).

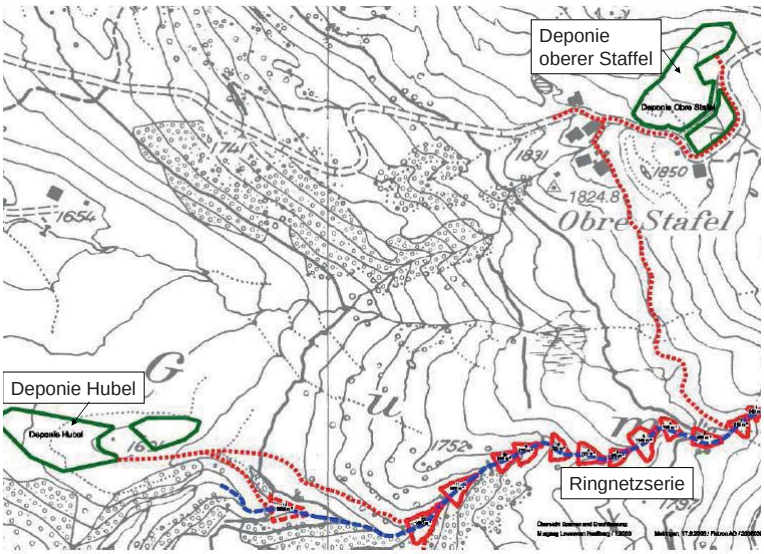


Abbildung 2.15: Gestaffelter Geschieberückhalt im Einzugsgebiet Gummen mit 13 flexiblen Barrieren und zwei Deponieplätzen

3 Flexible Barrieren als Murgangschutz

Bevor flexible Netze als Schutz gegen Murgänge eingesetzt wurden, kamen sie zuvor zum Rückhalt von Schwemmholz, Schnee- und Steinschlagereignissen zum Einsatz. Ihr Vorteil liegt allgemein in der einfachen Konstruktion, die gewichtssparend mit wenig Bauteilen auch in schwer zugänglichen Gebirgsregionen installiert werden kann. Im nächsten Abschnitt soll auf die Geschichte der Netze und Seilsperren (hier übernehmen nur Seile die Tragwirkung, es gibt keine Netze) eingegangen werden und auf deren Weiterentwicklung bis hin zur flexiblen Netzbarriere als Murgangschutz. Auch die Wirkungsweise der flexiblen Barriere im Bachbett im verfüllten Zustand wird im Rahmen des Abschnittes Mehrstufenbarrieren nähers betrachtet.

3.1 Geschichte der Netzbarrieren

Bereits vor fünzig Jahren wurden unterschiedlichste Netz- und Seilbarrieren als Schutzbauwerk gegen alpine Naturgefahren eingesetzt. Die historische Anwendung soll kurz für die jeweiligen Einsatzgebiete vorgestellt werden.

3.1.1 Netzsperren im Wildbachverbau

Erste Einsätze von Netzen im Bereich Naturgefahren fanden bereits 1953 im Wildbachverbau [64] statt. Man wollte mit durchlässigen Konstruktionen nur grobes Geschiebe aufhalten und das Wasser passieren lassen. Hierzu wählte man damals sehr grosse Maschenweiten von bis zu einem Meter oder auch einzelne Seile, quer über das Bachbett gespannt. Auf Grund fehlender Erfahrung in der Bemessung der Stahlseile und über ihr Langzeitverhalten wurden die Seilsperren nur als Sofortmassnahme im Ereignisfall eingesetzt. Doch der Geschiebe- und Schwemmholzrückhalt funktionierte meist erfolgreich.
In Osttirol wurden in den sechziger Jahren einige Seilnetzsperren errichtet [83]. Diese waren meist mit vertikalen Stützen aus Stahlprofilen mit dazwischen gespannten Tragseilen gebaut. Eine der ersten Sperren nach dieser Methode wurde 1964 im Griesbach in Osttirol errichtet. Diese hält seitdem erfolgreich Schwemmholz und Geschiebe zurück. Alle 3 bis 5 Jahre wird das Schwemmholz entnommen und das Geschiebe entleert sich bei folgenden Hochwasserereignissen selbstständig. Bis auf einen Tragseilriss wies diese Sperre bisher keinerlei anfallende Reparaturen auf.
Die Grundüberlegung zur Anwendung der Netze zum Schwemmholzrückhalt besteht darin, dass das Holz vom Netz nahe der Wasseroberfläche gehalten wird, während der Hochwasserabfluss inklusiv Geschiebe unter dem Netz passieren kann. Beobachtungen zeigten

jedoch, dass durch den Holzaufstau die Fliessgeschwindigkeit verringert wird und so häufig zusätzlich auch das Geschiebe an der Netzsperre abgelagert wird. Dadurch entsteht immerhin eine räumliche Trennung von Holz und Geschiebe, was den Leerungsprozess erheblich vereinfacht [83].

3.1.2 Schneenetze

Lawinenschutzsysteme aus Drahtseilnetzen bewähren sich wegen ihrer einfachen und gewichtssparende Konstruktion im schwer zugänglichen Gelände. Die aus Seilnetzen und Stahldrahtgeflechten bestehenden und mit Stützen aufgespannten Konstruktionen ergeben quer zum Hang stehend eine Stützfläche bis an die Schneeoberfläche. Optisch beeinträchtigen die Schneenetze im Anrissgebiet weit weniger das Landschaftsbild als klassische Stahlschneebrücken [79]. Die Nachteile der Schneenetze im Vergleich zum herkömmlichen starren Anrissverbau liegen bisher in den Materialkosten, wobei diese durch die geringeren Montagekosten wieder ausgeglichen werden. Zudem kann der Schneerückhalt bei Lockerschneeanrissen durch zu grosse Maschenweiten etwas schlechter sein. Der Schneerückhalt kann durch ein zusätzlich auf die Drahtnetze gespanntes Sekundargeflecht wesentlich verbessert, durch eine versetze Anordnung im Gelände noch weiter optimiert werden.
Auch Steinschlagnetze und Murgangnetze können durch Einschneiung und Gleitschnee zu sog. Schneenetzen werden (siehe Abb. 3.2). Meist ist das Anwendungsgebiet der flexiblen Verbauungen nicht ganz klar differenzierbar, und so müssen Murgangnetze, die sich unterhalb eines Anrissgebietes befinden, auch auf Lawinendrücke und Schneegleiten bemessen werden oder im Winter ausgeschäkelt und abgelegt werden (siehe Abschnitt 8.6). Erste Netzverbauungen zum Lawinenschutz kamen 1951 am Schafberg in Pontresina zum Einsatz. Dabei handelte es sich um Diagonalnetze mit Rechtecksmaschen, die direkt an den Stützen aufgespannt wurden. Erst waren die Stützen aus Holz, später kamen Stahlstützen zum Einsatz.



Abbildung 3.1: Schneenetzverbau (links) und starrer Verbau mit Schneebrücke (rechts)

3.1.3 Steinschlagnetze

Immer wieder waren Lawinenverbauungen in der schneefreien Zeit Steinschlägen ausgesetzt und hielten diesen erfolgreich stand. Diese Beobachtung führte dazu, die Netzverbauungen auch gegen Steinschlag einzusetzen.
Auf Grund der positiven Erfahrung aus dem Schneenetzbereich wurden bereits Ende der 1950er Jahre Netze gegen Steinschlag eingesetzt. Sie bestanden aus vertikalen Stahlprofilen mit horizontal und vertikal verflochtenen Stahlseilen. Die erste Netzverbauung gegen Steinschlag wurde 1958 in Brusio in der Südschweiz errichtet. Das erste Patent auf diese Steinschlagseilkonstruktionen wurde 1959 an eine Wiener Baufirma erteilt [95]. In den 1960er Jahren begannen erste Feldversuche zu Steinschlagschutzverbauungen am Vierwaldstädter See und am Lötschenberg, wo gezielt Verbauungen zum Ermitteln der Traglast durch künstlich ausgelöste Steine getestet wurden. Ab 1975 fanden problembezogene Tests zur Systementwicklung auf dem Gelände der Kabelwerke Brugg AG in Brugg statt, und es wurden das erste Mal Konstruktionen mit Bremselementen (siehe auch Abschnitt 3.2.2.3) getestet. Die ersten Netze für Lawinen- und Steinschlagschutzverbauungen waren parallel geflochtene Netze, später kamen Diagonalnetze zum Einsatz. Ringnetze, die bereits im 2. Weltkrieg als Torpedoschutznetze eingesetzt wurden, kamen ab 1990 im Steinschlag zum Einsatz und haben inzwischen bei einigen Herstellern alle anderen Netztypen verdrängt [95].
Flexible Barrieren als Steinschlagschutz haben heutzutage die meisten starren Bauwerke verdrängt. Die Systeme können durch grosse Verformungen und langjährige Weiterentwicklungen gegenwärtig Steinschlagenergien von bis zu 5000 kJ aufhalten. Die flexible Führung der Tragseile erlaubt auch in schwierigen Hanglagen eine perfekte Konstruktion zur Gewährleistung der Sicherheit.



Abbildung 3.2: Steinschlagschutzverbauung oberhalb von Gondo VS (links) und durch einen Schneerutsch gefülltes Steinschlagnetz in Fieberbrunn Tirol



Abbildung 3.3: Steinschlagbarrieren durch Murgänge belastet, links in Japan Aobandani 1998 und rechts in St. Anton Vorarlberg 2005

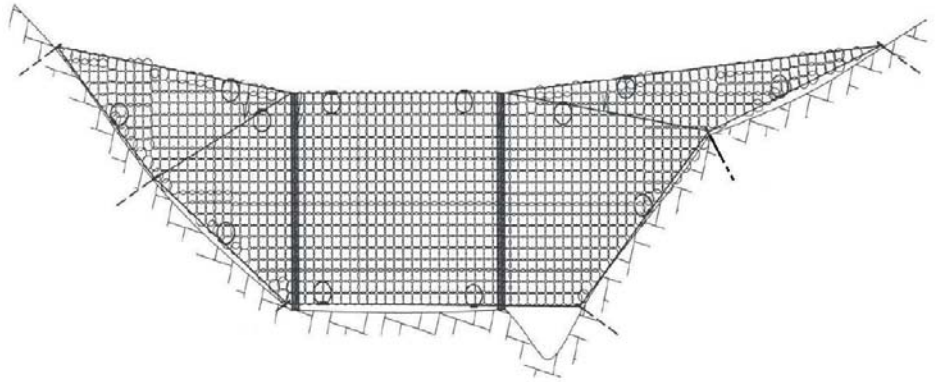
3.2 Flexible Murgangbarrieren

Steinschlagbarrieren, die zufällig durch Murgänge oder Hangmuren/Hangrutschungen belastet wurden, bildeten den Ursprung der flexiblen Ringnetzbarrieren gegen Murgänge. Auch Schneerutsche und kleine Lawinenabgänge konnten erfolgreich mit Steinschlagbarrieren zurückgehalten werden und förderten die Denkweise, Steinschlagbarrieren auch für flächige Belastungen wie Murgänge einzusetzen. Abb. 3.3 zeigt links die erste Steinschlagbarriere, die in Japan 1998 zufällig durch einen Murgang belastet wurde. Dabei konnten 750 m^3 Murgangmaterial in drei Schüben zurückgehalten werden. Rechts in Abb. 3.3 wurde 2005 eine Steinschlagbarriere oberhalb der ÖBB Eisenbahnlinie in St. Anton Vorarlberg bei Extremniederschlägen durch einen Murgang belastet. Hier konnten knapp 150 m^3 Murgangmaterial zurückgehalten werden, das dadurch nicht auf die Bahngleise gelangte.
Nachdem Steinschlagbarrieren erfolgreich kleinere Rutsche und Murgänge aufhalten konnten, wurde versucht, die Ringnetzbarrieren auch gegen Murgänge einzusetzen. Erste Experimente mit kleinen Murgängen fanden 1996 in der USA an der USGS[1]-Rutsche in Oregon statt [23; 35]. Die 2 m breite und 95 m lange Rutsche hat eine Neigung von 30°, und das Startvolumen kann bis zu 20 m^3 betragen. Es wurden insgesamt 6 Versuche mit Diagonal- und Ringnetzen durchgeführt. Die Maschenweiten lagen zwischen 10 bis 30 cm, wobei zum Rückhalt des Feinsediments ein Sekundargeflecht mit kleineren Maschen oder ein synthetischer Fliessstoff auf die Netze gespannt wurde. Die Netze waren zwischen zwei Tragseile gespannt. In den Tragseilen befanden sich Kraftmesszellen, um den genauen Kraftverlauf während des Auffüllvorganges bestimmen zu können. Bei diesen Tests zeigte sich, dass Murgangvolumina von bis zu 10 m^3 und einer Auftreffgeschwindigkeit von bis zu 10 m/s mit flexiblen Barrieren erfolgreich gestoppt werden können. Die Netze mit Sekundargeflecht hatten einen sehr guten Rückhalt, die Netze mit dem Fliessstoff hielten das Material fast vollständig zurück. Es traten Lastspitzen mit bis zu 45 kN in den Tragseilen auf, die zeitgleich mit der max. Verformung der Barrieren gemessen wurden.
Erste 1:1 Feldversuche zu flexiblen Ringnetzbarrieren gegen Murgänge begannen dann 2005 im Illgraben VS (siehe Abschnitt 4.3.1).

[1]Rutsche des United States Geological Survey, http://www.usgs.gov

3.2.1 Konstruktion

a)



b)

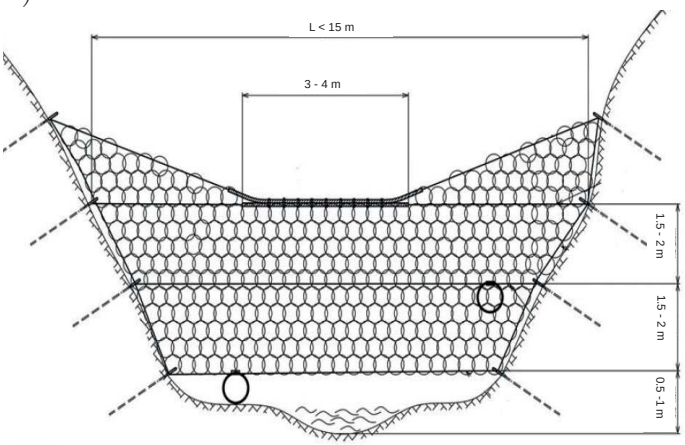


Abbildung 3.4: a) UX-System mit Stützen für grosse Spannweiten, b) VX-System ohne Stützen für kleinere Spannweiten

Das Tragsystem flexibler Murgangbarrieren besteht aktuell aus quer zum Bachbett gespannten Tragseilen, die in den Seitenflanken des Gerinnes verankert werden. Als Ankersysteme kommen sog. Seil- oder Selbstbohranker zum Einsatz (siehe Abschnitt 3.2.2.4). Zwischen den Tragseilen wird das Ringnetz eingeschäkelt und trägt flächenartig die Belastung zu diesen ab.
Abhängig von der Talform gibt es zwei Arten von Murgangbarrieren. Das sog. VX-System der Firma Geobrugg (siehe Abb. 3.4a) ist für v-förmige Gerinnequerschnitte geeignet und kommt bei Spannweiten bis zu 15 m zum Einsatz. Das UX-System ist für weite Querschnitte und Spannweiten bis zu 30 m geeignet (siehe Abb. 3.4b). Beim UX-System stehen, ähnlich wie bei den Steinschlagschutznetzen, eine oder mehrere Stützen entlang der Verbauung , über welche die Tragseile laufen. Die Stützen werden mit sog. Rückhalteseilen rückverankert und je nach Bodenart auf ein Betonfundament gegründet. Sie dienen dazu, dass die Resthöhe h_b' nach dem Auffüllvorgang so gross wie möglich bleibt, um ein grösstmögliches Rückhaltevolumen zu erhalten (siehe Abschnitt 4.5.3).

3.2.2 Bauteile und Komponenten

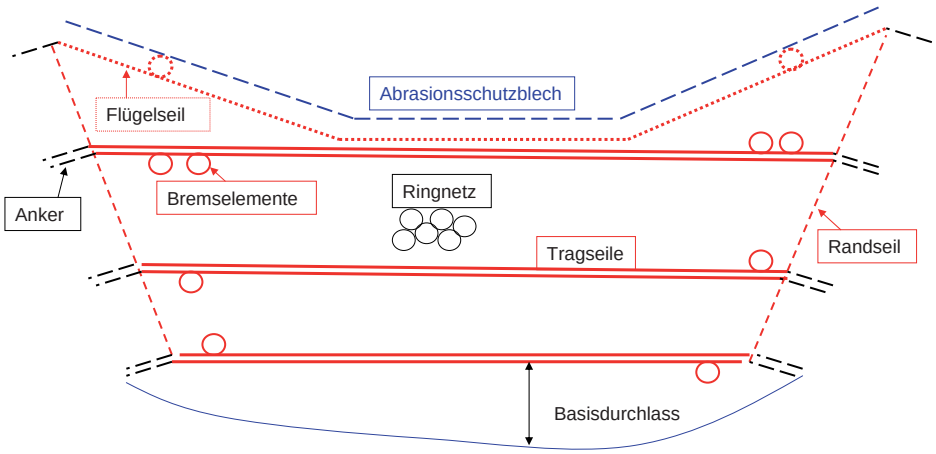


Abbildung 3.5: Schematischer Aufbau einer flexiblen Murgangbarriere

Die meisten Einzelkomponenten der Ringnetzbarriere für Murgänge wurden von Steinschlagbarrieren übernommen und werden deshalb im Rahmen dieser Arbeit nur kurz beschrieben (Detailbeschreibung siehe [103; 45]). Detailliert werden nur neu entwickelte oder speziell für Murgangbarrieren relevante Komponenten beschrieben. Abb. 3.5 zeigt die einzelnen Komponenten einer Murgangbarriere.

3.2.2.1 Tragseile

Die Tragseile spannen von einer Böschungsseite zur anderen und haben meist eine oder mehrere Bremselemente integriert (siehe Abschnitt 3.2.2.3). Die relevanten Bemessungsgrössen der bei den Testbarrieren eingesetzen Seile Geobinex 22 sind in Tab. 3.1 aufgelistet. Es handelt sich bei diesen Seilen um sogenannte **Rundlitzenseile**. Rundlitzenseile sind zweimal verseilt, einmal die Drähte zu Litzen und dann die Litzen zum Seil. Diese Verseilart hat den Vorteil, dass Rundlitzenseile dadurch weniger empfindlich auf Querdruck reagieren als herkömmlich gerade verseilte Seile.

Die rechnerische Bruchkraft eines Seiles F_r ergibt sich aus dem metallischen Querschnitt A_m multipliziert mit der Drahtnennfestigkeit β_N zu $F_r = A_m \cdot \beta_N$. Sie liegt immer höher als die vom Hersteller garantierte Mindestbruchkraft F_{min}. Diese muss beim Zerreissen des Seils im ganzen Strang erreicht oder übertroffen werden. $F_{min} = F_r \cdot k$. Der Verseilfaktor k ist ein Abminderungsfaktor, der sich durch das Verseilen der Drähte und dadurch auftretende Zusatzbeanspruchungen ergibt [40].
Gegen Korrosion sind die Seile jeweils mit einer Aluminium-Zink Beschichtung beschichtet. Zur Berechnung der Seilkräfte durch die auftretende Belastungen siehe Abschnitt 6.2.2.

Tabelle 3.1: Kenngrössen des Geobinex 22 Tragseils

Kenngrösse	$[-]$	**Wert**
Nenndurchmesser d	$[mm]$	22
Metallischer Querschnitt A_m	$[mm^2]$	255.5
Masse pro Meter	$[kg/m]$	2.16
Mindestbruchkraft nach Seilhersteller	$[kN]$	400
Rechnerische Bruchkraft F_r	$[kN]$	500
Drahtnennfestigkeit β_N	$[N/mm^2]$	1960

3.2.2.2 Flügel- und Randseile

Beim Flügelseil (siehe Abb. 3.5) handelt es sich um ein konstruktives Seil, das vom obersten Anker auf der einen Böschungsseite zum anderen obersten Anker auf der anderen Seite gespannt ist. Meist wird es im Winkel von ungefähr 30° an die oberen Tragseile herangeführt und dort mit eine Klemme fixiert. Dadurch bilden sich die Flügel auf beiden Seiten der Murgangbarriere aus. Durch sie soll bei einer gefüllten Barriere der Murgangstrom möglichst in der Mitte der Barriere gehalten werden, so dass eine seitliche Erosion der Böschung vermieden wird. Zudem wird über das Flügelseil und die Anzahl der darin eingebauten Bremsen das Setzungsverhalten der Barriere während des Auffüllprozesses kontrolliert (siehe Abschnitt 4.6.4). Auf dem Flügelseil ist meist der Abrasionsschutz montiert (siehe Abschnitt 3.2.2.6).
Ein weiteres konstruktives Seil stellt das Randseil als seitlichen Abschluss der Ringnetzbarriere dar (siehe Abb. 3.5). Es wird auf jeder Böschungseite vom obersten Anker zum untersten geführt. Meist verläuft es durch den Flexkopf (siehe Abschnitt 3.2.2.4) der mittleren Tragseilanker. Das Ringnetz wird mit Schäkeln auf jeder Seite an diesem Randseil befestigt.

3.2.2.3 Bremselemente



Abbildung 3.6: Bremselement unbelastet (links) und gezogenes Bremselement nach Belastung (rechts)

In die Tragseile sind sogenannte **Bremselemente** integriert. Diese bestehen aus einem kreisförmig gebogenen Rohr, durch welches das Tragseil läuft. Das Rohr ist durch eine

Klemme zusammengehalten. Kommt Belastung auf das Tragseil, so reduzieren die Bremsen ihren Durchmesser und verlängern sich. Dadurch wird die Seillänge l_0 durch den Weg der Bremsen l_{br} vergrössert. Bei diesem Vorgang wird Energie durch die plastische Verformung des Rohres und durch die Reibung an der Klemme absorbiert. Die Längenänderung des Seiles wirkt sich zudem positiv auf die Seilbelastung aus (siehe 6.2.2).
Die Längenänderung der Bremsen wird nach einem Ereignis gemessen. Über Last-Verformungskurven aus quasi-statischen Zugversuchen kann man somit nachträglich auf die einwirkenden Kräfte schliessen.

Dynamik der Bremselemente

Da man für den Einsatz der Bremsen bei Steinschlagverbauungen und Murgangbarrieren vorwiegend das dynamische Verhalten der Bremsen braucht, wurden 2005 dynamische Bremsringtests im Rahmen einer Diplomarbeit durchgeführt [119]. Es wurden verschiedene Arten von Bremsen dynamisch getestet, wobei innerhalb dieser Arbeit nur die Geobrugg-Bremse GN-9017 betrachtet wird, da diese in Murgangbarrieren bisher meistens zum Einsatz kommt. Abb. 3.7 zeigt die quasi-statische Belastungskurve einer Bremse GN-9017 und die Mittelwerte der dynamischen Belastungskurven bei einer initialen Testgeschwindigkeit von 4 und 8 m/s. Dieser Geschwindigkeitsbereich wird eher als obere Grenze beim Einströmvorgang eines Murgangs für die Längung der Bremsen erwartet. Es zeigt sich, dass die dynamischen Belastungswerte der Bremsen stets etwas tiefer liegen als die quasi-statischen. Diese Reduktion der Maximalkraft und die damit verbundene reduzierte Energievernichtung hängt vom Typ der Bremse ab [119] und liegt bei der Bremse GN-9017 je nach Belastungsgeschwindigkeit zwischen 9 bis 14%. Die Begründung für die niedrigeren Kraftwerte bei den dynamischen Tests liegt in der kleineren Haftreibung. Die Haftreibung im Bremsring ist bei der Zugmaschine wesentlich grösser, als wenn der Bremsring dynamisch belastet wird. Nähere Angaben zur Durchführung der dynamischen Bremsringtests siehe [119; 120].
Die Last-Verformungskurven werden bei der Finite-Element-Modellierung der Ringnetzbarrieren berücksichtigt (siehe Abschnitt 7.1).

3.2.2.4 Verankerung

Die Verankerungen von flexiblen Barrieren stellte lange Zeit auch bei früheren Schwemmholz- und Schneenetzen ein Problem dar. Meist liegt ein wenig tragfähiger Untergrund aus stark verwitterungsanfälligem Boden in Hanglagen und Bachbetten vor und die Kräfte, die aus solchen Naturereignissen resultieren, sind dementsprechend gross.
Im felsigen Untergrund werden bei Murgangbarrieren Seilanker verwendet, die dann unverrohrt gebohrt werden können. Bei weniger tragfähigem Untergrund empfehlen sich meist Selbstbohranker oder verrohrt gebohrte Seilanker. Selbstbohranker können auch im Lockergestein unverrohrt gebohrt werden. Ein Beispiel für eingesetzte Seilanker bei Murgangbarrieren ist der Spiralseilanker 22.5 mm von Geobrugg und als Selbstbohranker der Titan 40/16 von Ischebeck. Beide Ankertypen werden mit speziellem Mörtel aus dem Lawinenverbau gemäss [14] verpresst. Die Ankerlänge variiert je nach Tragfähigkeit des

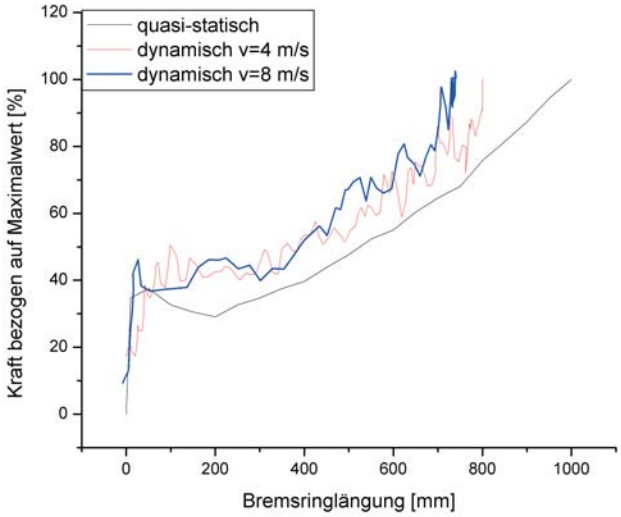


Abbildung 3.7: Bremselement GN-9017 quasi-statisch belastet und dynamisch mit $v = 4\ m/s$ und $v = 8\ m/s$. Bei den Kurven handelt es sich jeweils um Mittelwerte aus je 5 Einzelversuchen

Bodens zwischen 2 und 10 m. Es ist bei der Wahl der Ankerlänge nicht nur die rechnerische Länge relevant, sondern es bedarf auch einer fachmännischen Einschätzung, in wie weit die Ankerköpfe durch Erosionsvorgänge freigespült werden können. Dies ist hauptsächlich bei den unteren Ankern relevant, die ohne einen Auffüllprozess durch mehrmalige Hochwasserereignisse eventuell freigespült werden können.
Speziell konstruierte flexible Ankerköpfe, sog. Flexköpfe, ermöglichen bei Selbstbohrankern eine flexible Richtungsgebung für das anschliessende Tragseil (siehe Abb. 3.8). Sie garantieren, dass auch Kräfte aufgenommen werden können, die nicht in direkter Zugrichtung wirken. Starre Anker werden durch solche Biegebelastungen geschwächt. Es empfielt sich, die Flexköpfe gegen das Freispülen zusätzlich einzubetonieren.
Da Murgangbarrieren häufig in Gerinnen und Wildbächen installiert werden, wo meist auch die Böschungen aus Ablagerungsmaterial früherer Murgänge bestehen, ist das Gestein sehr oft inhomogen und bodenmechanisch wenig tragfähig. Es empfielt sich deshalb vor dem Einbau der Ringnetzbarriere, Ausziehversuche von $3 - 7$ Versuchsankern nach [15] durchzuführen. Es kann dadurch überprüft werden, ob das Traglastniveau aus der Bemessung im vorhandenen Boden erreicht wird.



Abbildung 3.8: Spiralseilanker (links) und Flexkopf auf Selbstbohranker im belasteten Zustand bei gefüllter Murgangbarriere (rechts)

3.2.2.5 Ringnetz

Das Ringnetz der untersuchten Murgangbarrieren besteht aus Drahtringen mit einem Durchmesser von 30 *cm* oder 35 *cm*. Aber auch andere Durchmesser sind je nach Einsatzbereich durchaus möglich und werden z. B. in Japan oder Amerika angewandt (siehe Abb. 3.9). Beim handelsüblichen ROCCO Netz der Firma Geobrugg hat jeder Ring vier Nachbarringe (siehe Abb. 3.9). Jeder Ring besteht aus einem Draht, gebogen zu einer bestimmten Anzahl an Windungen. Z.B. hat das ROCCO 16/3/300 16 Drahtwindungen pro Einzelring bei einem Drahtdurchmesser von 3 *mm* und einem Ringdurchmesser von 300 *mm*. Die Windungen eines Einzelrings sind an $2-3$ Stellen durch Stahlklemmen fixiert. Der Draht, der für die Ringnetze zum Einsatz kommt, ist ein hochfester Federstahldraht mit einer Nennfestigkeit von 1770 N/mm^2 nach EN 10264-2 [36].
Als Korrosionsschutz kommt eine eutektische Aluminium-Zinkbeschichtung mit 5% Aluminium und 95% Zink zum Einsatz. Langzeiterfahrungen zur Abtragungsrate der Zink-Aluminium-Schicht durch Murgänge gibt es bisher noch keine. Bei Steinschlagbarrieren geht man von einer Abtragungsrate im feuchten Umfeld von ungefähr 8 g/m^2 pro Jahr aus [39]. Dieser Erfahrungswert kann sicherlich bei Murgangbarrieren, die oberhalb der Bachsohle als präventiver Rückhalteraum angeordnet sind, übernommen werden. Sie werden nur nach einem Ereignis kurz vom Wasser überspült und werden danach wieder geleert und neu installiert (siehe Abschnitt 3.2.5).
Sind die Murgangbarrieren als Sohlenstabilisierung oder Stufenwirkung im Bachbett installiert (siehe Abschnitt 3.4.3), so bestehen bisher noch keine Langzeit-Erfahrungswerte bezüglich der Abtragungsraten der Beschichtung. Das Wasser in Wildbächen und Murganggerinnen ist oft sehr sedimentreich und damit hoch abrasiv. Abrasionsversuche an ROCCO Ringen zeigten, dass nach drei grossen Murgängen die Aluminium-Zink Beschichtung von 220 g/m^2 auf 60 g/m^2 um 75% abnahm [25]. Dies zeigt, dass der Korrosionsschutz des Ringnetzes konstruktiv erreicht werden muss (siehe hierzu auch Abschnitt 8.4 und 7.3.6).



Abbildung 3.9: Aufziehen des Ringnetzes analog zu einem Vorhang bei der Montage (links) und alternative Maschenweiten am Gaviota Pass CA



Abbildung 3.10: Abrasionsschutzblech 2005 ohne Langlöcher zur Verschäkelung (links) und Weiterentwicklung Abrasionschutzblech 2006 und 2007 mit Langlöchern (rechts)

3.2.2.6 Abrasionsschutz

Um die oberen Tragseile und das Flügelseil zu schützen, wurde ein spezieller Abrasionsschutz entwickelt. Dieser wird relevant, sobald die flexible Barriere gefüllt worden ist und der restliche Murgang, der nicht mehr zurückgehalten werden kann, die Barriere überströmt. Der Abrasionsschutz steht dann in direktem Kontakt mit der Scher- und Auflast des überströmenden Murgangs. Deshalb sind an den Abrasionsschutz besondere Ansprüche der Robustheit gestellt. Bei der ersten Feldbarriere 2005 (siehe Abschnitt 4.3.1) wurde ein relativ schwaches Winkelprofil mit zwei Schäkeln zur Befestigung am oberen Tragseil verwendet (siehe Abb. 3.10 links). Schon nach dem ersten Murgang zeigte sich, dass das Profil stark verbogen war und sich einzelne Segmente um das Tragseil verdrehten und dadurch Freiräume entstanden (siehe Abb. 3.11). Das Profil wurde 2006 zu einem verstärkten Winkelprofil vergrössert, welches grössere Schenkel und zudem noch eine grössere Blechdicke aufwies. Ausserdem wurden grössere Befestigungsschäkel verwendet, um Zwangspunkte am oberen Tragseil auf Grund des Abrasionsschutzes zu vermeiden (siehe Abschnitt 4.3.1). Um das Auseinandergleiten des Abrasionsschutzes beim Füllprozess zu verhindern, wurden an beiden Profilenden Langlöcher angebracht, so dass die einzelnen Profile mit Schäkeln untereinander verbunden werden können (siehe Abb. 3.11).

Eine Verzinkung der Abrasionsschutzbleche als Korrosionsschutz eignet sich auf Grund der hoch abrasiven Wirkung des darüber strömenden Murgangmaterials eher weniger. Hier hilft nur die Methode des sog. “Opferstahls”, d.h. das Blech möglichst dick auszubilden, um viel Stahlquerschnitt für Abrieb und Korrosion zur Verfügung zu stellen (siehe Abschnitt 8.4) und gegebenenfalls die Abrasionsbleche von Zeit zu Zeit als Verschleissobjekt zu erneuern (siehe auch Abschnitt 3.2.4). Auch die Ausbildung des Abrasionsschutzbleches mit nichtrostenden Stählen ist möglich (siehe Abschnitt 4.6.3).



Abbildung 3.11: Auseinandergezogener Abrasionsschutz 2005 (links) und mit Langlöchern verschäkelter Abrasionsschutz 2007 (rechts)

3.2.3 Aufbau

Der Aufbau von Ringnetzbarrieren lässt sich in folgende vier Teilabschnitte gliedern:

- **Bohrarbeiten und Fundamente:** Die Bohrarbeiten nehmen je nach Böschungsfestigkeit die meiste Zeit der Bauarbeiten in Anspruch. Ein Bohrgerät und Selbstbohranker sind in Abb. 3.12 gezeigt. Die Selbstbohranker werden mit Einmalbohrkronen gebohrt und gleichzeitig mit nachlaufender Injektion durch das Ankerrohr verpresst. Durch die Einmalbohrkrone braucht nicht verrohrt gebohrt werden. Auf die Selbstbohranker werden dann die Flexköpfe montiert, die die flexible Lastabtragungsrichtung garantieren. Die volle Kraftübertragung des Injektionsmörtels liegt nach 28 Tagen vor. Es kann aber schon nach ungefähr 7 Tagen mit dem Spannen der Tragseile begonnen werden, da zu diesem Zeitpunkt 80 bis 90% der maximalen Druckfestigkeit des Injektionsmörtels erreicht sind.
  Handelt es sich beim Aufbau um ein UX-System, werden die Fundamente der Stützen zeitgleich mit dem Bohren der Anker erstellt. Hat man nur eine Stütze beim UX-System sollte man beim Bohren der Rückhalteseilanker darauf zu achten, dass diese nicht direkt im Bachbett erstellt werden, da sonst die Erosionsgefahr des Ankerkopfes durch Hochwasserereignisse und Murgänge vergrössert wird. Bei mehr als einer Stütze lässt sich das Bohren der Rückhalteseilanker direkt im Gerinne oftmals nicht vermeiden. Es empfielt sich dann bei variabler Sohlenhöhe wegen instabilem Sohlenmaterials, die Rückhalteseilanker mit dem Flexkopf zusätzlich einzubetonieren. So kann das Risiko des Freispülens von Rückhalteseilankern minimiert werden.

- **Einbau und Spannen der Tragseile:** Zuerst werden die oberen und unteren Tragseile quer über das Bachbett von Anker zu Anker gespannt und nach der Umlenkung am Flexkopf mit Drahtseilklemmen nach EN 13411-5 [37] befestigt (siehe Abb 3.13). Im Fall des bisher verwendeten Geobinex 22 Tragseil sind 10 Drahtseilklemmen nach Empfehlung des Herstellers anzuordnen. Zuletzt wird das Flügelseil gespannt, das an den oberen Tragseilen befestigt wird (siehe auch Abb. 4.31 und Abschnitt 4.6). Die Tragseile werden mit ungefähr 10 kN vorgespannt.
  Bei UX-Systemen mit Stützen werden zuerst die unteren und oberen Tragseile mon-



Abbildung 3.12: Selbstbohranker Titan 40/16 mit Rohrquerschnitt zum Einpressen des Injektionsmörtels (links) und Bohrgerät zum Setzen der Selbstbohranker (rechts)

tiert und gespannt. Danach werden die Stützen entweder mit Hilfe eines Helikopters oder eines Schreitbaggers gestellt. Das obere Tragseil muss dann sorgfältig um jeden Stützenkopf gelegt werden, um Querpressungen durch die Querkraft der Stütze zu vermeiden. Danach werden die Rückhalteseile vom Stützenkopf zu den Rückhalteseilankern gespannt.



Abbildung 3.13: Gespannte Tragseile mit Bremsringen (links) und Fixierung der Tragseile mit Seilklemmen (rechts)

- **Einschäkeln des Ringnetzes:** Es wird ein zusätzliches Montageseil von Flügelseilanker zu Flügelseilanker gespannt, an welchem das Ringnetz zur Montage eingehängt wird. Das Ringnetz kann wie ein Vorhang am Montageseil aufgezogen werden und anschliessend mit den Tragseilen verschäkelt werden (siehe Abb. 3.14). Beim Einschäkeln des Ringnetzes ist es noch wichtig, darauf zu achten, dass jeweils die Ringe aus nur einer Ringnetzreihe verwendet werden. Ist das Netz an den Tragseilen verschäkelt, werden die überschüssigen Ringe mit einem Winkelschleifer abgeschnitten.

- **Aufsetzen und Verschäkeln des Abrasionsschutzes:** Nach dem Zuschnitt des verschäkelten Ringnetzes und der Demontage des Hilfsseils wird als letztes der Abrasionsschutz montiert. Die Winkelprofilbleche werden am einfachsten mit Hilfe eines Baggers Stück für Stück angehoben, aufgesetzt und mit dem Flügelseil verschäkelt

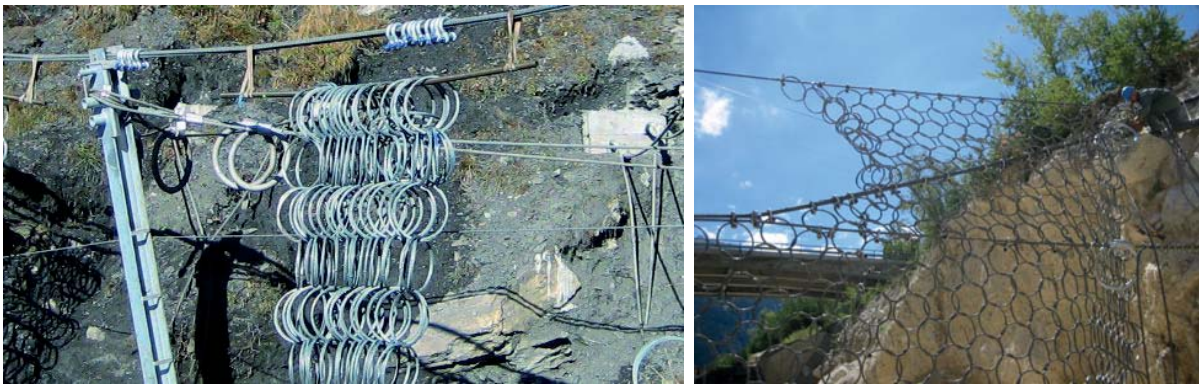


Abbildung 3.14: Zum Verschäkeln vorbereitetes Ringnetz an Eisenstangen aufgehängt (links) und Ringnetz am Montageseil aufgezogen zum Verschäkeln (rechts)

(siehe Abb. 3.15). Zuletzt werden die Profile untereinander mit einem Ring des Ringnetzes verschäkelt, so dass sie untereinander zusammenhalten (siehe Abb. 3.11).



Abbildung 3.15: Montage des Abrasionsschutzes mit einem Bagger

Der Aufbau einer Barriere ist prinzipiell mit einer einzigen Person und den entsprechenden Geräten wie ein Schreitbagger und ein Gerät zum Bohren der Anker, möglich. Dennoch sind mehrere Personen bei der Installation von Vorteil. In diesem Fall liegt der generelle Zeitaufwand inklusive Bohrarbeiten für den Aufbau einer Ringnetzbarriere bei gut einer Woche. Sowohl das Bohrgerät als auch der Schreitbagger und das Material können mit einem Helikopter zum Einbauort geflogen werden. Es ist dadurch eine Montage der Ringnetze prinzipiell ohne Zufahrtswege möglich. Jedoch sollte man bei der Planung der Montage bereits eventuell anstehende Säuberungs- und Entleerungsarbeiten mitbedenken, falls die Barrieren als Rückhalteraum für Murgangmaterial kontinuierlich zur Verfügung stehen sollen. Hierzu bedarf es wahrscheinlich ohnehin einer Zufahrtstrasse, so dass das Material von der Barriere auf den dafür vorgesehenen Deponieplatz gebracht werden kann (siehe Abschnitt 2.4.3).

3.2.4 Wartung

Die Wartung unterteilt sich je nach Verwendungszweck der Ringnetzbarriere in zwei Teilbereiche:

- Einsatz der Ringnetzbarriere als präventiver Murgangrückhalt, d.h. die Barriere verbleibt die meiste Zeit ungefüllt knapp oberhalb des Wasserspiegels. Hierbei geht man davon aus, dass die Barriere nur von Zeit zu Zeit durch ein Ereignis teil- bzw. komplett verfüllt wird. Danach wird die Barriere sofort wieder entleert, um den Rückhalteraum wieder zur Verfügung zu stellen. Kommt man mit einem Bagger oberhalb der gefüllten Barriere ins Gerinne, so kann auf ein Öffnen des Ringnetzes meist verzichtet werden. Häufig ist das Leeren der gefüllten Barrieren aber nur von unten möglich, da nur von dort eine Zufahrtsmöglichkeit für den Bagger und die Transportfahrzeuge besteht (siehe Abschnitt 3.2.5). Beim Entleeren einer Barriere von unten muss diese geöffnet werden, was meistens bedeutet, dass bei der Neuinstallation dann Bremsen, Tragseile und eventuell auch das Ringnetz zu ersetzen sind. Der Aufwand für das Bohren der Anker ist indes nicht mehr nötig.
- Einsatz der Ringnetzbarriere im verfüllten Zustand als permanente Stufe im Gerinne (siehe Abschnitt 3.4.3): Es belaufen sich die Wartungsarbeiten hauptsächlich auf die Ergänzung des Abrasionschutzbleches, wenn dieses zu sehr verbogen bzw. zu viel Stahl abgetragen wurde. Es muss zudem noch die vorhandene Restkapazität der Bremsen überprüft werden, so dass im Falle eines Folgeereignisses die Standsicherheit der Barriere gewährleistet bleibt. Des Weiteren sollte man die Bereiche des Ringnetzes, die permanent dem Wasserüberfall ausgesetzt sind, wegen der Korrosion im Auge behalten. Hierzu besteht noch zu wenig Langzeiterfahrung beim permanenten Einsatz der Ringnetzbarrieren im verfüllten Zustand.

3.2.5 Leerung und Abbau

Es wird hier nur die Leerung von unterhalb der Barriere aus betrachtet, da ein Ausbaggern von oberhalb kein technisches Problem darstellt. Es sind folgende verschiedene Vorgehensweisen denkbar:

- Entlasten der Barriere mit Seilspanngeräten, so dass die Tragseile kontrolliert geöffnet werden können und das Ringnetz abgelegt werden kann. Dies erfolgt durch den Einsatz eines Seilspanngerätes, dass am oberen Tragseil und Ankerkopf montiert wird, und dort gespannt wird. Danach sollten die Bügelseilklemmen zum kontrollierten Öffnen des oberen Tragseils entlastet sein. Dies geschieht dann mit den anderen Tragseilen nach Entfernung des jeweiligen Materials bis hin zu den unteren Tragseilen. Danach folgt der Neueinbau der Barriere.
  Diese Methode ist oft nicht möglich, wenn die Tragseile nicht frei zugänglich sind. Sie sind häufig nach dem Auffüllvorgang unter dem Abrasionsschutz verklemmt oder durch festgetrocknetes Murgangmaterial schwer zugänglich. Hier hilft meist nur ein Zerschneiden oder Sprengen des Ringnetzes.
- Durch kontrollierte Sprengladungen einen Teil des Netzes oder der Seile sprengen.

Danach folgt das Entleeren und die Neuinstallation.

- Durchschneiden des Ringnetzes bzw. Tragseile mit einem Schweissbrenner an einer Verlängerung, d.h. den Schweissbrenner oder Trennschneider von einer Baggerschaufel aus bedienen, da das Ringnetz unter grosser Spannung im verfüllten Zustand steht und dies einen Sicherheitsabstand erfordert.
- Es werden Schäkel entwickelt, die sich auch bei grosser Last öffnen lassen.

Die dritte Vorgehensweise wurde beim Abbau der Illgrabensperre 2006 (siehe Abschnitt 4.3.2) gewählt [24]. Das kontrollierte Ablassen des Netzes war auf Grund der grossen Spannungen im Netz nicht möglich. Das Sprengen konnte auf Grund der Gefährdung benachbarter Fensterscheiben ebenfalls nicht durchgeführt werden. So blieb nur die dritte Variante übrig und die stellte sich als äusserst sinnvoll heraus. Zuerst wurde von einer Baggerschaufel aus mit einem Brennschneidegerät eine Ringreihe vertikal von unten nach oben durchtrennt. Dies konnte ohne Risiko ausgeführt werden, da der Illgraben nur ein geringes Gefälle aufweist und der Bagger somit durch herausfallendes Material nicht gefährdet war. Es löste sich sofort eine grosse Menge des grossblockigen Materials, das sich direkt hinter dem Netz befand (siehe Abb. 3.16). Durch die Öffnung wurde das Material, so gut es ging, herausgebaggert. Sobald das untere Tragseil entlastet war, wurde dieses durchtrennt und dann eine Netzhälfte mit Hilfe des Baggers aus dem Murgangmaterial herausgezogen. Danach wurde dieser Netzteil freigeschnitten, indem auch die mittleren und oberen Tragseile durchtrennt wurden. Es konnte so die Barriere erst auf der einen, dann auf der anderen Netzseite entleert werden.
Es ist allgemein zu berücksichtigen, dass gestopptes Murgangmaterial meist ähnlich wie Beton hinter den Barrieren zusammengepresst ist. Die Korngrössenverteilung von Murgängen weist fast immer einen grossen Feinanteil auf, welcher zu einem bindigen Endzustand des gestoppten Materials führt (siehe Abschnitt 5.2.3.2).
Fazit ist, das Leeren einer Murgangbarriere von unten ist ohne Zerstörung des Netzes und der Seile nicht ohne Weiteres durchführbar.



Abbildung 3.16: Abbau der Ringnetzbarriere im Illgraben 2006: Durch Aufschneiden des Ringnetzes und Materialentnahme mit einem Bagger, wird das ganze Netz entlastet (links) und darauf folgt die Durchtrennung der oberen Tragseile (rechts)

3.2.6 Ressourceneinsatz und ökologische Aspekte

Rein optisch erscheint es vielleicht schon einleuchtend, dass die Struktur einer Ringnetzbarriere wesentlich leichter ist als eine massive Betonschwelle. Dennoch wird das Gewicht einer Ringnetzbarriere mit zwei Tragseilen oben und unten, einem Flügelseil, zwei Randseilen in Tab. 3.2 detailiert aufgelistet und anschliessend mit einer Betonsperre verglichen, um einen Einblick in den Ressourceneinsatz beider Tragsysteme zu ermöglichen. Die Dichte von Stahl wird mit $\rho_{Stahl} = 7850\ kg/m^3$ angenommen.

Tabelle 3.2: Abschätzung des Eigengewichts einer 10 m breiten, 4 m hohen Ringnetzbarriere

	Gewicht $[kg]$
Seile	160
Ringnetz (4 m lang)	1000
Anker (10 Stück)	420
Schäkel, Bremsen, Abrasionsschutz	500
Gesamtgewicht	**2080**

Das Eigengewicht von hochbewehrtem Beton wird mit $\gamma = 24\ kN/m^3$ angenommen. Die Betonsperre ist mit einer statischen Dicke von 0.75 m auszubilden. Daraus ergibt sich ein Eigengewicht $G_B = 24 \cdot 0.75 \cdot 4 \cdot 10 = 720\ kN$. Der Vergleich entspricht einem Faktor ≈ 3000, den die Ringnetzbarriere leichter als eine Betonsperre ist.
Dieser Gewichtunterschied wirkt sich natürlich bereits beim Transport positiv aus, denn es entsteht dadurch weniger CO_2 sowohl bei der Installation als auch beim Transport zur Entsorgungsstelle. Die Entsorgung der Netze und der Tragseile kann umweltverträglich durch Wiedereinschmelzen und einer Rückgewinnung der Rohstoffe erfolgen. Zudem fällt auf Grund der geringeren Materialmenge im Vergleich zu massiven Sperren aus Beton weniger CO_2 bei der Rohstoffrückgewinnung an.
Sollte es im "worst case" Szenario einmal zum Versagen einer Ringnetzbarriere kommen, sind die zerissenen Stahlteile mit dem Bagger aus dem abgelagerten Murgangmaterial zu entfernen. Bei erodierten Betonsperren, aus denen Armierungseisen durch einen Murgang herausgerissen werden, ist selbiges erforderlich. Auch die Armierungseisen müssen einzeln aus dem Ablagerungsmaterial entfernt werden.

Ökologische Aspekte

Sind die Netze als bereitgestellter Rückhalteraum mit einem Basisdurchlass h_d oberhalb der Gerinnesohle installiert, können die meisten Tierarten ohne Einschränkung die Barrieren passieren. Bei topographisch niedrigeren Installationsstandorten in Wildbachgerinnen besteht ein uneingeschränkter Fischdurchgang im Vergleich zu massiven Sperren. Im alpinen Gelände können Wildwechsel ohne grosse Einschränkungen stattfinden.
Optisch passen sich die filigranen Strukturen besser in das übrige Landschaftsbild ein, als massive Sperren aus Holz oder Beton. Das gesamte Landschaftsbild wird durch das

Schutzbauwerk weniger beeinträchtigt.
Setzt man die Ringnetzbarriere als Mehrstufenbarriere im verfüllten Zustand als Sohlstufe im Bachbett ein, bestehen die gleichen ökologischen Beeinträchtigungen wie bei einer massiven Sperre. Tierwechsel sind nur noch unter Einschränkungen durch die Stufenwirkung neben dem Bachverlauf möglich.

3.3 Wirkungsweise

In Abschnitt 2.3 werden allgemein die verschiedenen Prinzipien erklärt, die beim Murgangrückhalt angewendet werden. Die Ringnetzbarrieren basieren, ähnlich wie bei der Murgangbremse und Murgangrechen, auf dem Prinzip der Siebwirkung und des Rückhalts (siehe Abb. 3.17).
Beim Siebprinzip wird dem Murganggemisch das Transportmedium Wasser entzogen und dadurch das Festmaterial zum Stehen gebracht. Dies geschieht bei den untersuchten Barrieren durch das Ringnetz, das die groben Blöcke und Steine zurückhält, und den gelösten Schlamm mit der Flüssigphase passieren lässt. Dadurch wird das Festmaterial hinter dem Netz gestoppt. Wie frühzeitig der Rückhalt des Murgangmaterials erfolgen soll, bzw. ob ein Hochwasserabfluss die Barriere noch ungehindert passieren soll, hängt von der Wahl der Maschenweite und des Basisdurchlasses ab. Durch sog. Sekundärgeflechte auf den Ringnetzbarrieren können zusätzlich auch sehr feine, organische Anteile zurückgehalten werden, wohingegen mit sehr grossen Maschenweiten nur dementsprechend grosse Blöcke zurückzuhalten sind (siehe Abb. 3.18). Nähere Analysen bezüglich der Wahl der Durchlasshöhe und der Wahl der Maschenweiten werden im Kapitel 5 erläutert.

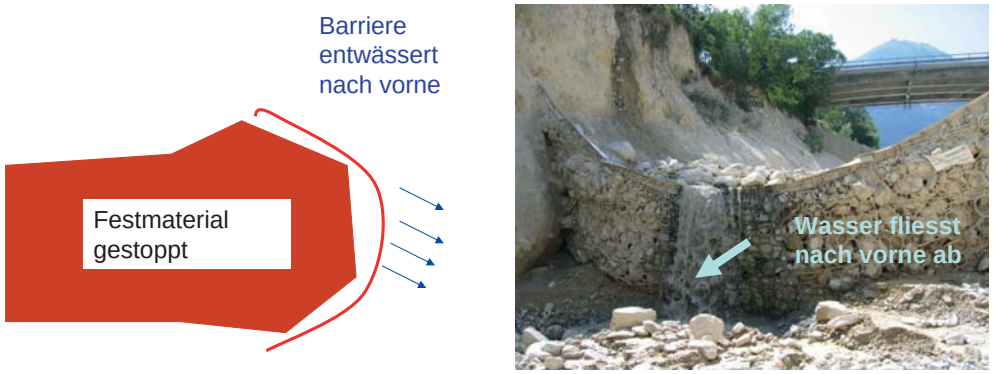


Abbildung 3.17: Prinzip des Entwässerns und des Rückhaltens von Ringnetzbarrieren

Der Vorteil der flexiblen Sperren beim Rückhaltevorgang liegt in der Flexibilität und der grossen Verformungsmöglichkeit der Sperre selber. Es können durch die Verformung Spitzenkräfte, die bei einem starren Anprall entstehen würden, gesenkt werden. Durch die Verformung der Bremsen (siehe Abschnitt 3.2.2.3) und durch plastische Verformungen des Ringnetzes, wird dem aufprallenden Murgang Energie entzogen und dadurch werden die



Abbildung 3.18: Eine Hangmure wurde von einer Ringnetzbarriere gestoppt und auch kleinste Bestandteile wurden aufgehalten

auftretenden Maximallasten reduziert (siehe Abschnitt 6.3.2). Kraft- und Verformungskurven der Versuche an der USGS Flume zeigen, dass die Kraft linear mit der Verformung der Barriere zunimmt [23]. Durch den langsamen Verformungsprozess der Sperre während des Auffüllvorganges, erfolgt ein langsamerer Lastanstieg bis zur Maximalbelastung des Bauwerkes. Währenddessen wird die Last in den Tragseilen durch die ruckartige Verformung der Bremsen mehrere Male wieder leicht gesenkt (siehe Abb. 4.5.2). Die Maximallast tritt auf, wenn die Barriere ihre max. Verformung erreicht hat.
Bei starren Barrieren, die sich beim Anprall nicht verformen können, erfolgt der Lastanstieg sehr schnell bis zur Maximallast [49]. Die Energievernichtung durch den Verformungsvorgang einzelner Komponenten fehlt bei diesen Bauwerken.
Ist die Sperre im gefüllten Zustand im Bachbett als permanente Schwelle zur Sohlstabilisierung geplant, so ist ihre Wirkungsweise in den darauf folgenden Abschnitten näher beschrieben.

3.4 Ringnetzbarrieren als Mehrstufenbarriere

3.4.1 Hydraulische Grundlagen aus dem Wasserbau

Um die Wirkungsweise und den Verwendungszweck sogenannter Stufenverbauungen in Gerinnen besser verstehen zu können, werden zuerst noch einige hydraulische Grundlagen eingeführt und erklärt.
Zuerst wird das Abflussregime in Wild-, bzw. Murgangbächen näher betrachtet und analysiert. In den meisten Wildbächen herrscht in der Regel ein **ungleichförmiger Abfluss**. Ein **gleichförmiger Abfluss** kommt meist nur in prismatischen Gerinnen mit geringer Sohlneigung und ohne Störungen wie Absätze, Blöcke oder Schwellen zu Stande. Für den gleichförmigen Abfluss ist eine geradlinige Bewegung ohne Beschleunigung und Verzögerung charakteristisch, d.h. die mittlere Geschwindigkeit u_m bleibt konstant entlang der Fliessstrecke. Die Druckverteilung ist somit hydrostatisch. Es gilt $\frac{\partial p}{\partial z} = \rho g_z(z - h_{fl})$ mit z parallel zur Fliesshöhe h_{fl}. Somit ist u_m konstant und dadurch auch die mittlere Geschwindigkeitshöhe $\frac{u_m^2}{2g}$, und die Energielinie verläuft parallel zur Oberflächenlinie und

parallel zur Sohllinie [34]. Es herrscht somit immer die gleiche Abflusstiefe. Es gilt

$$I_S = I_W = I_R \tag{3.1}$$

mit I_S als Sohlenneigung, I_W als Neigung des Wasserspiegels und I_R als Neigung der Energielinie.
Bei Wildbächen ist dieser Idealfall durch den unregelmässigen Abfluss nicht gegeben. Es braucht deshalb eine andere Vorgehensweise. Man reduziert den Gerinneabfluss als Näherung auf eine Stromröhre, d.h. die Kontinuitätsgleichung

$$u = \frac{Q}{A} \tag{3.2}$$

ist gültig mit Q als mittlerem Abfluss und A als Querschnitt des Gerinnes. Wir betrachten im Gerinne den Abfluss auch als Bündel von Stromlinien. Eine **Stromlinie** ist eine kontinuierliche Linie in einer Flüssigkeit, die zum bestimmten Zeitpunkt t an jeder Stelle vom Geschwindigkeitsvektor u tangiert wird. Es gilt für eine Stromlinie die verallgemeinerte Form der Druckgleichung

$$g\frac{dz}{ds} + \frac{1}{\rho}\frac{dp}{ds} + \frac{1}{2}\frac{du^2}{ds} - g\frac{d\Delta z_e}{ds} = 0 \tag{3.3}$$

mit p als Druck der Flüssigkeit und s als Strecke entlang der Stromlinie. Mit $\frac{dz}{ds} = -I_S$ und $\frac{d\Delta z_e}{ds} = -I_R$ folgt

$$\frac{1}{\rho}\frac{dp}{ds} + u\frac{du}{ds} + g\left(I_R - I_S\right) = 0. \tag{3.4}$$

Bringt man schliesslich über die Kontinuitätsgleichung den Fliessquerschnitt $A = \int_0^h b(z)dz$ mit der Gerinnebreite b und $\frac{dA}{dh} = b(h) = b$ mit in Gleichung 3.4, folgt die allgemeine Differentialgleichung des sich kontinuierlich verändernden Abflusses:

$$\frac{dh_{fl}}{dx}\left(1 - \frac{u^2 b}{gA}\right) - \frac{u^2}{gA}\frac{\partial A}{\partial x} + \left(I_R - I_S\right) = 0. \tag{3.5}$$

Mit der Vereinfachung und Annahme, das untersuchte Murganggerinne sei ein prismatisches Gerinne, in dem sich nur der Fliessquerschnitt über die Fliesshöhe $h_{fl}(x)$ ändert, folgt $\frac{\partial A}{\partial x} = 0$. Gleichung 3.5 nach der sich verändernden Fliesshöhe aufgelöst, ergibt

$$\frac{dh_{fl}}{dx} = \frac{\left(I_R - I_S\right)}{1 - \frac{u^2 b}{gA}} = \frac{\left(I_R - I_S\right)}{1 - Fr^2} \tag{3.6}$$

mit

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gh_{fl}}}. \tag{3.7}$$

Fr ist die **Froude-Zahl**. Sie beschreibt das Verhältnis der Trägheit zur Schwerkraft und teilt den Fliessvorgang in folgende Abflusszustände ein:

$Fr < 1$ **strömender oder unterkritischer Abfluss**
$Fr = 1$ **Grenzabfluss**
$Fr > 1$ **schiessender oder überkritischer Abfluss**

Man betrachte nun die Strömung in einem Gerinne, dessen Sohlgefälle sich verändert. Es kann sich dabei um eine Zu- oder Abnahme des Sohlgefälles handeln, so dass die Strömung vom unterkritischen zum überkritischen Zustand oder umgekehrt übergeht. Beim Durchgang des Wasserspiegels durch die kritische Fliesstiefe h_{kr}, wird der Nenner der Gleichung 3.6 wegen $Fr = 1$ gleich null. Die Energielinie kann entlang des Gerinnes somit nur sinken und ihr Gefälle ist

$$J_R = -\frac{d\Delta z_e}{ds} = -\frac{dH}{dx} = -\frac{d}{dx}\left(z + \frac{u^2}{2g} + h\right) \tag{3.8}$$

mit H als Höhe der Energielinie im System. An der Stelle des Fliesswechsels geht die spezifische Energie durch ein Minimum, d.h. die Energielinie muss an dieser Stelle durch ihren tiefsten Punkt H_{min}, gehen [34]. Im Grenzabfluss gilt also

$$H_{min} = z + \frac{u_{kr}^2}{2g} + h_{kr}. \tag{3.9}$$

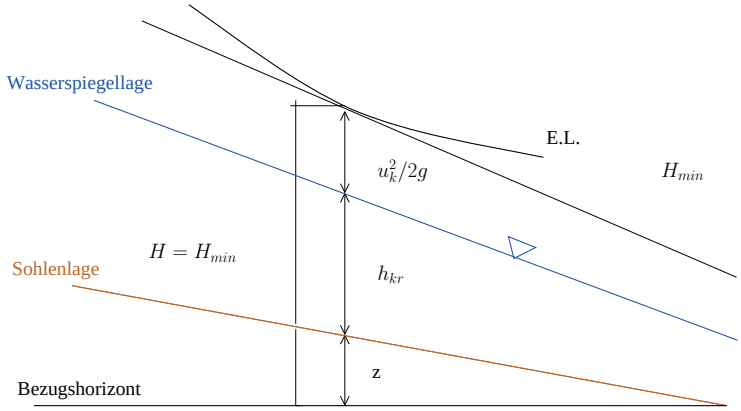


Abbildung 3.19: Kurve eines Energieminimums entlang eines Gerinnes

Es gilt

$$\frac{dH_{min}}{dx} = -I_R = \frac{dh_{kr}}{dx}\left(1 - Fr_{kr}^2\right) - I_S \tag{3.10}$$

Für $Fr_{kr} = 1$ ergibt sich $I_R = I_S$ und damit ist der Zähler von Gleichung 3.6 auch null und damit die Fliesshöhenänderung bzw. die Neigung der freien Oberfläche unbestimmt ($\frac{dh_{fl}}{dx} = \frac{0}{0}$). Die Grenzwerte können nach der Regel von L'Hospital bestimmt werden [34]. Es zeigt sich dabei, dass der Übergang vom unterkritischen zum überkritischen Zustand stetig ist, vom überkritischen zum unterkritischen Zustand hingegen diskontinuierlich erfolgt. Das bedeutet für den Fliessvorgang eines Baches, dass der Übergang vom Strömen zum Schiessen kontinuierlich erfolgt und keine Energievernichtung stattfindet.

Wohingegen der Übergang vom Schiessen zum Strömen durch eine Diskontinuität, dem sog. **Wechselsprung** erfolgt und dabei zusätzlich Energie vernichtet wird.

3.4.2 Wirkungsweise von Mehrstufenverbauungen

Allgemein will man mit Mehrstufenverbauungen eine Stabilisierung und Anhebung der Gerinnesohle erreichen, um eine immer tiefer gehende Bachsohle auf Grund der **Tiefenerosion** zu vermeiden. Tiefenerosion entsteht bei Hochwässern durch hohe Fliessgeschwindigkeiten und einer damit verbundenen grossen Geschiebetransportrate und durch Murgänge und Murschübe, die das Bachbett erodieren. Bei verfüllten Mehrstufenverbauungen stellt sich in Fliessrichtung hinter dem Bauwerk ein flacherer Neigungswinkel I'_S ein (siehe Abschnitt 4.5.3 und Abschnitt 4.6.4). Ausserdem wird Geschiebe- und Murgangmaterial abhängig vom verfügbaren Rückhaltevolumen V_r hinter dem Bauwerk zurückgehalten.
Es gibt folgende Prinzipien der Energievernichtung:

a) Energievernichtung durch Sohlgefälleveringerung (siehe Abb. 3.20 oben)
Hier erfolgt ein Übergang von $I_S > I'_S$. Die Fliesshöhe h_{fl} ist kleiner als die kritische Fliesshöhe h_{kr}. Der Murgang befindet sich in diesem Fall im schiessenden Abfluss ($Fr > 1$). Wird nun auf Grund des Barrierenrückstaus der Mehrstufenverbauung I_S aus Gleichung 3.6 kleiner, so nimmt die Fliesshöhe zu ($h_2 > h_1$ und $\frac{dh_{fl}}{dx} > 0$). Dadurch wird die Fliessgeschwindigkeit kleiner und der Murgang langsamer (siehe Abb. 3.20a). Die Energielinie wird somit bei kleinerem Sohlgefälle flacher.

b) Energievernichtung durch Sohlgefälleveringerung und darauf folgenden Wechselsprung (Übergang Schiessen ins Strömen) (siehe Abb. 3.20b)
Steigt im schiessenden Zustand die Fliesshöhe bis h_{kr} an (durch flachere Sohlneigung I'_S), so entsteht nach dem Gefälleübergang ein Wechselsprung und die Strömung geht vom schiessenden in den strömenden Zustand über. Das Energieminimum der Energielinie ist erreicht (siehe Gleichung 3.9) und es wird zudem Energie beim Wechselsprung ΔI_W vernichtet. Nach dem Wechselsprung geht der Fliessvorgang strömend weiter ($Fr < 1$).

c) Energievernichtung durch Überfallprozess und eventuellen Wechselsprung nach dem Wehrübergang (siehe Abb. 3.20c)
Findet der Zufluss zum Wehr strömend statt (Es hat sich zuvor durch die Gefälleänderung ein Wechselsprung gebildet), so ist der Grenzzustand (H_{kr}) an der Wehrkrone der verfüllten Barriere erreicht. Im strömenenden Zustand bildet sich eine Staukurve stromaufwärts aus. Am Wehrüberfall selbst nimmt die Fliessgeschwindigkeit stark zu, die Fliesshöhe sinkt auf h_{kr} und der Abfluss geht nach dem Wehr schiessend weiter. Ist das Gefälle I'_S wieder flacher wegen der nächsten verfüllten Barriere, kann es kurz nach dem Wehr wieder zu einem Wechselsprung kommen, wenn h_{fl} bis h_{kr} anwächst (siehe Vorgang unter b). Dann wird nochmals Energie durch den Wechselsprung I_W vernichtet.
Findet der Zufluss zum Wehr schiessend statt ($h_{fl} < h_{kr}$), fliesst das Wasser mit un-

veränderter Tiefe über den Absturz. Die freie Strahlform kann als eine Art Wurfparabel gerechnet werden [34]. Es findet keine grosse Energievernichtung auf Grund der Stufenwirkung statt. Lediglich beim Eintauchen des Strahls in den Strom kommt es zu Verwirbelungen, die ev. je nach Intensität auch zu Auskolkungsprozessen führen können. Dadurch wird ein kleiner Energiebetrag vernichtet.

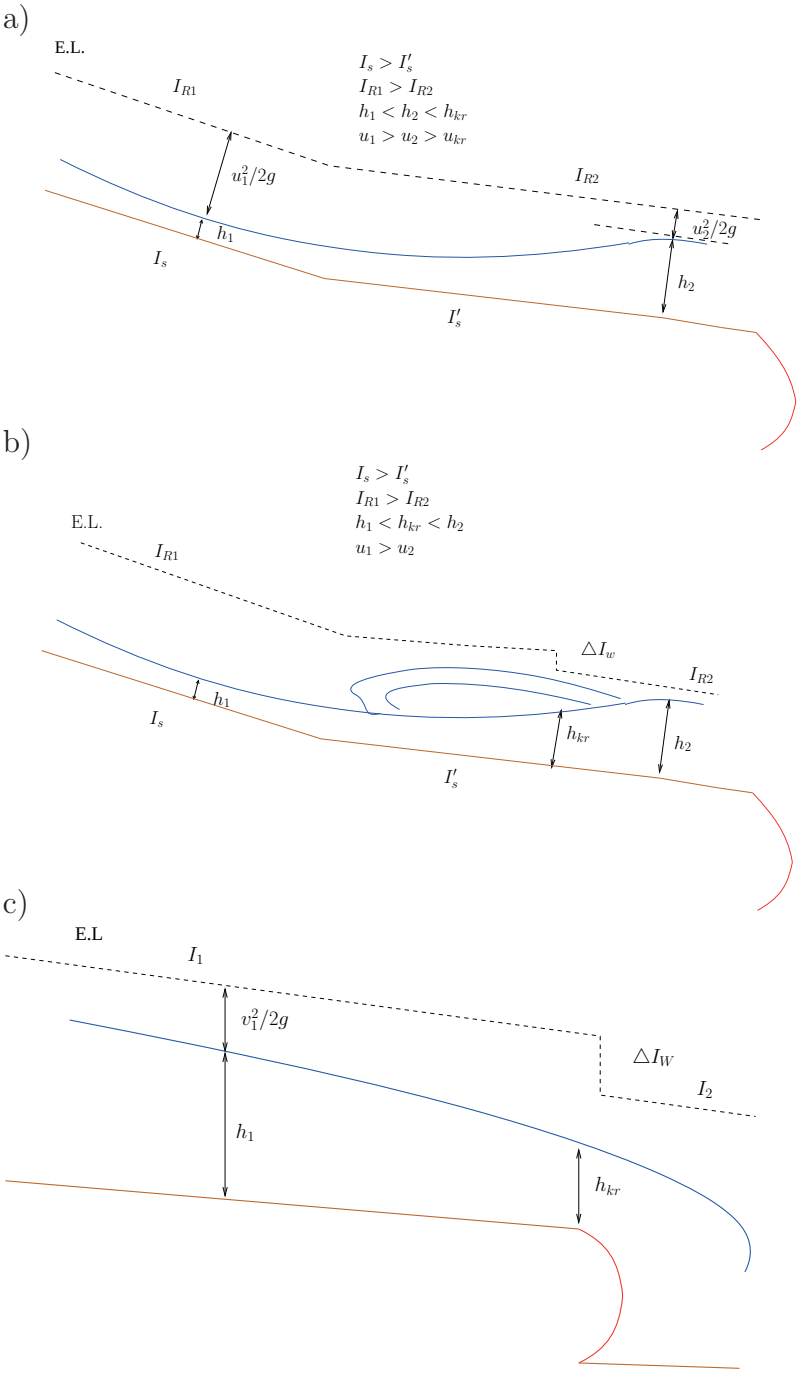


Abbildung 3.20: a) Energievernichtungsprinzipien bei Mehrstufenbarrieren im schiessenden Abfluss ohne Wechselsprung, b) im schiessenden Abfluss mit Wechselsprung und c) beim Wehrabsturz

Eine detaillierte Beispielrechnung zur Energievernichtung bei Mehrstufenbarrieren ist in Abschnitt 3.4.4 am Ende dieses Kapitels gezeigt.
Ziel der Mehrstufenverbauung ist es deshalb, durch die Gefälleänderung am Beginn der Verbauungsserie bereits einen Fliesswechsel vom Schiessen ins Strömen durch einen Wechselsprung zu erreichen. Dann erfolgt der Wehrzufluss zur ersten Barriere im Strömen, es bildet sich eine Staukurve vor dem Überfall aus (siehe Abb. 3.20c). Der Wehrüberfall erfolgt im Schiessen. Ist das anschliessende Rückstaugefälle der nächsten Barriere wieder flach genug, bildet sich wieder ein Wechselsprung aus, es folgt wieder ein Fliesswechsel und es folgt der nächste Schwellenüberfall. Die Serie der Fliesswechsel und Energiesprünge erstreckt sich nach diesem Schema bis zur letzten Verbauung.
Ein weiteres Ziel von Mehrstufenverbauungen ist sicherlich auch der vergrösserte Rückhalteraum bei mehreren Bauwerken in Serie. Hierbei geht man natürlich von einer kontinuierlichen Entleerung der Bauwerke aus.

3.4.3 Praxisbeispiel Merdenson

Als Standort für eine Mehrstufen-Testverbauung wurde der Merdenson (Gemeinde Vollège, VS) ausgewählt. Der Merdenson zählt ähnlich wie der Illgraben (siehe Kap. 4) zu den aktivsten Murganggerinnen in den Schweizer Alpen und bildet deshalb einen idealen Standort für die Erforschung von einerseits der Stufenwirkung und andererseits des Langzeitverhaltens der Barrieren.
Im Dezember 2006 lagen alle Genehmigungen seitens der Gemeinde und vom Kanton vor, und es wurden drei Barrieren in Serie installiert (siehe Abb. 3.21 links). Nähere Informationen bezüglich Projekt, Standort sowie Bauarbeiten und Sicherheit vor Ort sind der Sicherheitsrichtlinie Merdenson [114] zu entnehmen.
Vor den Bauarbeiten wurde das Gerinne genau vermessen, um nach einem Murgangereignis mittels einer darauf folgenden weiteren Vermessung die genauen zurückgehaltenen Volumina berechnen zu können (siehe auch Abschnitt 4.5.3).
Am 1. Januar 2007 wurden die Barrieren durch einen Murgang verfüllt. Ein weiterer, wesentlich grösserer Murgang ereignete sich am 3. März 2007. Der Stand der Bilder im gefüllten Zustand stammt von der Begehung am 5. März (siehe Abb. 3.21 rechts). Die Analyse der zurückgehaltenen Volumina aus den beiden Vermessungen ergab knapp 800 m^3 zurückgehaltenes Murgangmaterial (siehe Abb. 3.22).

Die Gerinneneigung änderte sich von durchschnittlich $I_S = 20\%$ vor Barriereninstallation auf $I'_S \approx 13\%$. Nur hinter der obersten Barriere, Barriere 1, ist das Gerinne steiler wegen eines kurzen Abstands von einer Schwergewichtsmauer bis zum ersten Netz. Dieser Abstand wurde extra so klein gewählt, um den Fuss der Schwergewichtsmauer gegen Auskolkung zu schützen (siehe Abb. 3.24). Somit kann sich hier keine freie Rückstausohlenlage ausbilden. Hier ist das Gerinne mit fast 25% wesentlich steiler, da durch den Überfall an der Schwergewichtsmauer das Material verlangsamt wird. Durch den Einfluss des Rückstaus der nächsten Schwelle wird dort mehr Material abgelagert (siehe Abb. 3.23). Zur Analyse der sich einstellenden Sohlenlage siehe Abschnitt 4.6.4.



Abbildung 3.21: Installierte Serie von drei Netzen im Merdenson im ungefüllten (links) und gefüllten Zustand (rechts)

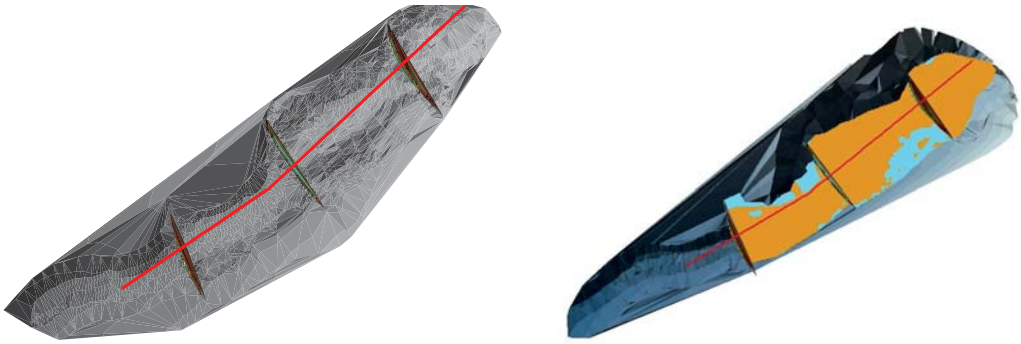


Abbildung 3.22: 3-D Geländemodel des Merdenson mit den 3 Barrieren im ungefüllten (links) und gefüllten Zustand (rechts)

Barriere 1

Es wurde bei der obersten Barriere im Gerinne eine VX-Barriere (ohne Stützen) mit einer Spannweite des oberen Tragseils von 15 m und einer Barrierenhöhe von 3.8 m eingebaut. Eines der Ziele der mehrstufigen Verbauung im Merdenson war der Schutz des Wandfusses der vorhandenen Betonschwelle gegen weitere Auskolkung. Abildung 3.24 zeigt links den Zustand vor dem Einbau der Netzsperre 1 und rechts den Zustand mit verfüllter Barriere und der Betonmauer im Hintergrund.

Das Ziel des Netzes als Kolkschutz für die bestehende Betonmauer wurde erreicht. Es zeigt, dass gezielt ein Aufstau von Murgangmaterial mit einer flexiblen Sperre erreicht werden kann. So gelingt es, dass z. B. Sohlstabilisierungen, Energieminimierung im Gerinne durch Neigungsveränderungen und die Anwendung als Kolkschutz im Wasserbau mit Ringnetzbarrieren umgesetzt werden.
Die Höhenkote des oberen Tragseils lag bei 4.5 m vor dem Auffüllvorgang, der Basisdurchlass betrug 0.7 m. Nach dem Füllprozess lag der tiefste Punkt der Barrierenoberkante h_b' bei 3.2 m (siehe Abb. 3.25).

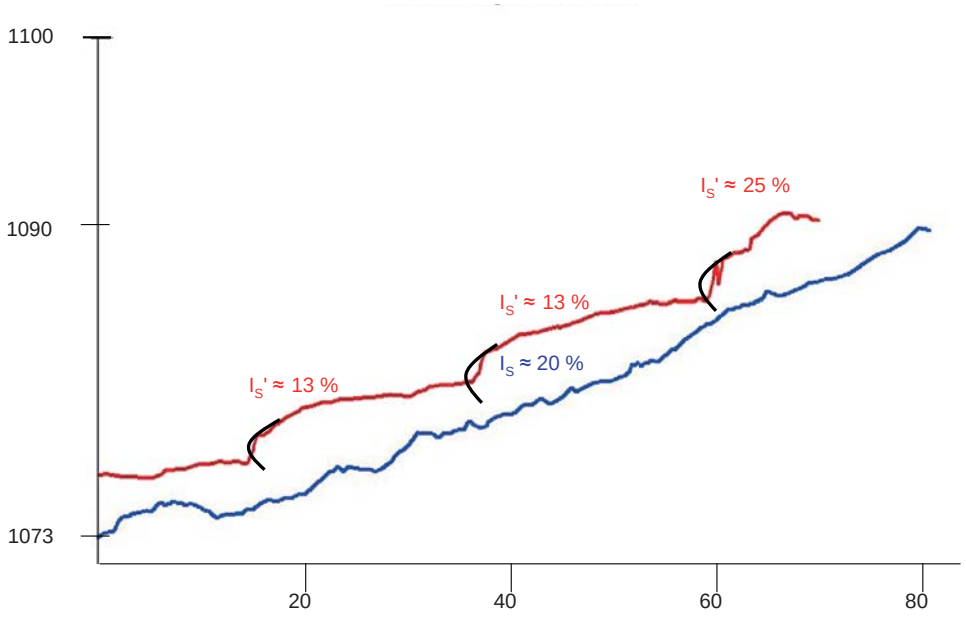


Abbildung 3.23: Längsprofil des Merdenson vor der Installation der Barrieren und mit Barriereninstallation

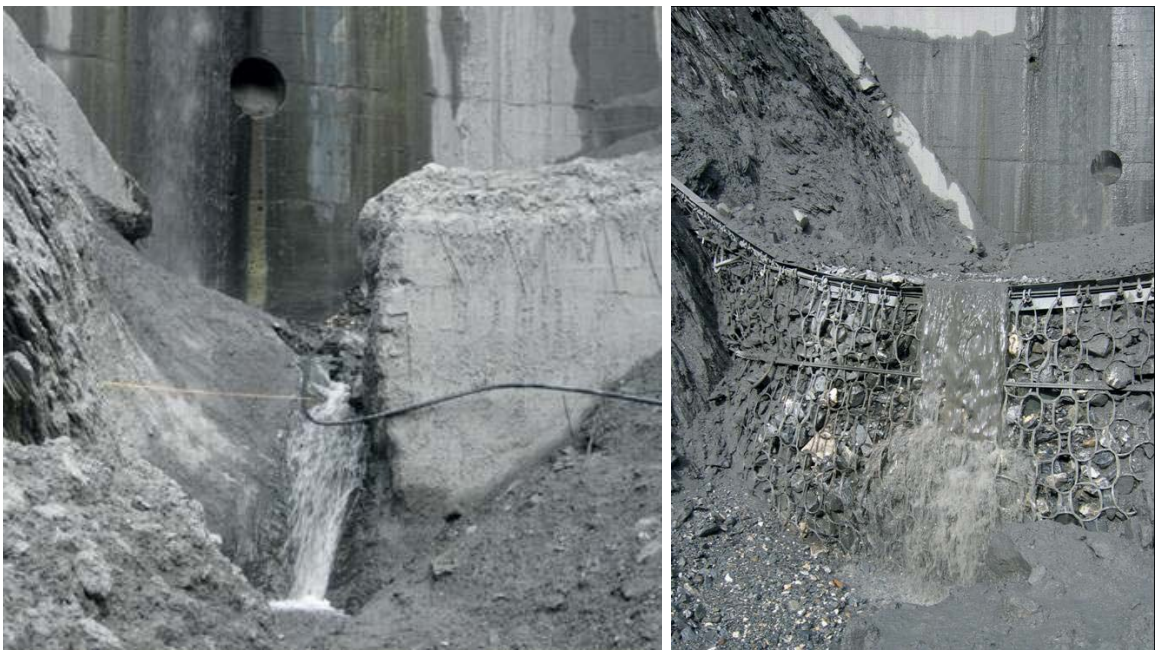


Abbildung 3.24: Ausgekolkte alte Betonsperre (links) und verfüllter Zustand Barriere 1 als Kolkschutz der alten Betonsperre (rechts)

Barriere 2

Hier wurde ein Typ UX mit einer Stütze in der Mitte bei einer Länge oben von ca. 18 m und einer Höhe von 3.3 m installiert. Auch diese Barriere wurde komplett gefüllt (siehe Abb. 3.26). Die Formgebung der Barriere 2 durch eine leicht in Fliessrichtung geneig-

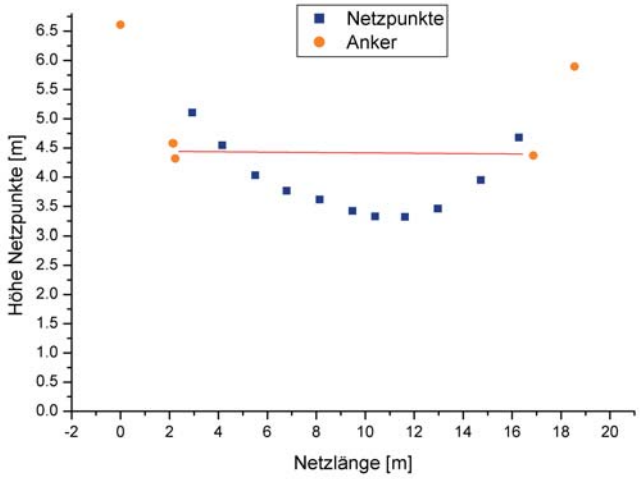


Abbildung 3.25: Netzkante der verfüllten Barriere 1 im Vergleich zur Ankerposition. Die Waagrechte zeigt die Lage der oberen Tragseile

te Stütze im Ausgangszustand erwies sich als sinnvoll bezüglich der sich einstellenden Überfallkrone als Korrosionsschutz für das Ringnetz (siehe auch Abschnitt 7.3.6).



Abbildung 3.26: Verfüllte Barriere 2 (links) und deren Überfallkrone (rechts)

Die Ausgangshöhe h_b mit Basisdurchlass lag bei Barriere 2 bei 3.6 m. Infolge des Auffüllprozesses setzte sie sich auf eine verbleibende Resthöhe von 2.6 m (siehe Abb. 3.27). Ansätze zur Berechnung der verbleibenden Resthöhe sind in Abschnitt 4.6.4 gezeigt.

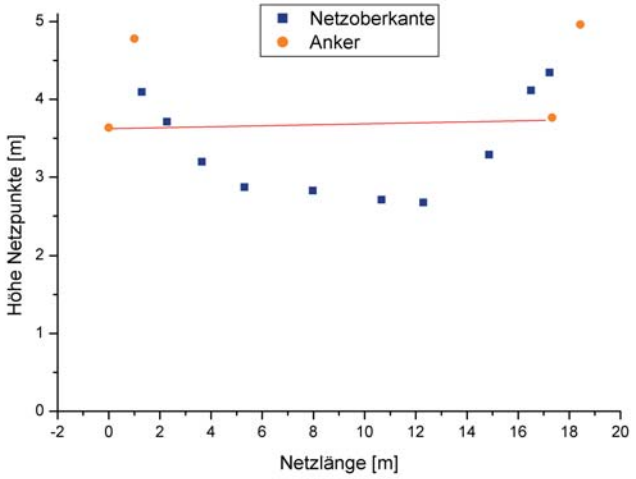


Abbildung 3.27: Netzkante der verfüllten Barriere 2 im Vergleich zur Ankerposition. Die Waagrechte zeigt die Lage der oberen Tragseile

Barriere 3

Der eingebaute Typ ist wie die erste Barriere ein VX-System, die Länge des oberen Tragseils beträgt 13.5 m und die Barrierenhöhe 2.9 m. Den verfüllten Zustand der Barriere 3 zeigt Abb. 3.21 im Vordergrund.
Die Linie des oberen Tragseils lag ungefähr 3 m über der Sohle. Nach dem Füllvorgang senkte sich die Barriere auf eine verbleibende Resthöhe h_b' von 2.2 m (siehe Abb. 3.28).

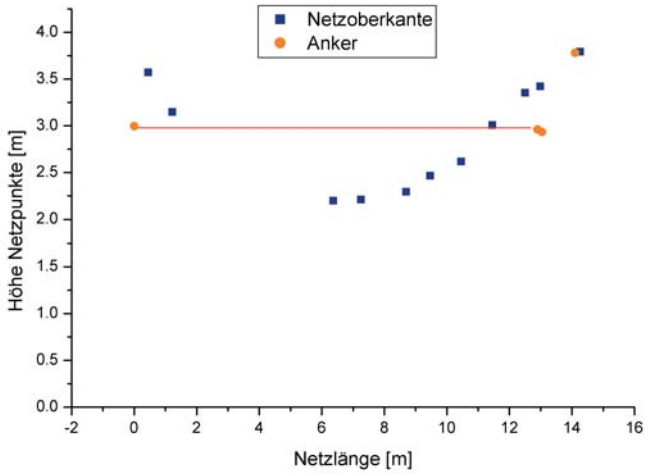


Abbildung 3.28: Netzkante der verfüllten Barriere 3 im Vergleich zur Ankerposition. Die Waagrechte zeigt die Lage der oberen Tragseile

Zusammenfassung

Die erste mehrstufige Verbauung aus flexiblen Barrieren ist erfolgreich im Kanton Wallis realisiert und durch ein Murgangereignis gefüllt worden. Von Seiten der WSL kann nun im Rahmen des Forschungsprojekts das Langzeitverhalten solcher verfüllter Sperren im Gerinne studiert und analysiert werden. Auswertungen bezüglich des Langzeitverhaltens werden im Rahmen dieser Arbeit nicht durchgeführt.
Zudem hat das Teilprojekt Mehrstufenbarriere im Merdenson einen praktischen Nutzen im Gerinne. Durch den Einstau der Barriere 1 konnte ein Schutz der vorhandenen Betonschwelle gegen weitere Auskolkung erzielt werden. Durch den Überfall über die Betonsperre wurde dem Murgang ein Grossteil der Energie entzogen, so dass der Aufprall in die erste Barriere und den Folgebarrieren mehr oder weniger sanft erfolgte. Dies wird durch die nur wenig aktivierten Bremselemente in den Tragseilen der Barrieren bestätigt. Es steht dadurch noch eine hohe Resttragfähigkeit für Folgeereignisse zur Verfügung, welche die Barrieren während ihrer Langzeitstudie überströmen.
Es wurde durch dieses Projekt ausserdem gezeigt, dass das Prinzip der Mehrstufenverbauung mit Ringnetzen sowohl als Rückhalteschutz für grössere Volumina als auch im verfüllten Zustand als Stufenwirkung einsetzbar ist.

3.4.4 Berechnungsbeispiel Mehrstufenbarrieren

Als Berechnungsbeispiel werden drei verfüllte Netze in Serie betrachtet und die Energievernichtung durch die Stufenwirkung als Reinwasserabfluss bestimmt (siehe Abschnitt 3.4.2). In Abschnitt 2.2.2 wurde gezeigt, dass Murgänge durchaus mit den Gleichungen aus der Reinwasserhydraulik näherungsweise beschrieben werden können.

Geometrie und Gerinneeigenschaften

Die Barrierenhöhe im leeren Zustand h_b betrage circa 5.3 m. Die Gerinnebreite wird konstant zu $b \approx 10\ m$ gesetzt. Das Sohlgefälle vor dem Einbau der Netze betrage $I_s \approx 30\%$ und hat im Ausgangszustand eine Gerinnerauhigkeit von $k_{st} = 20$ (für Wildbäche nach [55]). Der Strickler-Beiwert k_{st} wird nach der Füllung zu $k_{st} = 7$ gesetzt, da die Rauhigkeit durch das grobblöckige Murgangmaterial grösser wird. Werte für Rauhigkeiten bei Murgangmaterialien können nach [82] festgelegt werden. Die Neigung des Gerinnes nach der Füllung berechnet sich nach Abschnitt 4.6.4 zu $I'_s = 2/3 \cdot I_s = 20\%$ mit einer Resthöhe der Barrieren von $h'_b = 4/3 \cdot h'_b = 4\ m$.

Die genaue Lage der Barrieren im Gerinne lässt sich über ein Gleichungssystem mit drei Gleichungen und drei unbekannten bestimmen. Aus der Geometrie in Abb. 3.29 egibt sich folgender Zusammenhang:

$$\Delta H = 3 \cdot 4\ m + 0.2 \cdot 3 \cdot l' \tag{3.11a}$$

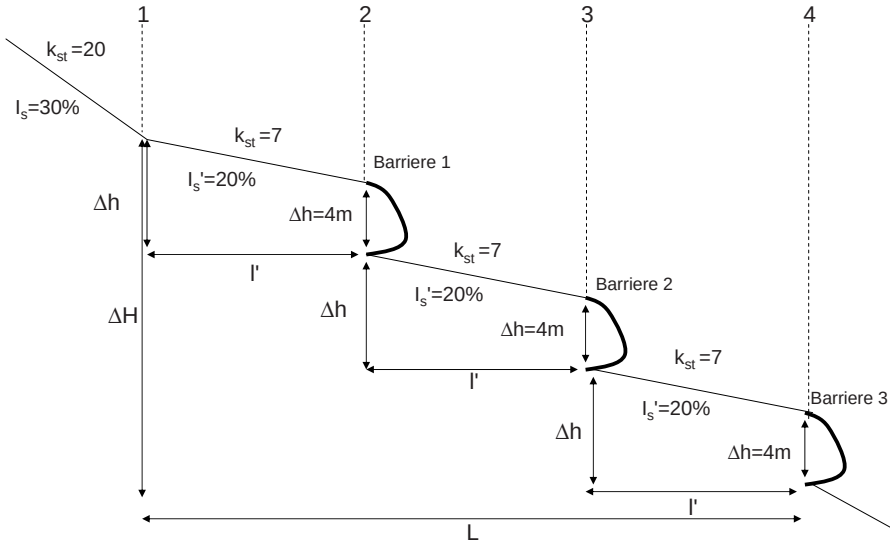


Abbildung 3.29: Topographische Lage von drei in Serie installierten Netzen

$$3 \cdot l' = L \tag{3.11b}$$

$$\Delta H / L = 0.3 \tag{3.11c}$$

Daraus ergibt sich $\Delta H = 36\ m$, $L = 120\ m$ und der horizontale Einzelabstand der Sperren zu $l' = 40\ m$. Folglich berechnet sich $\Delta h = 12\ m$. Daraus resultiert ein Sperrenabstand entlang der Gerinnesohle von $l = 41.7\ m$. Der Mindestsperrenabstand von $l = 10\ m$ nach [11; 8] ist somit eingehalten.

Fliessregime am Gefälleknick

Aus der Betrachtungsweise des Murgangs als Reinwasserabfluss ergibt sich folgende Herangehensweise zur Berechnung des Fliessregimes (siehe Abschnitt 3.4.2):

- **Fliessregime beim Anströmen:** Der zufliessende mittlere Murgangabfluss $\overline{Q}$ beträgt 50 m^3/s, $k_{st} = 20$ und die Gerinneneigung $I_s = 30\%$. Die Normalabflusstiefe berechnet sich für die Annahme, das Gerinne sei näherungsweise rechteckig, iterativ nach

  $$Q = k_{st} \frac{A^{5/3}}{U^{2/3}} I_R^{1/2} \tag{3.12}$$

  mit $I_R = I_s$ beim gleichförmigen Abfluss, der Umfang $U = 2h_n + b$ des Gerinnes und der Fliessquerschnitt $A = b \cdot h_n$. Daraus ergibt sich die Normalabflusstiefe in Abschnitt 1 $h_{n,1} = 0.65\ m$. Die Fliessgeschwindigkeit berechnet sich aus der Kontinuitätsbedingung zu $u_{n,1} = 7.69\ m/s$. Die Froude-Zahl in Abschnitt 1 liegt bei $Fr = \frac{7.69}{\sqrt{9.81 \cdot 0.65}} = 3.04$, d.h. der Zufluss erfolgt schiessend.
- **Fliessregime im Rückstaubereich hinter der Barriere:** Der zufliessende mittlere Murgangabfluss beträgt $\overline{Q} = 50\ m^3/s$, der Stricklerbeiwert $k_{st} = 7$ und die Gerinneneigung $I_s = 20\%$. Die Normalabflusstiefe berechnet sich nach Gleichung 3.12

iterativ zu $h_{n,2} = 1.5\ m$ mit einer Geschwindigkeit $u_{n,2} = 3.44\ m/s$. Die Froude-Zahl liegt in diesem Bereich dann bei $Fr = 0.89$, d.h. der Abfluss efolgt strömend.

- Zwischen schiessendem und strömendem Abfluss muss ein Wechselsprung zum Energieabbau erfolgen.
- **Berechnung des Wechselsprungs:** Die Abflusshöhe auf der rechten Seite $h_{n,r}$ (strömender Bereich, siehe Abb. 3.13) ist gleich dem Normalabfluss mit $h_{n,r} = 1.5\ m$. Die Fliesshöhe auf der linken Seite kurz vor dem Wechselsprung berechnet sich zu

$$h_{n,l} = \frac{h_{n,r}}{2}\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1. \tag{3.13}$$

Die einzelnen Grössen sind in Abb. 3.30 dargestellt.

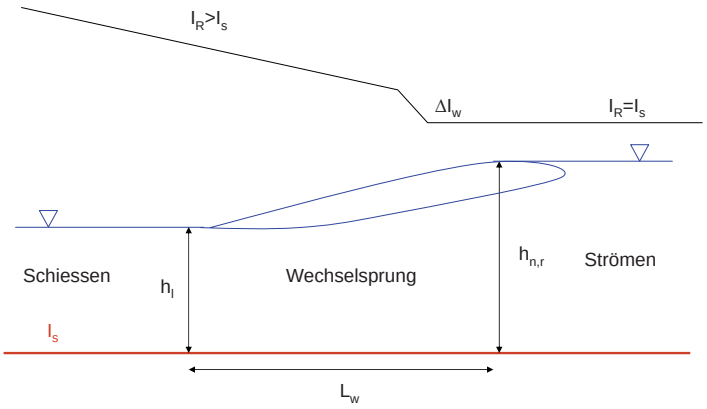


Abbildung 3.30: Schemaskizze eines Wechselsprungs mit anschliessenden Normalabfluss

Die Fliesshöhe vor dem Wechselsprung ergibt sich mit einer Froude-Zahl von $Fr = 0.89$ und einer Fliesshöhe $h_{n,r} = 1.5\ m$ zu $h_l = 1.14\ m$ bei einer Fliessgeschwindigkeit von $u_l = 4.38\ m/s$. Es wird also schon vor dem Wechselsprung im schiessenden Bereich Energie durch die Neigungs- und Rauhigkeitsänderung abgebaut.

- **Klassifizierung des Wechselsprung:** Die Froude-Zahl vor dem Wechselsprung liegt bei $Fr = 1.33$. Auf Grund der doch sehr kleinen Froude-Zahl bildet sich nach [55] ein gewellter Sprung aus, der nicht zu sehr grossen Energieumwandlungen führt.
- **Länge des Wechselsprungs:** Eine ungefähre Länge des Wechselsprungs berechnet sich aus experimentellen Untersuchungen abgeleitet nach [55] zu

$$L_W = 6.0 \cdot h_r \tag{3.14}$$

mit h_r der Fliesshöhe nach dem Wechselsprung. Die Länge L_w beträgt in diesem Fall 9 m.

Fliessregime beim Überfall

Im strömenden Bereich muss zur Bestimmung der Energiehöhen stromaufwärts gerechnet werden. Die Randbedingung hierfür ist der freie Überfall an der ersten Barriere, wo sich

der Grenzabfluss mit der Fliesshöhe h_{kr} und der Fliessgeschwindigkeit u_{kr} einstellt (siehe Abb. 3.19).

- **Berechnung kritische Fliesshöhe:** Die Fliesshöhe h_{kr} an der Überfallkrone berechnet sich zu

$$h_{kr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \tag{3.15}$$

mit $q = Q/b$. Die Grenzabflusstiefe h_{kr} tritt nicht genau an der Überfallstelle auf, denn der Druck im Sohlenbereich wird durch die Luftzufuhr im Überfall bis auf den Atmosphärendruck reduziert. Deshalb sind in Absturznähe die Strombahnen gekrümmt. Die Geschwindigkeit weist durch diese Krümmung eine nach unten gerichtete vertikale Komponente auf. Somit weicht auch die Fliesshöhe h_{kr} wegen der Strombahnenkrümmung etwas vom berechneten Wert ab, eine Näherung bei Rechteckquerschnitten ist $h_{real} = 0.7 \cdot h_{kr}$ [55]. Doch für die hier ausgeführte Berechnung ist die Annahme von h_{kr} direkt am Überfall von ausreichender Genauigkeit. Die Fliesshöhe wird zu $h_{kr} = 1.36\ m$ berechnet.

- **Berechnung der Staukurve:** Stromaufwärts wächst die Fliesshöhe von $h_{kr} = 1.36\ m$ zu $h_n = 1.5\ m$ an. Die Einflusslänge der Staukurve lässt sich mit dem Böss-Verfahren nach [100] über Mittelwertsberechnungen der Energielinien I_R und der hydraulischen Radien R bestimmen zu

$$\Delta x = \frac{h_r + K_r - h_l - K_l}{I_s - I_{R,m}} \tag{3.16}$$

mit den kinetischen Energien $K_r = \frac{u_r^2}{2 \cdot 9.81}$ und $K_l = \frac{u_l^2}{2 \cdot 9.81}$ und dem Mittelwert der Energiegefälle $I_{R,m}$

$$I_{R,m} = \frac{u_m^2}{k_{st}^2 R_m^{4/3}}. \tag{3.17}$$

mit u_m der mittleren Geschwindigkeit aus u_l und u_r und R_m als Mittelwert der hydraulischen Radien links und rechts. Für die oben berechneten Werte ergibt sich die mittlere Energielinienneigung $I_{R,m} = 0.22$ und als Konsequenz daraus die Staukurvenlänge $\Delta x = 3.15\ m$.

- **Berechnung des Schussstücks vor dem Wechselsprung:** Im Schiessen muss stromabwärts von der Fliesshöhe $h_{n,1} = 0.65\ m$ bis zur Fliesshöhe $h_l = 1.14\ m$ mit dem Böss-Verfahren analog zum vorherigen Punkt vorgegangen werden. Es ergibt sich eine Länge des Energieabbaubereichs vor dem Wechselsprung von $\Delta x = 17.22\ m$ bei einem mittleren Energiegefälle $I_{R,m} = 0.29$.

- **Gesamtlänge Prozesse im Rückstaubereich:** Diese lässt sich ermitteln zu $l_{Prozess} = 17.22\ m + 9\ m + 3.15\ m = 29.46\ m \approx 30\ m$ und ist damit kürzer als die vorhandene geometrische Länge $l = 41.7\ m$. D.h. die einzelnen Stadien des Energieabbaus vor dem Wechselsprung, der Wechselsprung selbst und die anschliessende Staukurve vor dem Überfall können sich problemlos auf der vorhandenen Rückstaulänge ausbilden. Dies bedeutet, dass der Sperrenstandort, die Sperrenhöhe und der damit verbundene Rückstaubereich richtig projektiert wurden. Eine Übersicht der einzelnen Energiestadien in Abschnitt 1 und 2 gibt Abb. 3.31.

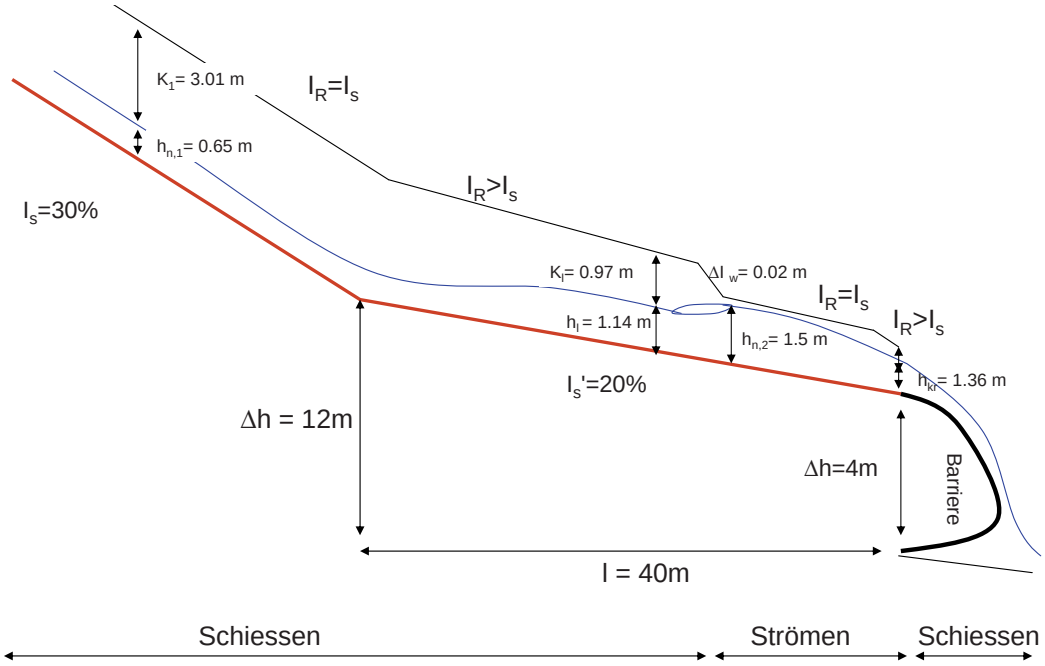


Abbildung 3.31: Wasserspiegelverlauf I_W und Energielinienverlauf I_R bis zum Absturz an der ersten Barriere, zum Absturz und dem Verhalten dort, siehe Abb 3.32

- **Wehrüberfall:** Hier geht der Abfluss wieder vom Strömen ins Schiessen über. Die Energiebilanz berechnet sich nach Bernoulli unter der Annahme eines Verlustwerts ξ am Wehrrücken (Ringnetzbarrierenbauch) von $\xi = 10\%$. Die Fliessgeschwindigkeit unterhalb des Wehres wird durch die Kontinuitätsbedingung ersetzt. Es ergibt sich folgende Bilanz nach Abb. 3.32

$$H_{min} + \Delta h = h_u + \frac{u_u^2}{2 \cdot g} + \Delta e. \tag{3.18}$$

Mit $u_u = \frac{Q}{h_u b}$ und $\Delta e = \xi \frac{u_u^2}{2 \cdot g}$ egibt sich

$$h_{kr} + \frac{u_{kr}^2}{2 \cdot g} + \Delta h = \frac{Q^2}{b^2 h_u^2 2 \cdot g} + \xi \frac{u_u^2}{2 \cdot g}. \tag{3.19}$$

Hieraus lässt sich die Fliesshöhe nach dem Wehr zu $h_u = 0.5\ m$ mit einer Geschwindigkeit $u_u = 10\ m/s$ bestimmen. Die Froude-Zahl beträgt $Fr = 4.51$, folglich findet der Abfluss schiessend statt.
Da die Normalwassertiefe im flachen, rückgestauten Bereich $h_n = 1.5\ m$ und die Fliessgeschwindigkeit $u_n = 3.44\ m/s$ beträgt ($Fr = 0.89$, strömen), muss erneut ein Wechselsprung zum Fliessübergang stattfinden. Es läuft der gleiche Prozess wie bei der ersten Sperre ab, da alle drei Sperren den selben Abstand voneinander aufweisen. Es wird wieder die Staukurve vom Überfall stromaufwärts (Strömen) mit dem Boess-Verfahren nach Gleichung 3.16 berechnet. Die Distanz zwischen der Fliesshöhe nach dem Wehr h_u und der Fliesshöhe kurz vor dem Wechselsprung h_l berechnet sich stromabwärts nach dem selben Vorgehen. Dazwischen liegt erneut der Wechselsprung. Gleiches Berechnungsschema ist auch für den Bereich hinter der Barriere

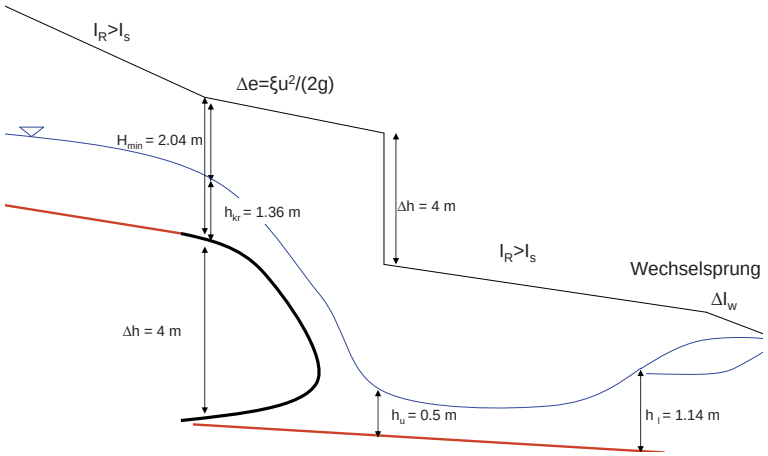


Abbildung 3.32: Wasserspiegelverlauf I_W und Energielinienverlauf I_R beim Überfall und anschliessendem Wechselsprung

3 erforderlich. Der Abfluss über diese hinweg erfolgt dann wieder schiessend. Hinter Barriere 3 im steilen Bereich ($I_s = 30\%$) erfolgt auf Grund der Normalwassertiefe von $h_{n,4} = 0.65\ m$, $u_{n,4} = 7.69\ m/s$ und einer Froude-Zahl von $Fr = 3.04$ kein Wechselsprung mehr.

Energieverlust am Wechselsprung

Die Energieverlusthöhe $\Delta I_w[m]$ beim Wechselsprung berechnet sich zu [63]

$$\Delta I_w = \frac{(h_r - h_l)^3}{4 h_l h_r} \tag{3.20}$$

mit h_r als Fliesshöhe rechts vom Wechselsprung und h_l links davon. Die verrichtete mechanische Arbeit P_w kann nach [63] zu

$$P_w = \gamma Q \Delta e \tag{3.21}$$

berechnet werden. Für das Berechnungsbeispiel ergibt sich damit eine Energieverlusthöhe ΔI_w pro Wechselsprung von $\Delta I_w = 0.007\ m$ und dadurch für den mittleren Durchfluss $\overline{Q} = 50\ m/s$ und einer angenommenen Murgangwichte von $\gamma = 22000\ N/m^2$ eine verrichtete Arbeit von $P_w = 7480\ J/s$.
Vergleicht man die verrichtete Arbeit am Wechselsprung mit der Gesamtenergie eines Murgangereignisses, ergibt sich bei einer Dauer von 15 min eine verrichtete Arbeit pro Wechselsprung von $E = 7480\ W \cdot 900\ s = 6732\ kJ$.
Als Vergleichsenergie wird nach Abb. 2.9 in Abschnitt 2.2.3 der Murgang als Block mit der potentiellen Arbeit zu Beginn der Stufenverbauung betrachtet. Aus dem mittleren Durchfluss $\overline{Q}$ berechnet sich bei einer 15 min Dauer ein Startvolumen $V = 45'000\ m^3$. Bei einer Dichte von 2200 kg/m^3 ergibt sich die potentielle Energie bezogen auf die Verbauungshöhe von $\Delta H = 36\ m$ zu $E_{pot} = mg\Delta H = 45'000 \cdot 2200 \cdot 9.81 \cdot 36 = 3.49 \cdot 10^7\ kJ$. Bei drei Wechselsprüngen durch drei Barrieren ergibt sich ein Gesamtverlust von $E_w = 3 \cdot 13.5 = 40.5\ kJ$, was einer Energievernichtungsrate von 0.056% entspricht, bezogen auf die potentielle

Energie des Murgangs in diesem Abschnitt. Andere Verluste durch innere Energien, wie Reibung und Partikelkollision, wurden in dieser Berechnung jedoch vernachlässigt. Zudem wurde der Verlust durch den Wehrüberfall in diesem Vergleich nicht berücksichtigt.

4 Feldversuche Forschungsbarriere Illgraben

Der Illgraben im Wallis ist eines der aktivsten Murganggerinne der Schweiz. Jedes Jahr kann mit mindestens einem Murgangereignis gerechnet werden. Aus diesem Grunde eignet er sich sehr gut für die Beobachtung von Fliesseigenschaften von Murgängen als auch zur Weiterentwicklung von Schutzkonzepten. Seit 2000 betreibt die WSL dort eine Murgangbeobachtungsstation mit diverser Messtechnik und Instrumentierung. Für die Entwicklung der flexiblen Ringnetzbarriere stellt der Illgraben deshalb ein ideales Testgebiet dar, da sowohl auf die Daten historischer Ereignisse der Beobachtungsstation als auch auf aktuelle Daten zurückgegriffen werden kann. Zudem eignet er sich durch seine hohe Murgangaktivität als gutes Testgelände, um die Barrieren unter extremen Einwirkungen zu testen. Ein weiterer Vorteil war die bereits vorhandene Infrastruktur am Ende des Illgrabens, nahe der Rhone, wo man eine gute Zugänglichkeit des Standortes vorfand und zudem eine Stromversorgung der Messtechnik möglich war. Nähere Informationen bezüglich des Standorts sowie zur vorhandenen Infrastruktur und Sicherheit vor Ort sind der Sicherheitsrichtlinie Illgraben [113] zu entnehmen.

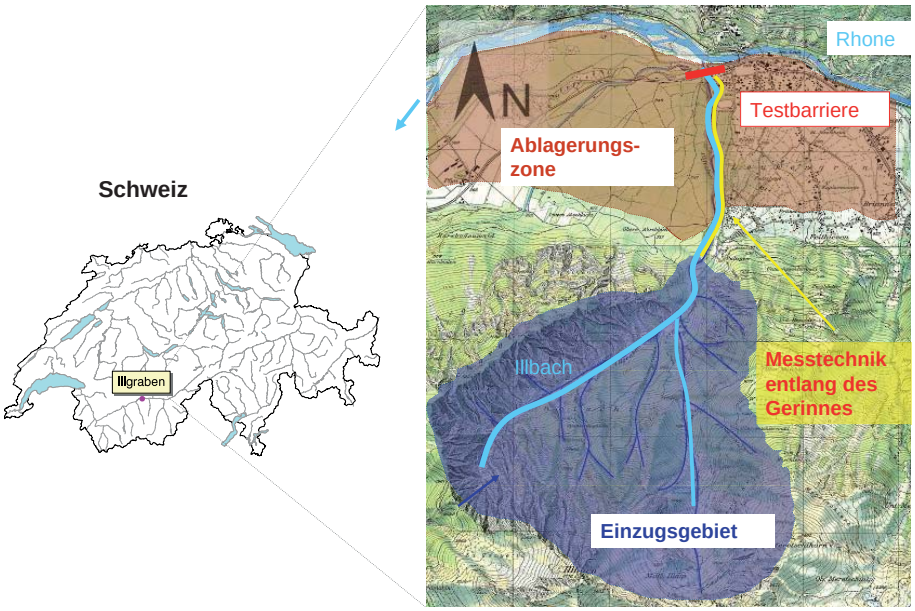


Abbildung 4.1: Geographische Lage des Illgrabens in der Schweiz (links) und Detailansicht Illgrabengebiet (rechts)

4.1 Einzugsgebiet

Das **Einzugsgebiet** des Illgrabens misst 10.5 km^2 und reicht vom Gipfel des Illhorns (2790 m ü.M.) bis zur Mündung des Illbachs in den Rotten (franz. Name Rhone, 610 m ü.M.). Die Geologie im Einzugsgebiet besteht aus Quarziten, kalkigen Ablagerungen und Dolomit. Die fortschreitende Erosion tritt vor allem im südwestlichen Teil des Einzuggebiets auf, wo vorwiegend kalkhaltige Ablagerungen und Dolomite hervortreten (siehe Abb. 4.2). Der Dolomit ist besonders verwitterungsanfällig und liefert durch seine splittrige Oberfläche reichlich siltförmiges Material. Die Murgänge im Illgraben bestehen normalerweise aus einer schlammigen Masse, hauptsächlich aus dem verwitterten Dolomitmaterial, und Blöcken aus Quarzit oder Calcit, die oft die granulare Front bilden. Es können sich aber auch schlammstromartige Murgänge ausbilden, bei welchen dann nur vereinzelt grössere Blöcke mittransportiert werden. Sowohl Schlammströme als auch granulare Murgänge treten meist in Schüben auf und rollen als Welle zu Tal. Ein Ereignis besteht dann meist aus mehreren Murschüben. Eine Übersicht der gemessenen Murgänge von 2005 und 2006 zeigt Tabelle 4.1.



Abbildung 4.2: Einzugsgebiet des Illbaches (links) mit Blick Richtung SW und Verwitterungsmaterial in einer Schuttrinne (rechts)

Auf Grund der Messwerte können bestimmte Bereiche für die einzelnen physikalischen Parameter der Murgänge im Illgraben angegeben werden (siehe Tab. 4.2). Der innere Reibungswinkel und die Viskosität der flüssigen Phase wurden jeweils mit abgelagerten Murgangmaterial im Labor bestimmt (siehe hierzu Abschnitt 5.2.3.4 und 5.2.3.5). Bei der Viskositätsmessung wurden Proben von Murgangmaterial im Labor wieder mit Wasser angerührt und die Viskosität für verschiede Feststoffkonzentrationen bestimmt. Die Unterteilung flüssige Phase und Feststoffphase geschah nach der Theorie von Iverson (siehe Abschnitt 2.2.2.2). Diese einzelnen physikalischen Grössen werden später bei der Bemessung der Ringnetzbarrieren in Abschnitt 8.2 eine wichtige Rolle spielen.

Tabelle 4.1: Gemessene Murgänge im Illgraben der Jahre 2005 bis 2006

Datum	**Volumen** $[m^3]$	**Durchschn. Frontdichte** $[kg/m^3]$	**Max. Fliesshöhe** [1] $[m]$	**Front-geschw.** $[m/s]$	**Bemerkungen**
02.08.2005	6800	2100	1.0	6.0	Granulare Front
18.08.2005	4400	2200	0.8	0.7	Granulare Front
18.05.2006	15'000	1600	1.1	2.9	Schlammstrom
24.06.2006	50'000	2000	2.7	6.0	Granulare Front/ wässriges Ende
27.06.2006	55'000	2000	2.6	4.9	Granulare Front/ wässriges Ende
18.07.2006	10'800	1900	2.5	7.9	Schlammstrom
28.07.2006	18'000	2100	1.5	2.1	Granulare Front
03.10.2006	10'000	2050	1.5	1.6	Granulare Front

[1] Fliesshöhe an der Barriere

Tabelle 4.2: Physikalische Grössen für den Illgraben und die dortigen Murgänge

Physikalische Grösse	**Symbol**	**Grössenordnung**
Festmaterial		
Dichte $[kg/m^3]$	ρ_s	2650
Innerer Reibungswinkel [°]	ϕ	35 - 43
Flüssigphase		
Dichte $[kg/m^3]$	ρ_f	1000-1200
Viskosität $[Pa \cdot s]$	μ	0.5 -100
Murgangmischung		
Feststoffanteil	ν_s	0.4 -0.8
Flüssigkeitsanteil	ν_f	0.2 -0.6
Dichte Murgang $[kg/m^3]$	ρ	1600 - 2300
Basaler Reibungswinkel [°]	ϕ_{bas}	25 - 35

4.2 Messtechnik

Im Einzugsgebiet befinden sich drei Niederschlagsmessgeräte zur Rekonstruktion des Niederschlags, der zu einem Murgangereignis führt (siehe Abb. 4.3). Entlang des Gerinnes messen sechs Geophone die Erschütterungen, welche durch die vorbeifliessenden Murgänge erzeugt werden. Zwei der Geophone dienen gleichzeitig als Auslöseeinheit (Trigger) für weitere Messinstrumente. Das Auslösesignal wird auch mittels GSM als SMS-Nachricht auf Mobiltelefone und als Faxnachricht an die WSL übermittelt. Sämtliche weiteren Messgeräte im unteren Teil des Gerinnes werden synchron betrieben, so dass es möglich ist, abschnittsweise die Murganggeschwindigkeiten zu berechnen und Messdaten zeitlich zu vergleichen. Drei Radar- und Lasermessgeräte ermitteln die Fliesshöhe des Murgangs an je einer Stelle mit einem gleichbleibenden Gerinnequerschnitt (z.B. Betonschwelle) und

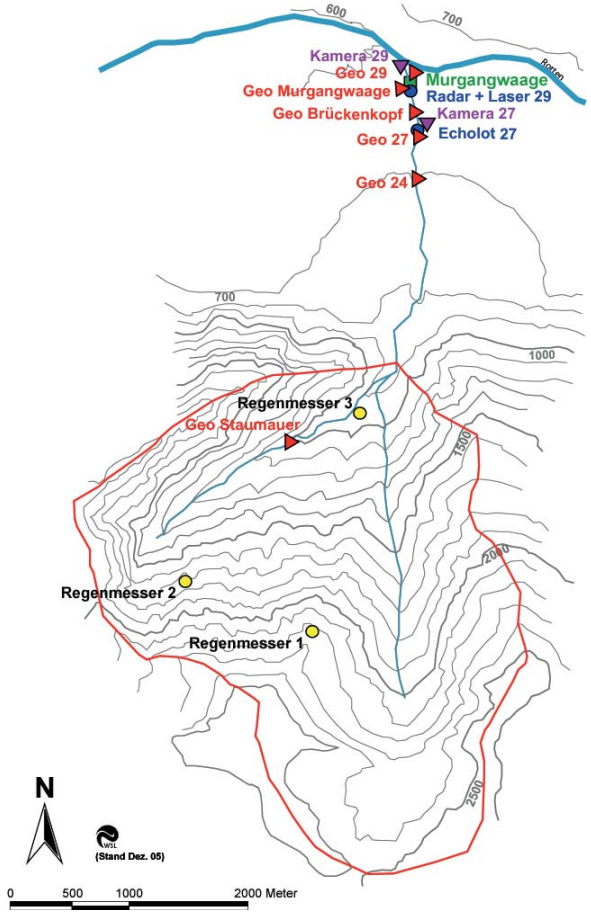


Abbildung 4.3: Instrumentierung entlang des Illbaches

lassen dadurch auch Rückschlüsse auf den Abfluss $Q(t)$ zu. Videokameras an zwei verschiedenen Standorten geben visuell Aufschluss über die Form und Art des Murgangs und dessen Fliessprozess. Zusätzlich wurde 2004 eine sog. Murgangwaage unter der Kantonsstrassenbrücke im unteren Teil des Gerinnes eingerichtet (siehe Abschnitt 4.2.2). Mit den Messdaten der Waage lässt sich die Dichte eines Murgangs und zusätzlich durch die sog. Porenwasserdruckmessung der Wassergehalt bestimmen (Näheres zum Thema Porenwasserdruckmessungen siehe [62]). Seit 2006 gibt es ausserdem eine Scherwand, die Aufschluss über das Geschwindigkeitsprofil und die Kräfte über die Fliesshöhe eines vorbeiströmenden Murgangs gibt (siehe Abschnitt 4.2.1).
Nach der Scherwand und der Murgangwaage ist eine Testbarriere im Gerinne installiert. Hier, nahe der Mündung des Illgrabens in die Rhone, können alle oberhalb liegenden Messeinrichtungen zur Bestimmung der Murgangkenndaten mit herangezogen werden. Zudem besteht im eventuell eintretenden Schadensfall keine Gefahr für die benachbarte Infrastruktur, da das mobilisierte Material direkt in die Rhone abtransportiert wird (siehe Abb. 4.3).

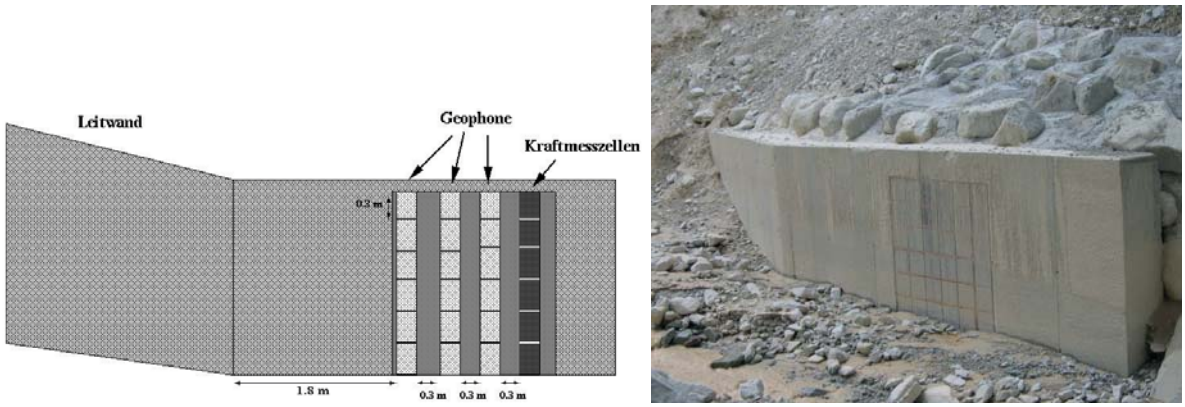


Abbildung 4.4: Schematische Skizze der Scherwand mit Messtechnik (links) und Scherwand im Illgraben (rechts)

4.2.1 Scherwand

Die Scherwand ist eine massive Betonwand, welche nach der kantonalen Gebäudeversicherung GBV [60] auf Anpralllasten und Drücke von Murgängen bemessen wurde (siehe Abschnitt 6.1.6). In Fliessrichtung folgt nach einer ca. 9 m langen Leitwand mit einem Winkel von 20° zur Strömung der strömungs-parallele Teil der Wand. Um Ablösungserscheinungen am Wandknick zu vermeiden bzw. deren Einfluss nicht zu messen, wurde der Messbereich ca. 1.8 m nach dem Übergang in den parallelen Bereich der Wand angeordnet (siehe Abb. 4.4). Der Messbereich umfasst drei Reihen mit je sechs Geophonen und eine Reihe mit sechs Kraftmessplatten verteilt über eine Höhe von 1.8 m.
Ziel und Zweck der Messanordnung ist es, Aufschlüsse über das vertikale Geschwindigkeitsprofil und gleichzeitig Informationen über die Kraftverteilung in einem Murgang zu bekommen. Die Kraftmessplatten messen die einwirkende Kraft pro Plattenfläche, woraus direkt auf die Druckkraft geschlossen werden kann.

4.2.2 Murgangwaage

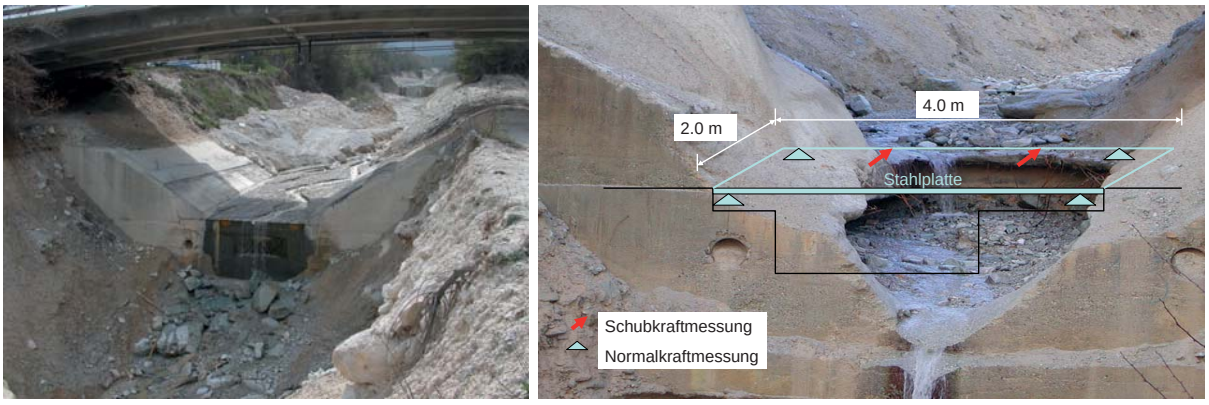


Abbildung 4.5: Murgangwaage entgegen der Fliessrichtung (links) und Detailskizze vor dem Einbau (rechts)

Die Murgangwaage (siehe Abb. 4.5) besteht aus einer in der Gerinnesohle an einer Sperre

integrierten Stahlplatte der Länge 2 m und der Breite 4 m mit eingebauten Kraftmesszellen in horizontaler und in vertikaler Richtung. Oberhalb der Platte zeichnet ein Lasermessgerät die momentane Fliesshöhe $h(t)$ auf. Dadurch kann über die vertikale Auflast die Dichte $\rho(t)$ des Murgangs bestimmt werden. Die horizontalen Kraftmesszellen geben die momentane Scherspannung $\tau(t)$ an. Aus der Auflast $\sigma(t)$ und der Scherspannung $\tau(t)$ kann schliesslich auf den Reibungskoeffizient $\mu(t) = \tau(t)/\sigma(t)$ geschlossen werden (siehe [69]).

4.2.3 Instrumentierung der Forschungsbarriere

Weitere Messtechnik folgt an der installierten Forschungsbarriere knapp 100 m unterhalb der Murgangwaage (Abb. 4.6) und wird in diesem Abschnitt vorgestellt. Ein Lageplan der einzelnen Messeinrichtungen an der Forschungsbarriere ist in Abb. 4.7 abgebildet.



Abbildung 4.6: Forschungsbarriere mit Messtechnik: a) Videokamera, b) Scheinwerfer, c) Lasermessung und d) Kraftmesszellen in den Tragseilen.

4.2.3.1 Triggerung Messtechnik

Mehrere hundert Meter stromaufwärts befinden sich zwei Geophone (Nr. 24 und 27 in Abb. 4.3). Passiert ein Murgang die Geophone, werden die auftretenden Erschütterungen

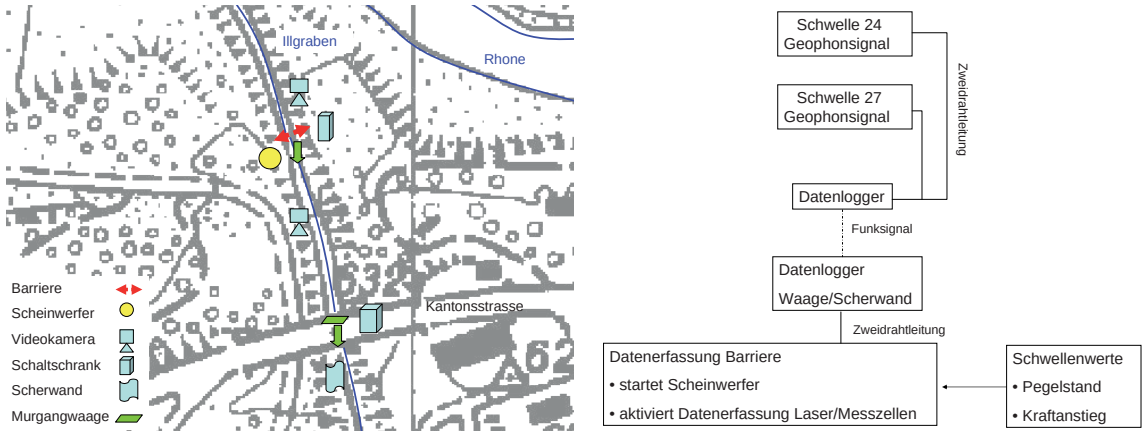


Abbildung 4.7: Lageplan der Messtechnik an der Barriere (links) und Schema der Triggerung und Start der Messtechnik (rechts

als Impulse pro Zeit gemessen und an einen Datenlogger übermittelt. Dieser sendet ab einem bestimmten Schwellwert (bestimmte Anzahl an Impulsen pro Sekunde) ein Funksignal zum Datenlogger des PXI [1] Systems an der Waage und Scherwand. Das Signal des Datenloggers der Waage und Scherwand wird über eine Zweidrahtleitung an die Datenerfassung der Barriere weitergeleitet und aktiviert die dortige Messtechnik.
Die Datenerfassung erfolgt im 10 min Intervall, welche von der WSL aus kontrolliert wird, um Störungen von Sensoren oder der ganzen Anlage zu erkennen. Im Ereignisfall werden die Messwerte der Kraftmessung und die Fliesshöhen mit 100 Hz erfasst und aufgezeichnet (siehe Abschnitt 4.2.3.3 und 4.2.3.4). Des Weiteren fährt der Scheinwerfer auf seine maximalen Helligkeit hoch und die Videokamera mit Videorekorder wird aktiviert (siehe Abschnitt 4.2.3.2).

4.2.3.2 Videokamera und Scheinwerfer

In Fliessrichtung auf der linken Uferseite befindet sich eine Videokamera (Abb. 4.6 a), die durch das Ablaufschema in Abb. 4.7 getriggert wird. Um die ganze Barriere filmen zu können, kragt die Kamera auf einem Stahlfachwerkträger, welcher über ein Betonfundament in der Böschung rückverankert ist, circa 4 m weit ins Gerinne. Das Aufzeichnungsformat ist Super-VHS, da dies damals bei der Projektierung die qualitativ beste und am wenigsten fehleranfällige Variante war. Der dazugehörige Videorekorder befindet sich im Schaltschrank (siehe Abb. 4.7). Die SVHS Kassetten werden nach einem Ereignis gewechselt und anschliessend digitalisiert und ausgewertet.
Sollte das Ereignis bei Dunkelheit stattfinden, so wird das Video durch einen auf der gegenüberliegenden Seite stehenden Scheinwerfer erhellt (siehe Abb. 4.6 b). Dieser ist auf einem Fachwerkturm aus Aluminium montiert, so dass er möglichst die ganze Barriere ausleuchtet. Um nahezu Tageslichtqualität zu erreichen, wurde ein hochwertiger Scheinwerfer mit 1200 Watt Leistung und Metallhalogen HMI Lampen gewählt. Diese Lampen benötigen zusätzlich ein Vorschaltgerät, welches die Stromaufnahme der Lampe begrenzt

[1] PXI heisst **P**CI E**X**tensions for **I**nstrumentation und ist eine Instrumentierungsplattform für Messtechnik- und Automatisierungsanwendungen, http://www.ni.com

und die anliegende Netzspannung auf die Brennspannung der Lampe herabsetzt. Der Vorteil der HMI Lampen ist das Spektrum, das dem Tageslicht nachempfunden ist. Zusätzlich ist vor dem Scheinwerfer eine Streulinse angeordnet, so dass der ganze Lichtraum um die Barriere gleichmässig erhellt wird.
Sowohl der Scheinwerfer als auch der Videorekorder und die Kamera werden 10 min nach Ausbleiben von Geophonimpulsen, welche den Schwellwert am Datenlogger überschreiten, ausgeschaltet.

4.2.3.3 Fliesshöhen- und Füllstandsmessung

Zwei parallele Stahlseile wurden von einer Böschungsseite zur anderen gespannt und mittig, zwischen den zwei Stahlseilen wurde der Laser montiert (siehe Abb. 4.6 c). Das Stahlseil wurde doppelt gespannt, um Schwingungen bei Windböen zu vermeiden. Die Stahlseile sind auf beiden Seiten mittels einer Stahlrohrkonstruktion auf einem kleinen Fundament verankert. Kontinuierlich werden Messwerte erfasst, deren 10-min-Mittelwert gespeichert wird. Erreicht das Triggersignal die Datenerfassung der Barriere (siehe Abb. 4.7 rechts), so werden die Messwerte der Fliesshöhe h_{fl} mit der Messfrequenz von 100 Hz gespeichert (siehe Abschnitt 4.2.3.5).
Der Laser befindet sich kurz vor der Barriere, so dass er erst die Fliesshöhe h_{fl} des ankommenden Murgangs und während des Auffüllprozesses die Füllstandshöhe $h_b(t)$ der Barriere misst. Ist die Barriere gefüllt, misst er wieder die reine Fliesshöhe des Murgangs. Langfristig über eine Murgangsaison gesehen, misst er auch den Setzungsprozess der Barriere von h'_b bis zur verbleibenden Resthöhe h_{end}.
Durch die Spannweite der Stahlseile kann sogar deren Längung in der Mittagsonne durch den Wärmeeintrag beobachtet werden.

4.2.3.4 Kraftmessung

Für die Kraftmessung in den Tragseilen der Barriere wurde eine spezielle Messvorrichtung entwickelt. Eine Messzelle basierend auf Weggebung durch Dehnmessstreifen (DMS) misst Kräfte zwischen 0 und 500 kN. Das Messsignal wird durch einen zusätzlichen DMS-Verstärker an einen Microcontroller weitergegeben (siehe Abb. 4.9). Dieser leitet die Daten weiter zur zentralen Datenerfassung im Schaltschrank bzw. speichert sie im Fall eines Kabelrisses selbst ab. Die Stromzufuhr wird im Falle eines Kabelrisses durch eine Notstrombatterie aufgefangen.
Um die eigentliche Messzelle herum wurde deshalb ein massives Stahlgehäuse angeordnet, um die Zelle zum einen gegen die anstehende Wassersäule im Murgang und zum anderen gegen einen Einzelanprall von Blöcken mechanisch zu schützen (siehe Abb. 4.8). Dieses kann durch einen abnehmbaren Deckel verschraubt und mit Silikon abgedichtet werden (siehe Abb. 4.8 links). Da das Metallgehäuse im Fall eines Gewitters atmosphärischen Überspannungen ausgesetzt ist, ist ein zusätzlicher Blitzschutz in jedem Gehäuse obligatorisch.

Die Kraftübertragung von der Messzelle zu den Tragseilen erfolgt durch zwei Gewinde-

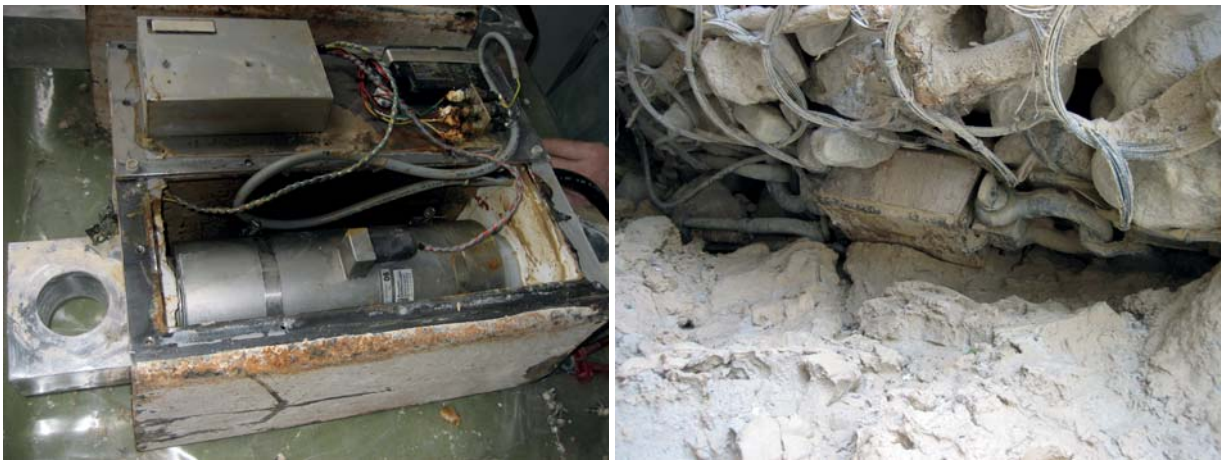


Abbildung 4.8: Geöffnetes Metallgehäuse mit eingebauter Messtechnik nach einer Murgangsaison (links) und Messzelle eingebaut im gefüllten Murgangnetz (rechts)

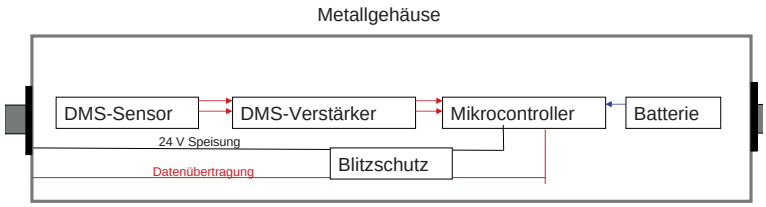


Abbildung 4.9: Schematischer Aufbau der Kraftmessvorrichtung

bolzen. Eine Gummimanschette garantiert sowohl die notwendige Beweglichkeit, als auch die Dichtigkeit der Fuge zwischen Bolzen und Stahlgehäuse. Zwischen den Gewindebolzen der Messzelle und dem Tragseilende werden auf beiden Seiten Schäkel angeordnet (siehe Abb. 4.10). Der Einbau der Kraftmessvorrichtung erfolgt zeitgleich mit dem Einbau der Barriere. Anschliessend ist auf eine sorgfältige Kabelführung bis zu den Hüllrohren an jeder Böschungsseite zu achten, welche die Kabel geschützt nach oben zur Datenerfassung bringen.
Im Winter 2005/2006 wurden die Messzellen den ganzen Winter über Wasserdruck und Frosteinwirkung ausgesetzt und erst im Frühjahr vor dem Wiedereinbau zur Wartung herausgenommen und geöffnet. Es stellte sich heraus, dass grössere Reparaturen durch eindringende Feuchtigkeit, trotz bester Abdichtungsmassnahmen, erforderlich waren. Deshalb wurden die Zellen vor dem Winter 2006/2007 bereits im Herbst ausgebaut.

4.2.3.5 Datenerfassung

Die Messdaten der Barriere werden an einem PC im Schaltschrank erfasst (siehe Abb. 4.11). Des Weiteren befindet sich dort der Videorekorder für die Kamera und ein Bildschirm. Am PC kommen die Messdaten der Messzellen und des Lasers als analoge Daten an und werden durch eine Datenerfassungskarte (Typ NI AT-MIO-64E-3[2]) in binäre 12-bit

[2]http://sine.ni.com



Abbildung 4.10: Messzelle mit Daten- und Stromkabel beim Einschäkeln (links) und fertig eingebaut im gespannten Tragseil (rechts)

Daten gewandelt. Die graphische Darstellung der Messdaten erfolgt auf dem Bildschirm mit Labview [3] (siehe Abb. 4.11 rechts). Die Messwerte werden letztendlich als ASCII-Datei gespeichert und sind über ein GSM-Modem von der WSL aus abrufbar. Die Videokassette im Videorekorder muss nach jedem Ereignis manuell ausgetauscht werden.
Sowohl der PC als auch der Videorekorder sind mit einer USV (unterbrechungsfreie Stromversorgung) vor kurzen Netzunterbrüchen gesichert.
Auf die Messergebnisse wird in den Abschnitten 4.5 und 4.6 eingegangen.



Abbildung 4.11: Datenerfassung mit Monitor, Notstrombatterie und Videorekorder (links) und Anzeige der Tragseilkräfte auf dem Monitor im Schaltschrank (rechts)

[3] Labview steht für Laboratory Virtual Instrumentation Engineering Workbench und ist ein graphisches Programmiersystem von National Instruments, http://www.ni.com/labview

4.3 Barrierenentwicklung

Es wurden während des Projekts drei verschiedene Barrierenentwürfe im Illgraben als Feldbarriere getestet. Die Feldbarriere dient als 1 : 1 Versuch, um das Lastabtragungsverhalten der Barrieren zu studieren. Zudem wurden Aspekte der Formfindung, das Langzeitverhalten während der Barrierenstandzeit und die Eignung einzelner Komponenten, wie z.B. die des Abrasionsschutzes untersucht. Hierzu wurden über die Standzeiten die Barrieren nach jedem Ereignis genau analysiert und Verbesserungsvorschläge für die nächste Barrierenanordnung erarbeitet. Die Sperren wurden vor dem Aufbau mit dem Lastansatz nach Rickenmann [82] mit der Software FARO (siehe Kap. 7.1) simuliert. Generell handelt es sich bei den Versuchsbarrieren im Illgraben immer um VX-Barrieren (siehe Abschnitt 3.2.1). In den folgenden Abschnitten werden die unterschiedlichen Barrierenentwürfe und die jeweiligen Weiterentwicklungen beschrieben.

4.3.1 Barriere 2005

Im Jahr 2005 wurde die erste Ringnetzbarriere im Illgraben installiert. Es wurden jeweils oben, in der Mitte und unten zwei Tragseile installiert. Die oberen Tragseile hatten auf einer Seite versetzt je 2 Bremsringe, die mittleren und unteren Tragseile nur einen Bremsring. Ein sogenanntes Flügelseil sollte durch seine Formgebung den Bach bzw. Murgangstrom in der Mitte der Barriere halten und dadurch eine Böschungserosion verhindern. Es verlief vom mittleren Anker zum oberen Anker und wurde dort umgelenkt und dann im Winkel von $\approx 30°$ zum oberen Tragseil geführt, wo es mit einer Klemme befestigt und von dort aus spiegelbildlich wieder bis zum mittleren Anker auf der anderen Bachseite geführt wird (siehe Abb. 4.12 gepunktete Linie). Zwischen dem mittleren Anker und dem oberen Anker war ein Bremsring angeordnet. Das Randseil verlief vom unteren Anker bis zum oberen Anker auf jeder Böschungsseite und hatte keine Bremsen (gestrichelte Linie in Abb. 4.12). Zwischen den Tragseilen bildete das verschäkelte Ringnetz die Barriere aus. Entlang des Flügelseils wurde ein sogenannter Abrasionsschutz (siehe Abschnitt 3.2.2.6) als L-Profil montiert.
Zum Detailbeschrieb der verwendeten Komponenten siehe Abschnitt 3.2.2.
Der Basisdurchlass zwischen Netz und Gerinnesohle war auf Grund fehlender Erfahrungen relativ klein gewählt.

Als negativ erwiesen sich nach der ersten Murgangsaison folgende konstruktive Details:

- Der relativ klein gewählte Basisdurchlass verfüllte die Barriere mit einem Geschiebeereignis vor dem ersten “echten” Murgang der Saison. Für die Auslösung der Messtechnik war das Signal der Geophone zu schwach (siehe Abschnitt 4.2.3.1). Deshalb existieren vom Auffüllprozess keine Messwerte (siehe Abschnitt 4.5).
- Das Flügelseil wurde durch seinen Umlenkpunkt am oberen Anker bei einem Überströmereignis durch Querdruck belastet. Zudem waren die Bremsen des Flügelseils nach der Umlenkung angeordnet, wodurch sie sich nicht richtig längen konnten. Das Flügelseil riss nach dem ersten Überströmvorgang.

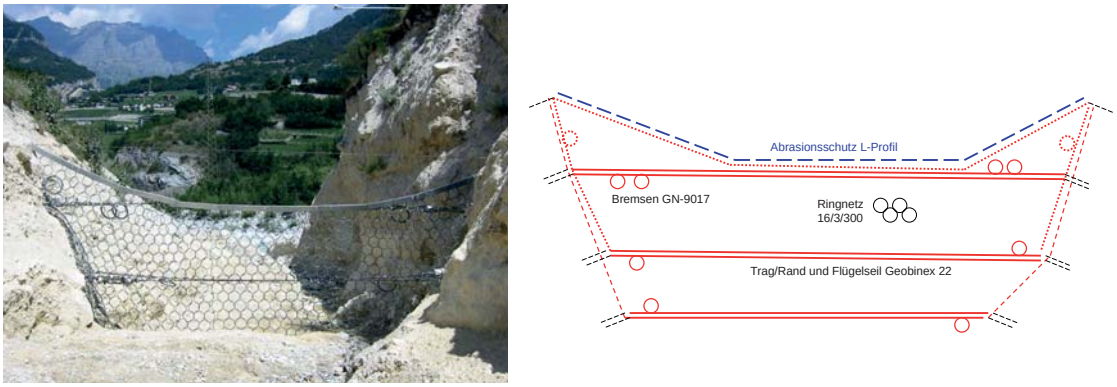


Abbildung 4.12: Barrierenlayout 2005: Doppelte Tragseilführung oben, in der Mitte und unten. Das Flügelseil ist gepunktet dargestellt, das Randseil gestrichelt

- Der Abrasionsschutz als L-Profil verdrehte sich nach dem ersten Überströmen, wodurch der Tragseilschutz an manchen Stellen nicht mehr gewährleistet war. Zudem entstanden durch die verdrehten L-Profile Zwangskanten, die auf das Tragseil drückten. Es musste ein umlaufender Abrasionsschutz, der in sich zusammenhängt, entwickelt werden. Zudem wurde die Grösse der L-Profile bei den nachfolgenden Sperren vergrössert und den Anforderungen angepasst.
- Die Verformungsfigur der Sperre 05 war durch die Zwangsstelle des mittleren Tragseils optisch und aus lastabtragender Sicht nicht effizient ausgebildet, weshalb man im Sperrendesign 2006 versuchte, auf die mittleren Tragseile zu verzichten. Es bildete sich ein sogenannter Doppelbauch aus, wobei der obere Bauch über den unteren hinauskragte (siehe Abb. 4.13). Dies war für die Lastabtragung nicht optimal (siehe auch Abschnitt 7.3.6).



Abbildung 4.13: Gefüllte Barriere 2005: Übersicht (links) und Verformungsfigur als Doppelbauch (rechts)

4.3.2 Barriere 2006

Es wurden die verbesserungsfähigen Punkte aus den Erfahrungen der Feldbarriere 2005 weitgehend optimiert. Das Tragsystem der Sperre 2006 bildeten oben und unten je zwei Tragseile mit oben auf einer Seite je zwei Bremsen und in den unteren Tragseilen mit je nur einer Bremse. Zusätzlich wurden statt dem mittleren Tragseil 8 sog. Dimoelemente angeordnet, die symbolisch wie Finger in das Netz greifen. Unter Dimoelemente versteht man schwache Bremselemente, die unter leichter Lasteinwirkung ansprechen und direkt vom Ringnetz zu einem Fixpunkt (Anker) geführt werden. Es werden für Dimoelemente Bremsen vom Typ GS-8002 verwendet, welche eine geringe Ansprechlast haben. Das Flügelseil wurde ohne Umlenkpunkt am obersten Anker, mit einer Bremse je Seite, direkt zum gegenüber liegenden Anker geführt (siehe Abb. 4.14). Das Randseil lief jeweils vom untersten zum obersten Anker auf beiden Seiten. Der Abrasionsschutz wurde verstärkt, indem ein grösseres L-Profil gewählt wurde, das zudem miteinander von Profil zu Profil verschäkelt wurde (siehe auch Abschnitt 3.2.2.6). Dadurch wird das Verdrehen der Profile untereinander und ein Auseinanderrutschen verhindert. Die Befestigungschäkel, die das obere Tragseil umgreifen, wurden vergrössert, um Pressungen und Zwangspunkte am oberen Tragseil vermeiden zu können.
Der Basisdurchlass wurde mit 0.5 m Höhe im Vergleich zum Vorjahr wesentlich vergrössert.

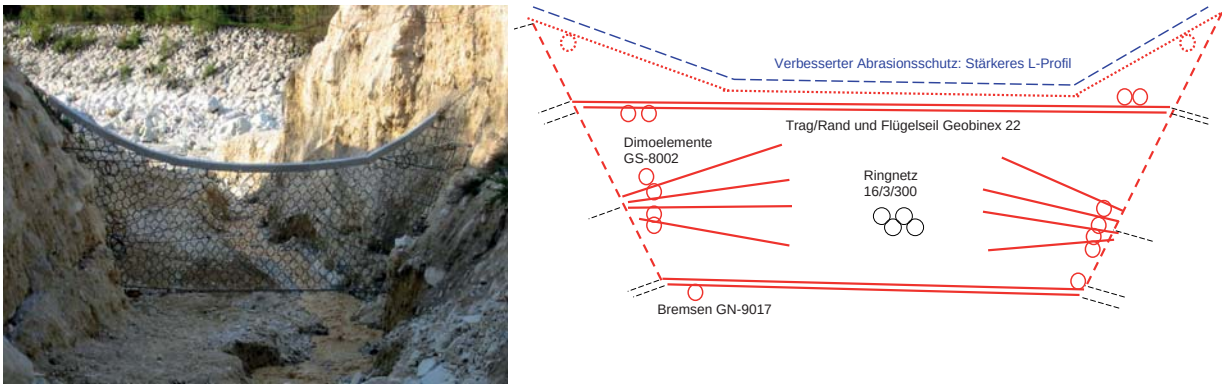


Abbildung 4.14: Barrierenlayout 2006: Doppelte Tragseilführung oben und unten, Flügelseil gepunktet, Randseil gestrichelt dargestellt

Es ergaben sich folgende weitere Erkenntnisse:

- Die Seilführung der Sperre 2006 erbrachte die Erkenntnis, dass die Bremselemente an jedem Tragseil auf jeder Seite anzuordnen sind, da sonst die wirkenden Kräfte vom Belastungspunkt bis zur nächsten Bremse über die ganze Seillänge übertragen werden müssen. Besser eine Bremse auf jeder Seite des Tragseils als zwei Bremsen in Serie auf einer Seite.
- Bremselemente des unteren Tragseils müssen unbedingt bei der Montage an das

Ringnetz nach oben fixiert werden, da sich sonst beim Unterströmen der Barriere bereits Steine in den Bremselementen verkeilen und dadurch die Bremsen blockieren können.

- Die ins Netz greifenden Dimoelemente wurden während des Füllprozesses nicht gezogen. Sie verursachten des Weiteren starke Ringnetzdeformationen, wodurch Zwangspunkte innerhalb der Barriere auftraten. Der Einsatz von Dimoelementen bei Murgangbarrieren erwies sich somit als nicht sinnvoll.
- Der Abrasionsschutz eignete sich durch das grössere L-Profil sehr gut. Die Profildicke wurde um 3 mm vergrössert, wodurch er sich nicht mehr so stark verformte. Diese Blechverstärkung der Abrasionsprofile dient auch gleichzeitig als Korrosionsschutz, da die Zink-Beschichtung der Profile nach einem Überströmvorgang abgetragen ist (siehe Abschnitt 8.4). Durch die Verschäkelung der einzelnen Profile untereinander wird das Verdrehen und Auseinanderrutschen verhindert und ein gleichmässiger Schutz des oberen Tragseils gewährleistet. Die grösseren Befestigungsschäkel sind auch für den Verlauf des oberen Tragseils und den des Flügelseils von Vorteil, da es dadurch zu einer gleichmässigen Anordnung der Abrasionsprofile ohne Zwangspunkte entlang des Seilverlaufes kommt.
- Die Verformungsfigur ohne mittleres Tragseil stellte sich gleichmässig entsprechend des auftretenden Murgangdruckes beim Füllprozess ein (siehe Abb. 4.15).
- Es wurde zum ersten Mal zur Mitte der Murgangsaison im August beobachtet, dass der Abfluss der Barriere nicht über diese erfolgte, sondern dass das Wasser vor dem Überfall versickerte und am Fusse der Barriere wieder austrat (siehe Abb. 4.15 rechts). Dieser Effekt stellte sich aber nur kurz bei sehr wenig Abfluss im Illbach ein.



Abbildung 4.15: Barriere 2006 nach dem Füllereignis (links) und neuer Abflussweg durch Versickerung im August 2006 (rechts)

4.3.3 Barriere 2007

Das Design der Sperre 2007 ist aus der Formfindung heraus entstanden (siehe Abbschnitt 7.3.6). Es wurden die Anker des oberen Tragseils einen Meter in Fliessrichtung weiter vorne gesetzt. Die vorgezogene Ankerposition soll bewirken, dass der Bauch der Barriere im gefüllten Zustand im oberen Bereich weiter nach vorne wandert. Die vorgelagerte Überfallkrone der Barriere hätte zur Folge, dass das Wasser nicht über das Ringnetz abläuft (siehe Abb. 7.33 in Kapitel 7.3). Die Korrosion am Ringnetz kann so durch die Formgebung vermindert werden.
Der Seilverlauf der oberen Tragseile wird dem des früheren Flügelseils angepasst und an der Stelle der oberen Tragseile befindet sich nur noch ein waagrecht verlaufendes Tragseil. Diese Seilführung wurde auf Grund der grossen Traglast im Flügelseil (siehe Messwerte 4.5.2) gewählt. Des Weiteren wurde zur Kontrolle der Verformungsfigur in Fliessrichtung ein mittleres Hilfsseil (gepunktet dargestellt in Abb. 4.16) neu eingeführt. Es übernimmt jedoch keine tragende Funktion.

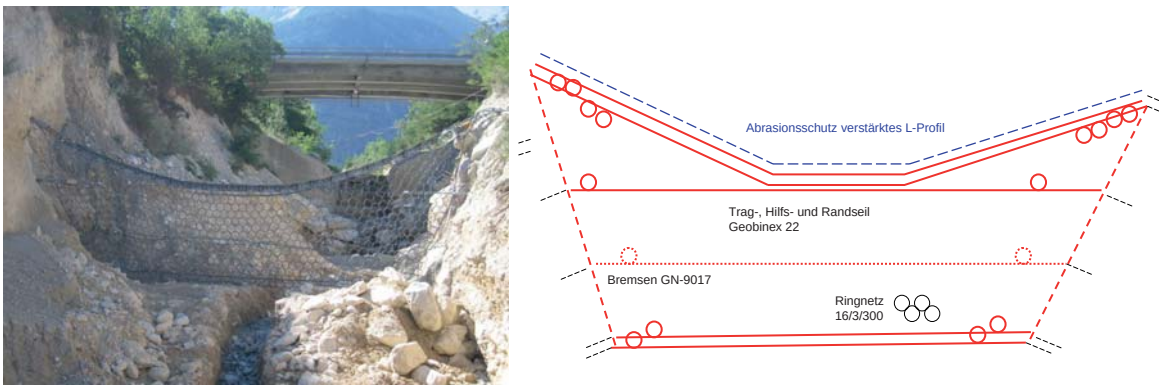


Abbildung 4.16: Barrierenlayout 2007: Doppelte Tragseilführung oben und unten, mittleres Hilfsseil gepunktet, Randseil gestrichelt dargestellt

Auf Grund der Sohlenänderung 2007 des Illgrabens durch ein Hochwasserereignis stellte sich ein relativ grosser Basisdurchlass von über 1 m ein. Um ein Anschlagen des Murgangs am Netz und damit ein Auffüllen des Netzes zu garantieren, sind im Freiraum 70 cm grosse Ringe zusätzlich befestigt worden (siehe Abb. 4.17).

Während der bisherigen Standzeit der Barriere 2007 gab es keinen Murgang. Deshalb sind keine Aussagen über Vor- und Nachteile des Sperrenentwurfs 07 innerhalb dieser Arbeit möglich.



Abbildung 4.17: Durch Hochwasser vergrösserter Basisdurchlass (links) und Folgemassnahme an der Barriere durch zusätzliche Ringe mit einem Durchmesser von 0.7 m (rechts)

4.4 Messergebnisse Murgangwaage und Scherwand

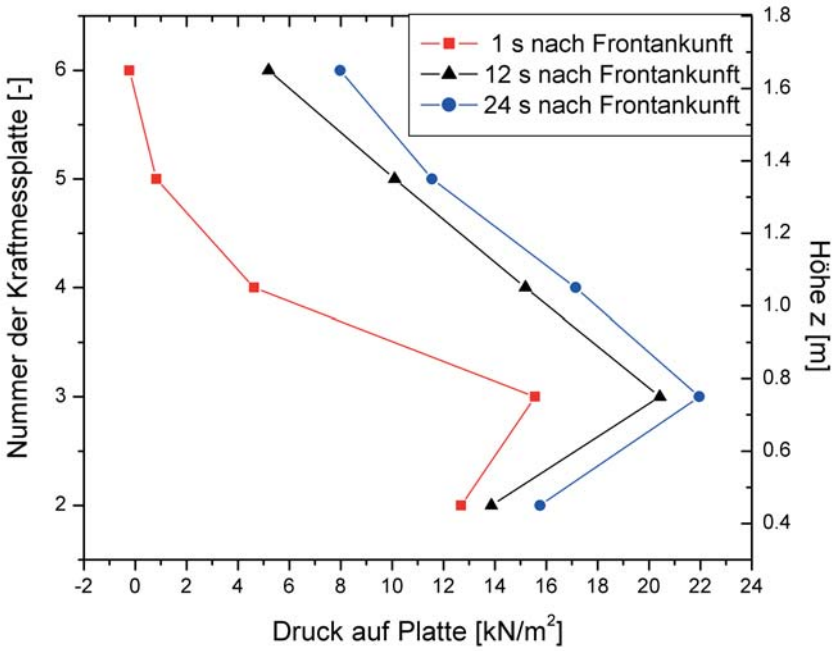


Abbildung 4.18: Druckprofile zu unterschiedlichen Zeiten während des Murganges am 3. Oktober 2006. Die y-Achse bildet die Nummer der Messzelle über die Höhe ab. Der Wert 6 auf der y-Achse stellt die oberste Zelle dar, der Wert 2 die 2. unterste Zelle

Bei den Messdaten der Scherwand soll nur auf die in der Arbeit relevanten Ergebnisse der Kraftmessplatten eingegangen werden. Die Daten der Geophone werden nicht im Rahmen dieser Arbeit behandelt. In Abb. 4.18 sind Messwerte zu bestimmten Zeiten des Ereignisses vom 3. Oktober aufgetragen.
Die Zelle Nr. 1 ist ausgefallen, da sie bereits zu Beginn des Murgangs verlandet war. Auch die Werte der Zelle 2 liegen niedriger als die Messwerte der Zelle 3. Dies deutet ebenfalls auf eine teilweise Verlandung von Zelle 2 hin. Die erste Druckverteilungskurve eine Sekunde nach Ankunft der Front sieht hyperbolisch aus. Dies deutet darauf hin, dass vor Zelle 2 noch nicht viel Material abgelagert wurde, denn die Messwerte der Zelle 2 und Zelle 3 liegen noch relativ nahe beieinander. Die Fliesshöhe ist gerade im Ansteigen, d.h. die oberste Zelle 6 war noch gar nicht beeinflusst (siehe Abb. 4.19). Die Front dauerte ungefähr 8 *s* gemäss Videoaufzeichnung, danach folgt ein optisch eher schlammig wirkender Teil des Murgangs. Die Druckverteilung 12 s nach Frontankunft ist bis auf die verlandeten Messzellen 1 und 2 hydrostatisch. Dies deutet auf eine homogene Vermischung der Feststoffe mit der flüssigen Phase hin, was auch das Video bestätigt. Es zeigt zu diesem Zeitpunkt eine einheitlich breiige, homogene Flüssigkeit. Gleiches gilt für den Zeitpunkt 24 *s* nach der Frontankunft. Hier sind die Druckwerte noch etwas höher als zum Zeitpunkt 12 *s*, da die Fliesshöhe noch etwas angestiegen ist (siehe Abb. 4.19). Jetzt wird auch die Zelle 6 belastet. Nehmen wir die Daten der Murgangwaage (Abschnitt 4.2.2) mit dazu, so messen wir zum Zeitpunkt von 24 *s* nach Murgangbeginn eine Dichte von ungefähr

2100 kg/m^3. Die Fliesshöhe zu diesem Zeitpunkt liegt bei knapp 1.3 m. Bei einer auch im unteren Bereich angenommenen hydrostatischen Druckverteilung ergäbe sich dann an Zelle 1 eine Belastung von $2100 \cdot 1.3 \cdot 9.81 = 26.8\ kN/m^2$. Zum Zeitpunkt 24 s nach Frontankunft kann dieser Wert durch die Normalkraftmessung an der Waage bestätigt werden (siehe Abb. 4.19).
Messdaten der Waage zu diesem Ereignis sind in Abbilung 4.19 für die ersten 140 s abgebildet. Ein Punkt in der Dichtekurve mit knapp 3000 kg/m^3 wird als ein Ausreisserwert angenommen, der vermutlich auf die kleine Zeitverzögerung des Lasermessgerätes im Vergleich zur Kraftmessung zurückzuführen ist. Zu Beginn des Ereignisses zeigt sich eine Dichte von knapp 2100 kg/m^3, was auf eine granulare Front schliessen lässt. Diese These bestätigt auch die Videoaufnahme. Die Dauer der Front beträgt anhand der Videodaten gut 8 s, danach folgte der gut vermischte, optisch eher schlammig wirkende hintere Teil des Murgangs. Die Dichtekurve nimmt deshalb langsam ab.

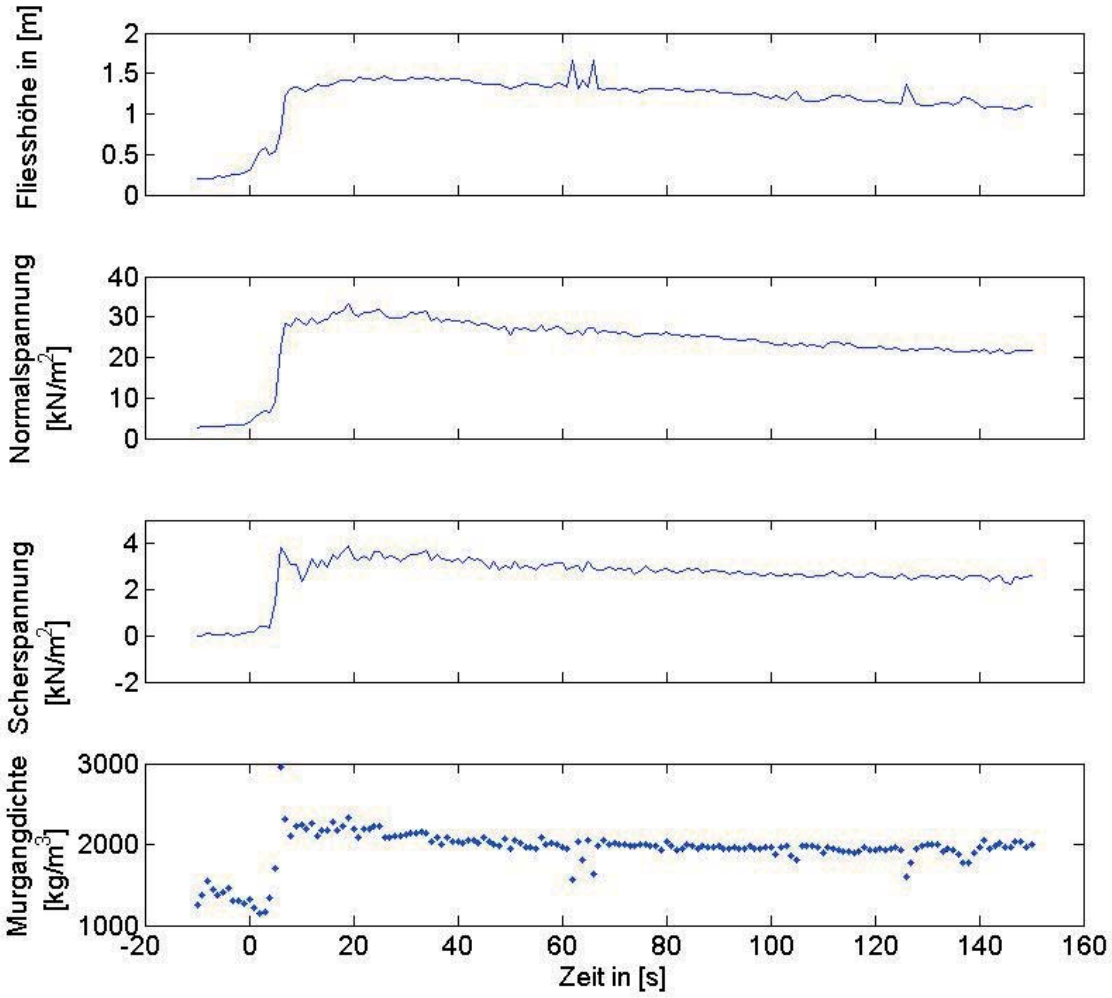


Abbildung 4.19: Messergebnisse und abgeleitete Grössen der Murgangwaage während des Ereignisses am 3. Oktober 2006

4.4.1 Energiebilanzen

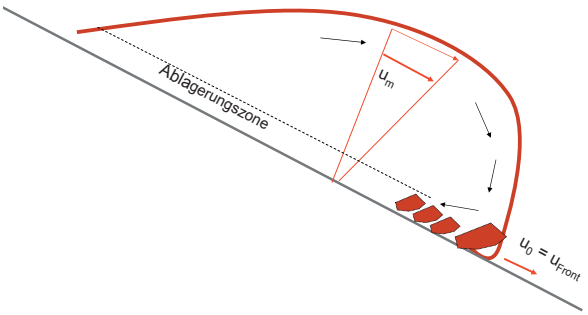


Abbildung 4.20: Murgangfront mit mittlerer Geschwindigkeit u_m und Frontgeschwindigkeit u_{front}

Anhand der Messwerte und abgeleiteten Grössen an der Murgangwaage kann eine Energiebilanz nach Abschnitt 2.2.3 aufgestellt werden. Es werden die ersten beiden Minuten des Murgangs betrachtet. Der Beschleunigungsterm $a(t)$ nach Gleichung 2.31 wird mit zusätzlicher Berücksichtigung der Kraftkomponente aus dem Druckterm berechnet zu

$$a(t) = g(\sin\Theta - \mu\cos\Theta - \underbrace{\frac{\partial h}{\partial x}\cos\Theta}_{Druckgradient}) \tag{4.1}$$

mit $\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{dt}{dx}\frac{dh}{dt} = \frac{1}{u_0}\frac{dh}{dt}$. x ist die Strecke in Fliessrichtung, Θ der Neigungswinkel des Gerinnes und u_0 die mittleren Geschwindigkeit. $\frac{dh}{dt}$ kann mittels zentralem Differenzenquotienten aus den Messwerten bestimmt werden. Die mittlere Geschwindigkeit des Murgangs wurde anhand der Geophondurchgänge zu $u_0 = u_{front} = 1.6\ m/s$ nach Tab. 4.1 bestimmt.
Die Gerinneneigung Θ oberhalb der Waage beträgt nach Vermessung ungefähr 6 °. Die Beschleunigungskurve $a(t)$ ist in Abb. 4.21 dargestellt. Die Beschleunigung $a(t)$ ist im Frontbereich immer positiv. Nach dem Frontdurchgang ab dem Zeitpunkt $t = 10\ s$ liegt ein nahezu gleichförmig stationärer Zustand vor, die Beschleunigung $a(t)$ ist ungefähr null d.h. die abtreibende Komponente der Hangabtriebskraft liegt mit der Reibungskomponente im Gleichgewicht. Der Reibungskoeffizient $\mu = \tau/\sigma$ steigt ebenfalls in der Front kurz auf 0.2 an, ehe er einen konstanten Wert von 0.11 nach dem Frontdurchgang erreicht (Abb. 4.21). Aus $\mu = konst.$ kann die Gerinneneigung berechnet werden zu $\Theta = \arctan 0.11 = 6.2$ °. Daraus folgt $\mu \approx \tan\Theta$ wodurch der stationäre Fliesszustand ebenfalls bestätigt wird. Eine detaillierte Analyse der variablen Reibungskomponente μ für weitere Feldereignisse im Illgraben ist in [62] gegeben. Die variable Reibungskomponente μ bestätigt sich auch bei den Modellversuchen in Abschnitt 5.4.1.1.

Integriert man die Beschleunigungskurve $a(t)$ an jeder Stelle über die Zeit t, ergibt sich

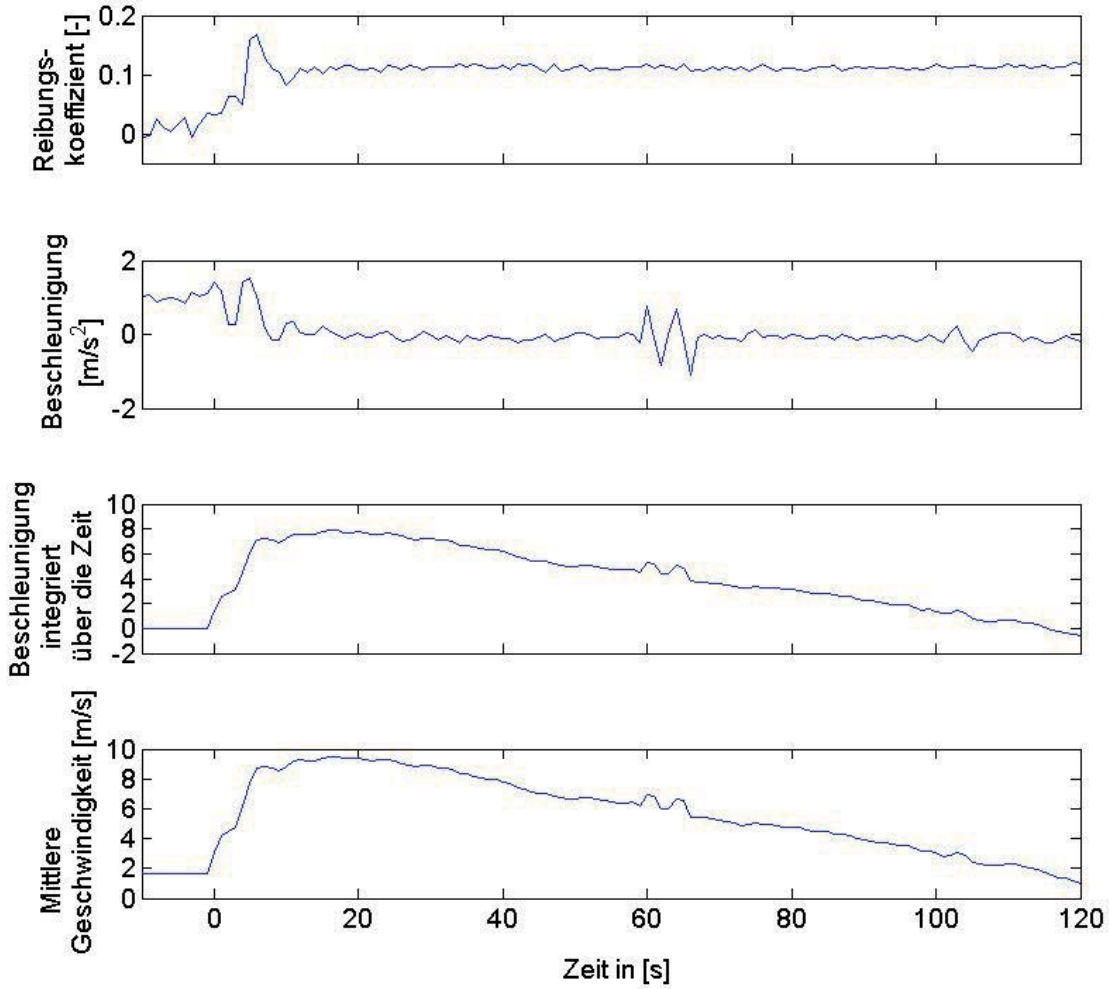


Abbildung 4.21: Bewegung der Murgangfront: Beschleunigung a, a integriert über die Zeit und mittlere Geschwindigkeit u_m

$a(t)dt$ (Abb. 4.21). Aus dieser kann jetzt die mittlere Geschwindigkeit u_m nach Gleichung 2.32 berechnet werden (Abb. 4.21). Die mittlere Geschwindigkeit u_m steigt im Frontbereich sehr schnell an und liegt um das Vierfache höher als die gemessene mittlere Frontgeschwindigkeit u_{front}. Bartelt et. al [5] nimmt an, dass die mittlere Frontgeschwindigkeit u_{front} nahe an der Scherfläche liegt. Die wesentlich höhere Geschwindigkeit u_m in z-Richtung weiter oben deutet auf einen grossen Schergradienten im Geschwindigkeitsprofil der Murgangfront hin und begründet die walzenförmige Fortbewegung der Front. Das untere Material bleibt durch die Rauhigkeit am Boden fast stehen und das Material von oben schiebt sich vorne an der Front wieder nach unten (siehe Abb. 4.20).

Abb. 4.22 zeigt in der ersten Kurve die Änderungsrate $\dot{K}$ der kinetischen Energie nach Gleichung 2.26. Sie zeigt während der Front einen Anstieg bis zu einem Maximalwert, wobei sie danach relativ schnell auf null abfällt, d.h. es liegt keine Änderung der kinetischen Energie mehr vor ($\dot{K} = 0$). Die Bewegung des Murgangs ist ab diesem

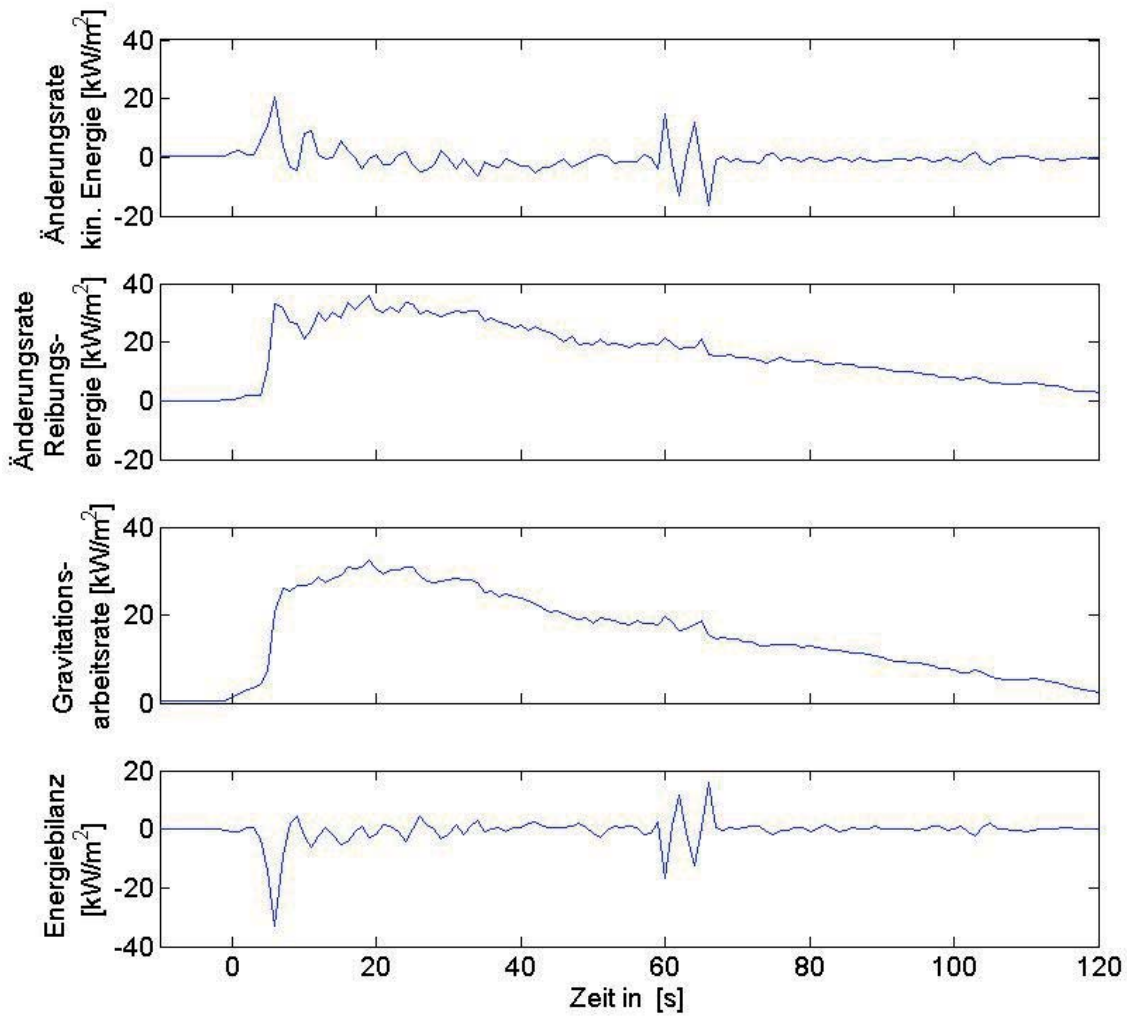


Abbildung 4.22: Arbeitsraten $\dot{K}$, $\dot{W}_g$ und $\dot{W}_b$ eines Murgangs und deren Gesamtbilanz

Zeitpunkt stationär gleichförmig.
In der zweiten Kurve von oben in Abb. 4.22 ist die Arbeitsrate der Reibungsenergie $\dot{W}_b$ nach Gleichung 2.28 dargestellt. Diese steigt ebenfalls während der Front auf einen Maximalwert an, ehe sie kurz nach der Front, während des Gleichgewichtszustandes, ca. 20 s bei diesem Wert verharrt und dann wieder langsam zurückgeht. Einen ähnlichen Kurvenverlauf zeigt die Gravitationsarbeitsrate $\dot{W}_g$.
Die Gesamtbilanz obiger Energieraten ergibt nach Gleichung 2.29 den erwarteten Nullwert (siehe vierte Kurve in Abb. 4.22). Nur im Bereich der Front liegt eine Unstetigkeit vor. Diese Unstetigkeit setzt sich aus der positiven Änderungsrate der kinetischen Energie im Frontbereich fort.

Zum Zeitpunkt $t = 60\ s$ zeigt sich in fast allen Fliessparametern eine Unstetigkeit. Die Unstetigkeit tritt als erstes in der Fliesshöhe h_{fl} auf und setzt sich dann in der Dichte ρ, der Beschleunigung $a(t)$, in der Geschwindigkeit u_m und letztendlich in den Energieeinträgen



Abbildung 4.23: Grosser Stein walzt sich über die Murgangwaage. Die Bilder wurden aus der Videoaufnahme vom 3. Oktober 2006 zu verschiedenen Zeitpunkten digitalisiert

fort. Hier ist auf dem Video ein sehr grosser Stein von mehreren Tonnen sichtbar, der sich ca. 60 s nach Frontbeginn durch walzende Bewegung im sonst homogenen Murgangstrom zeigt (siehe Abb. 4.23).

4.5 Messergebnisse der Testbarrieren

Eine Übersicht über die einzelnen Murgänge im Illgraben innerhalb der Projektdauer ist zu Beginn des Kapitels in Tabelle 4.1 ausgearbeitet. Im Rahmen dieses Unterkapitels werden die auftretenden Murgänge jetzt nach **Füllereignis** und **Überströmereignis** untergliedert, um jeweils die Einwirkung des Murgangs auf die Barriere aufzuzeigen. Gemessene Füllereignisse gab es nur in der Murgangsaison 2006, da auf Grund des Hochwasserereignisses 2005 kein Geophonsignal zur Aktivierung der Messtechnik erfolgte und die Barriere somit ohne Messwerte verfüllt wurde.

4.5.1 Messwerte Füllereignis 2006

Beim Füllereignis am 18. Mai 2006 (siehe Tab. 4.1) erreichte um 18:40 Uhr ein wässriger Murgang mit einer Dichte von 1600 kg/m^3 und einer Fliessgeschwingigkeit von $u_{front} = 3\ m/s$ die Barriere. Es wurden wenig grosse Blöcke in der Frontwelle transportiert, wodurch es 7 min lang zu keiner Verklausung des Netzes kam, und der mehr einem Hochwasser ähnelnde Abfluss unter dem Netz durchfloss. Erst zum Zeitpunkt 18:47 Uhr kam es zu einer Verklausung an den unteren Tragseilen und zu einem sehr langsamen Auffüllprozess von mehr als 90 s Dauer (siehe Abb. 4.24). Das Festmaterial wird auf der Videoaufnahme deutlich erkennbar hinter der Barriere zurückgehalten und das Wasser strömt vorne durch das Ringnetz. Die Belastung der unteren Tragseile ist beim Auffüllprozess mit knapp 230 kN wesentlich höher als die Belastung der oberen Tragseile, die bei max. 150 kN liegt. Nicht dargestellt in Abb. 4.24 ist die Belastung im Flügelseil, dessen Maximalwert bei 160 kN während des Füllprozesses liegt. In Abb. 4.24 erkennt man zusätzlich jeweils kurzfristige Belastungsabfälle bzw. Kraftreduktionen, welche auf die plötzlichen Längungen der Bremsen zurückzuführen sind. Die Messwerte des Lasers messen zum Zeitpunkt vor der Verklausung die Fliesshöhe h_{fl} des Murgangs, nach der Verklausung die Füllstandshöhe h_b. Die Fliesshöhe lag in der ersten Welle vor dem Auffüllen

bei knapp 1 m.

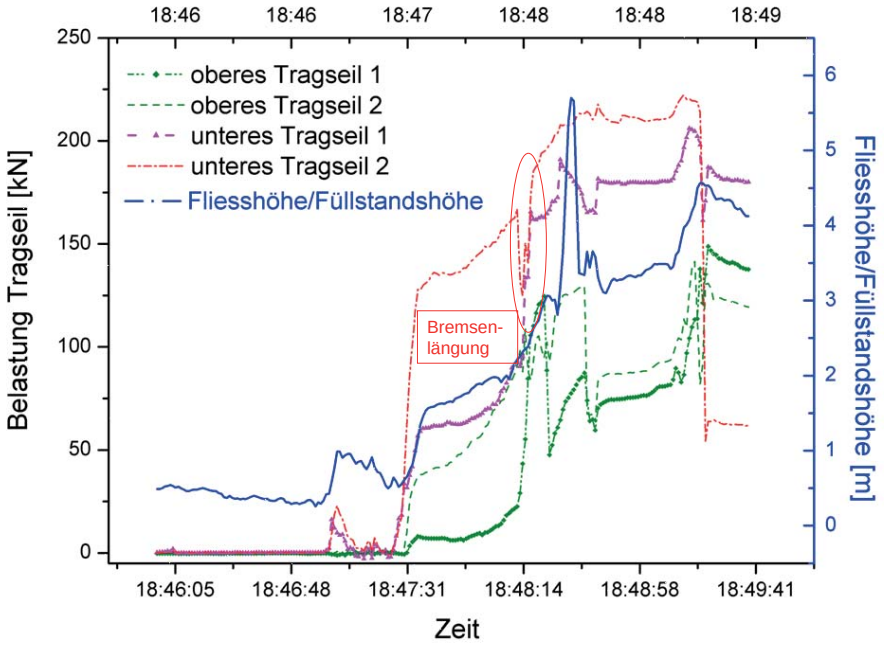


Abbildung 4.24: Gemessene Kräfte in den unteren und oberen Tragseilen F_{Seil} beim Füllereignis 2006. Auf der rechten y-Achse ist die Fliesshöhe dargestellt

Die entsprechenden Daten der Murgangwaage sind in Abb. 4.25 gezeigt. Der Beginn des Auffüllprozesses lag an der Waage bei $t = 230\ s$. Auch in den Messdaten der Waage ist eine grössere Murgangwelle mit einer Fliesshöhe von knapp 1.5 m erkennbar. Die Daten der Waage sind vor allem für den Lastfall des Überströmens in Abschnitt 6.3.4.5 relevant. Dort wirken dann direkt Schubspannung τ und Normalspannung σ aus den gemessenen Daten der Waage auf die gefüllte Barriere ein.
Auf das Rückhaltevolumen wird in Abschnitt 4.5.3 im Rahmen der Vermessungsdaten eingegangen.

4.5.2 Messwerte Überströmereignis 2005, 2006

Die verfüllten Murgangsperren wurden mehrere Male durch Murgänge überströmt. Da die Ereignisse jeweils ähnliche Messdaten lieferten, soll im Rahmen dieser Arbeit nur ein Überströmereignis pro Murgangsaison näher aufgezeigt werden. Für das Sperrenlayout 2005 werden die Überströmkräfte des Ereignisses am 2. August betrachtet (siehe Abb. 4.26).
Nach Tab. 4.1 handelt es sich um einen granularen Murgang mit einer Dichte von 2100 kg/m^3 und einer max. Fliesshöhe von rund 1 m. Die Fliessgeschwindigkeit lag mit 6 m/s im Vergleich zu anderen Illgrabenereignissen relativ hoch. Eine der Messzellen der unteren Tragseile ist auf Grund eines technischen Defekts ausgefallen. Der Messwert der anderen Messzelle im unteren Tragseil ist mit 45 kN sehr klein, da die Barriere nach dem letzten Ereignis im unteren Bereich eingestaut wurde. Die mittleren Tragseile wurden während des Überströmens mit 10 kN mehr belastet. Die oberen Tragseile sind direkt

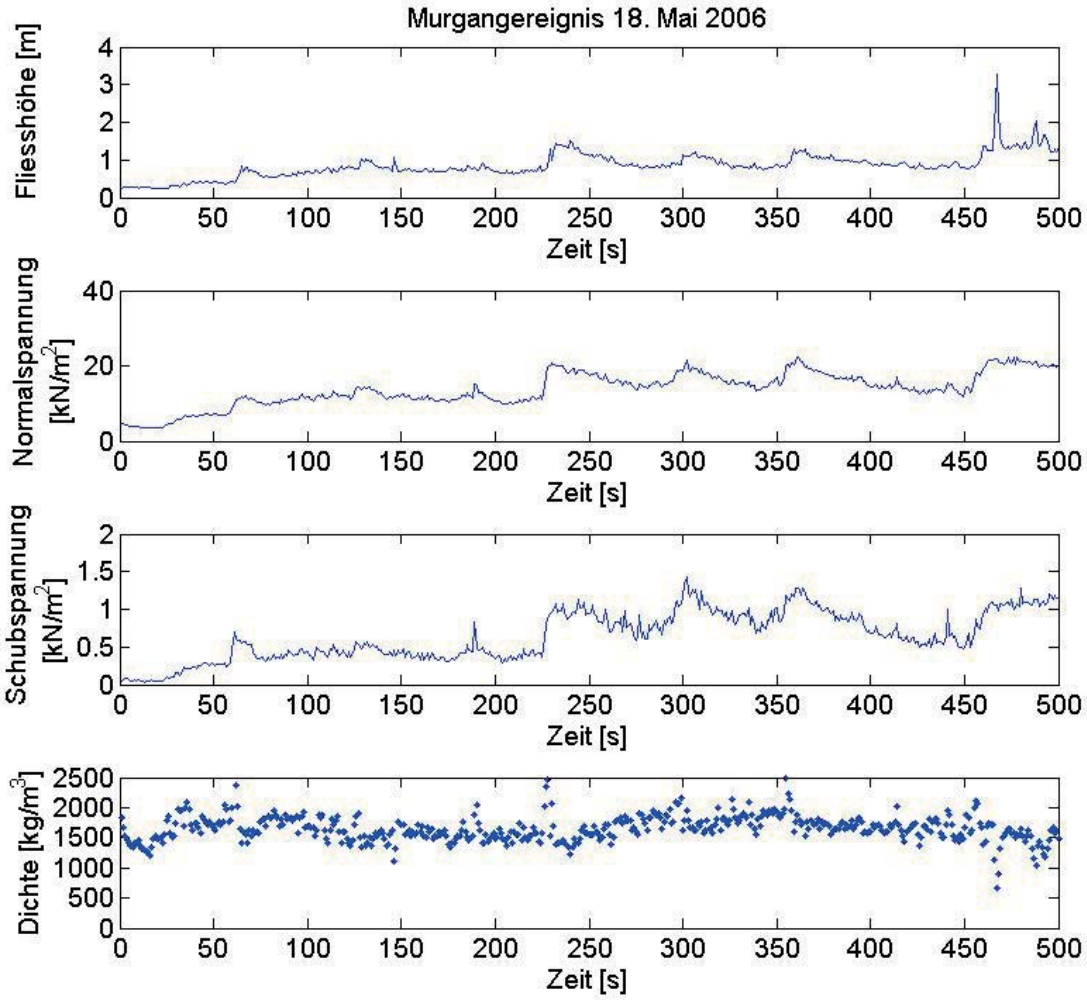


Abbildung 4.25: Messergebnisse an der Murgangwaage vom 18. Mai 2006

wegen des Murgangprozesses durch die Auflast σ und die Scherkraft τ des Murgangs belastet. Ihr Lastniveau änderte sich dadurch um knapp 20 kN. Zum Zeitpunkt 13:50:25 Uhr wurde ein grosser Stein mit circa 1 m Durchmesser mitgeführt, welcher sich durch eine Lasterhöhung in den oberen Tragseilen und bei der gemessenen Fliesshöhe h_{fl} zeigt. Zeitgleich konnte dieser Block auch in den Videoaufnahmen erkannt werden.

Ein weiteres Überströmereignis ereignete sich in der Murgangsaison 2006 am 27. Juni (siehe Tab. 4.1). Es war ebenfalls ein Murgang mit einer granularen Front der Dichte 2000 kg/m^3. Die Fliesshöhe betrug 2.7 m und war eher überdurchschnittlich. Der Lastanstieg während der Front lag bei den unteren Tragseilen bei 30 kN und bei den oberen Tragseilen, die direkt beeinflusst wurden, bei 100 kN. Das Flügelseil erfuhr einen grossen Lastanstieg mit einer Lastspitze von knapp über 200 kN (siehe Abb. 4.27). Da das Flügelseil immer mit einer Klemme an den oberen Tragseilen befestigt wurde, bekam eines der oberen Tragseile durch die grosse Überströmbelastung Zwängungen und Querdruck. Die eingeleitete Querkraftkomponente des befestigten Flügelseils war zu gross. Dies entstand

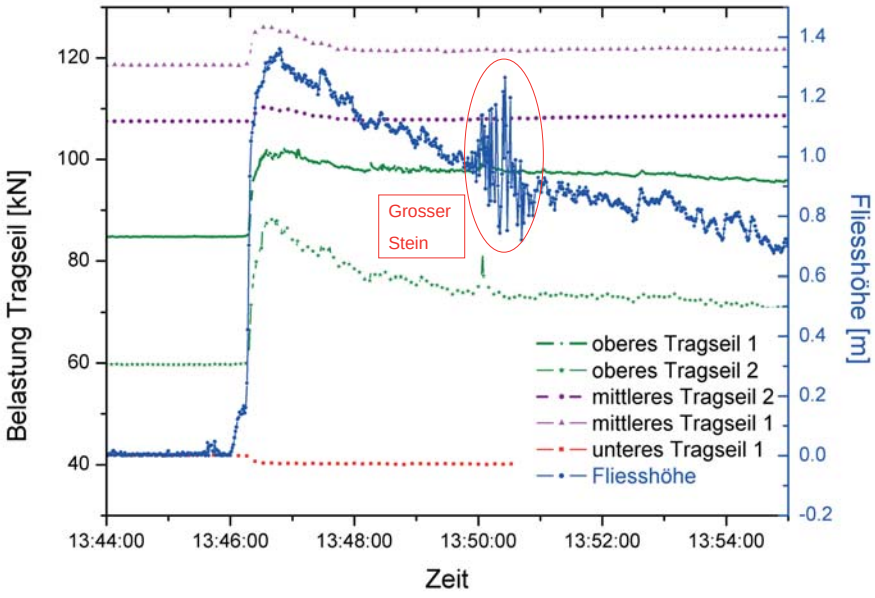


Abbildung 4.26: Gemessene Kräfte in den Tragseilen F_{Seil} beim Überströmereignis am 2. August 2005. Auf der rechten Achse ist die Fliesshöhe abgebildet

dadurch, dass sich beim Flügelseil die Bremsen auf beiden Seiten des Seils längen konnten, wohingegen bei den oberen Tragseilen es jeweils nur Bremsen an einem Seilende gab. Dadurch entwickelte sich am anderen Seilende auf Grund der fehlenden Möglichkeit der Bremsenlängung und der Querzugkomponente des befestigten Flügelseiles ein Querdruck und eines der oberen Tragseile riss bei einem Lastniveau von 200 kN. Die zusätzlich zur Normalkraftkomponente herrschende Querdruckkomponente erhöht die Vergleichsspannung im Tragseil und somit wird die aufnehmbare Bruchkraft schneller erreicht, obwohl die eigentliche Bruchlast aus Normalkraftbelastung noch gar nicht eingetreten ist.

4.5.3 Geometrie und Rückhaltevolumen der Barrieren

Um die geometrischen Daten des Netzes zu bestimmen, wurde das Bachbett oberhalb der Barriere einmal vor und einmal nach dem Füllereignis vermessen. Dabei wurden zwischen 5´000-10´000 Punkte aufgezeichnet. Anhand der beiden Messungen kann nun in ArcGis[4] im dreidimensionalen Geländemodell das Differenzvolumen bestimmt werden, das gleichzeitig dem Rückhaltevolumen entspricht. Für das Füllereignis am 18. Mai 06 wurde so das zurückgehaltene Volumen $V_r = 960\ m^3$ ermittelt (siehe Abb. 4.28).

Unter dem wasserbaulichen Gesichtspunkt bildet des Weiteren die sich einstellende Sohlenneigung im gefüllten Zustand der Barriere eine interessante Untersuchungskomponente. Einen Überblick über die Veränderung der Sohlenlage zwischen der Erstinstallation einer Barriere 2005 und Mai 2006 vor und nach der Füllung, gibt Abb. 4.29.

[4]Kommerzielle Software zur Darstellung von Geoinformationen: http://www.esri.com/software/arcgis

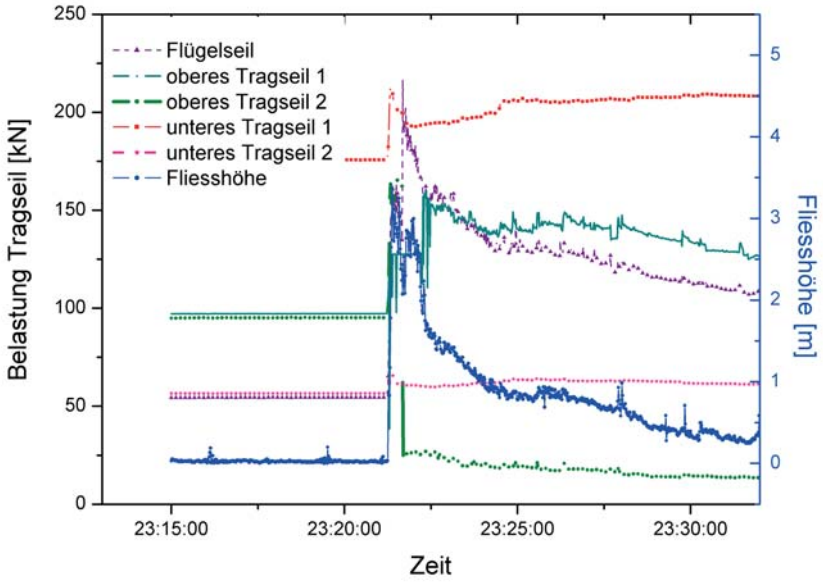


Abbildung 4.27: Gemessene Kräfte in den Tragseilen F_{Seil} beim Überströmereignis am 27. Juni 2006. Auf der rechten y-Achse ist die Fliesshöhe dargestellt

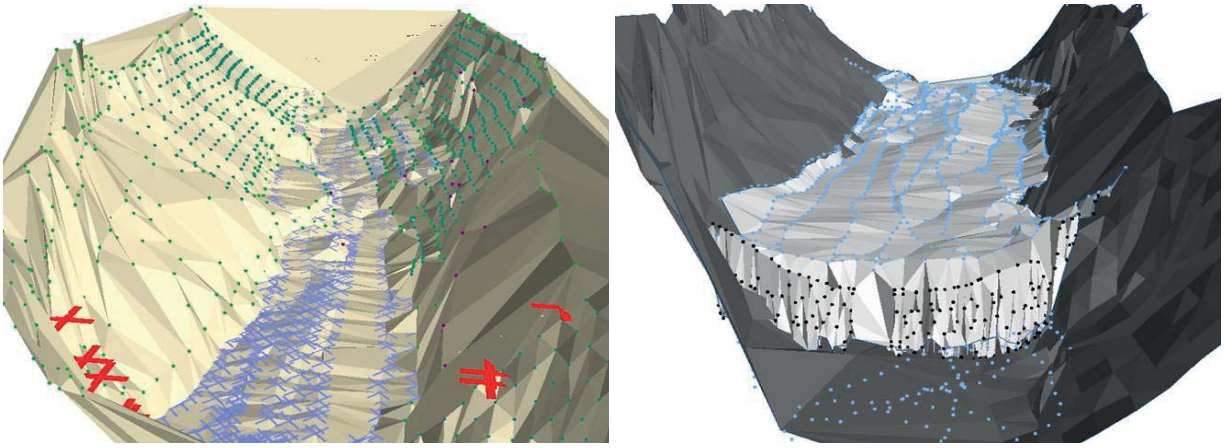


Abbildung 4.28: 3-D Geländemodell des leeren Bachbettes mit den eingemessenen Ankerpunkten der Barriere als Kreuze markiert (links) und 3-D Modell der gefüllten Barriere und vermessene Netzpunkte (rechts)

Es zeigt sich eine deutliche Abflachung der Sohle durch die Barriereninstallation im Bachbett, wenn man die Sohlneigungen vor der ersten Barriereninstallation 05 mit der Sohlneigung nach bereits installierter Barriere 06 vergleicht (siehe Abb. 4.29).
Zusätzlich sind für die spätere Dimensionierung die verbleibende Barrierenhöhe nach dem Auffüllprozess h_b' und die Verformung der Barriere in Fliessrichtung f von Interesse. Die Oberkante des Netzes zu unterschiedlichen Zeitpunkten ist in Abb. 4.30 dargestellt. Sie ist abhängig von der Anzahl der Überströmereignisse und deren Intensität sowie der Längung der Bremsen im Flügelseil und in den oberen Tragseilen.

Auch die Maximalverformung des Bauches in Fliessrichtung ist abhängig von der An-

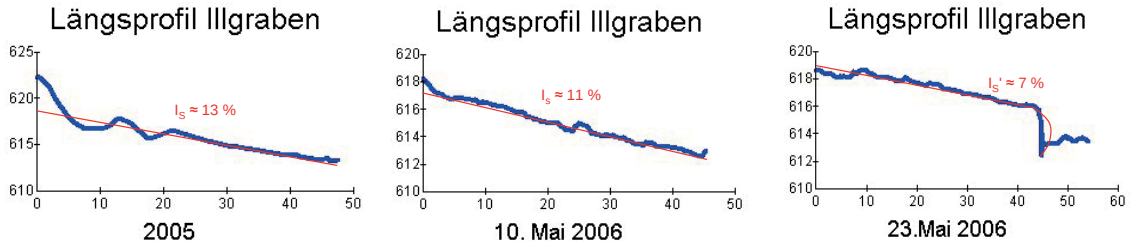


Abbildung 4.29: Sohlneigung vor erster Barriereninstallation 2005 (links), Sohlneigung vor Barriereninstallation 2006 (Mitte) und Sohlneigung mit gefüllter Barriere 2006 (rechts)

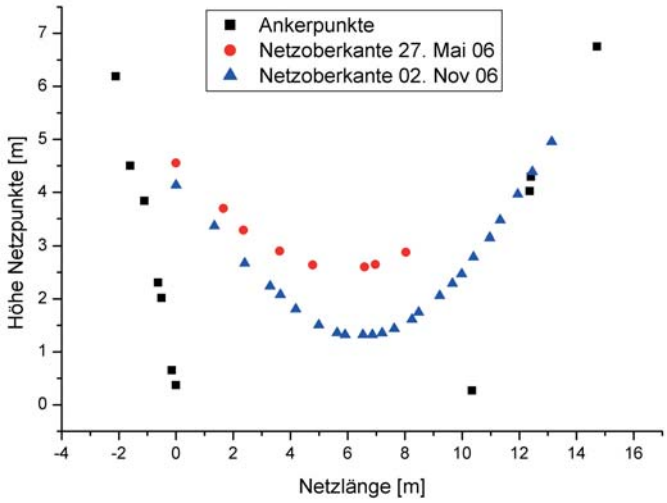


Abbildung 4.30: Netzoberkante im Verhältnis zu den Ankern im Mai 06 nach dem Füllereignis und im Nov. 06 nach mehreren Überströmereignissen

zahl der Überströmvorgänge. Nach dem Füllereignis 2006 lag die max. Verformung in Fliessrichtung bei 2.5 m. Am Ende der Murgangsaison lag die max. Verformung in Fliessrichtung bei 3.25 m. Das bedeutet, solange die Bremsen in den Tragseilen nach dem Auffüllvorgang noch nicht vollständig gezogen sind, verformen sich die Netzsperren bei folgenden Überströmereignissen noch weiter in Fliessrichtung durch die einwirkende Scherbeanspruchung τ des überströmenden Murgangs.
Die Messwerte stützen sich nur auf die Beobachtungsdauer von einer Murgangsaison und einem Auffüllprozess, da keine weiteren Differenzmessungen auf Grund des fehlenden Füllereignisses 2007 mehr erfolgen konnten.

4.6 Analyse und Interpretation

4.6.1 Murgangdaten Beobachtungsstation

Im Laufe der Untersuchungen stelle sich heraus, dass der Standort der Testbarriere im Illgraben eine ideale Wahl darstellte. Die Messinstrumente und die Murgangdaten der schon vorhandenen Murgangbeobachtungsstation bildeten ideale Vorraussetzungen für eine vollständige Murgangauswertung. Es förderte folgende Erkenntnisse zu tage:

- Die Messwerte der Scherwand zeigen einen hyperbolischen Druckverlauf innerhalb der Front und im nachfolgenden, gut vermischten Murgangschwanz einen hydrostatischen Druckverlauf. Die Messwerte des hydrostatischen Druckverlaufes konnten ausserdem an der Waage durch die Auflastmessung zum gleichen Zeitpunkt bestätigt werden.
- Eine genaue Energiebetrachtung der Waagedaten ermöglicht ein Abschätzen der einzelnen Energiebeiträge im Murgangprozess, die beim späteren Lastansatz eine Rolle spielen (siehe Abschnitt 6.2.4).
- Betrachtet man die ganze Messtechnik im Illgraben, können zur weiteren Dimensionierung der Barrieren die Fliesshöhe h_{fl}, die Scherspannung τ, die Normalspannung σ, die mittlere Frontgeschwindigkeit u_{front} und die seitliche Druckverteilung über die Fliesshöhe als direkte Eingangsgrössen gemessen werden. Daraus lassen sich weiter abgeleitete Grössen wie die Dichte ρ, die Beschleunigung a, die mittlere Geschwindigkeit u_m, die Energieänderungsraten der kinetischen Energie $\dot{K}$, Gravitationsenergie $\dot{W}_g$ und der Reibungsenergie $\dot{W}_b$ bestimmen.
- Eine neu entwickelte Messtechnik zur Datenerfassung der Barrierendaten funktioniert fast fehlerfrei und erfasst die zur Barrierenbemessung wichtigen Kenngrössen rund um das Murgangnetz. Es werden die Fliesshöhe h_{fl} direkt vor der Barriere, die Füllstandshöhe h_b der Barriere, die Seilkräfte in der Barriere F_{Seil} und eine Videoaufnahme der Ereignisse aufgezeichnet. Des Weiteren können geometrische Grössen über Vermessungen vor und nach dem Auffüllprozess wie Füllvolumen V_r, die Sohlneigung vor und nach dem Füllprozess I_s und I_s' und die Barrierenhöhe nach dem Auffüllvorgang h_b' bestimmen.

4.6.2 Daten der Testbarriere

Sowohl das Sperrenlayout 2005 als auch das von 2006 konnten unter Beweis stellen, dass das Tragsystem der flexiblen Ringnetzbarrieren als ganzes funktioniert. Es kann ohne Einschränkung einem Murgang standhalten und einen Teil des Murgangstromes zurückhalten. Das Entwässerungsprinizip durch die Durchlässigkeit des Ringnetzes bewirkt ein Stoppen des fliessenden Stromes hinter dem Netz und ein kontinuierliches Auffüllen von der Bachsohle bis zur gesetzen Netzhöhe h_b' (siehe Abschnitt 4.5.1). Bisher konnte nur ein einziges, eher schlammiges Füllereignis gemessen werden. Bei diesem Füllereignis zeigte

sich, dass beim Auffüllprozess die grössten Lasten in den unteren Tragseilen auftreten. Die maximalen Seillasten lagen hier bei 230 kN, wohingegen die Maximallasten der oberen Tragseile nur bei $\approx$ 60% der unteren Tragseile mit max. 150 kN lagen. Eine Rückrechnung der gemessenen Seilbelastungen auf den einwirkenden Murgangdruck erfolgt in Abschnitt 6.2.2. Die Kraftmessung des Füllereignisses unterstreicht zusätzlich, dass die auftretenden Seilkräfte beim Auffüllprozess durch ein schlammiges Ereignis weit unter der max. Bruchkraft der Tragseile von 400 kN (siehe Tab. 3.1) liegen. Messwerte der Seilbelastungen bei einer granularen Murgangfront stehen hingegen jedoch bis jetzt noch aus, da noch kein granulares Füllereignis gemessen werden konnte. Diese können eventuell mittels dem Ansatz nach Rickenmann [82] in Abschnitt 6.3.2 berechnet, oder durch einen höheren Druckkoeffizient beim dynamischen Anteil berücksichtigt werden (siehe Abschnitt 6.3.2).
Die Längungen der Bremsen und die damit verbundene Energieabsorbtion wird beim Auffüllprozess in allen Tragseilen mit Bremsen durch einen markanten Abfall des Lastniveaus deutlich sichtbar. Auch in der genauen Analyse der Videoaufzeichnung kann der Zeitpunkt der Bremsenlängung direkt bestimmt werden und deckt sich mit dem der Datenaufzeichnung.
Die Auffüllzeit war mit $t_{imp} = 90\ s$ eher gross, weil es sich um ein sehr schlammiges Ereignis handelte und während des Auffüllens noch kleinere Steine und viel Schlamm durch die Barriere hindurchflossen. Bisherige Aussagen über Auffüllzeiten anhand der Versuchsdaten an der USGS Flume in Oregon [23] lagen bei $t_{imp} = 1 - 4\ s$ [82]. Dieser Wert ist bedeutend kleiner und trifft wohl eher auf den Auffüllvorgang bei einer granularen Murgangfront zu. Allein die dynamische Abhängigkeit über die Auffüllzeit t_{imp} zeigt, dass es wohl zweierlei Bemessungmethoden für den Auffüllprozess abhängig von der Art des Murganges geben wird. Zum Bemessungsansatz schlammstromartiger Ereignisse und zum Ansatz für granulare Murgänge siehe Abschnitt 6.3.2.
Die Messungen der Überströmvorgänge beziehen sich auf beide Murgangarten, sowohl Schlammstrom als auch Murgänge mit granularen Fronten, die über die Barriere geflossen sind und gemessen wurden. Die Messwerte der Überströmereignisse zeigen, dass die Lasterhöhung beim Überströmen hauptsächlich in den oberen Tragseilen und im Flügelseil stattfindet. Die Grösse der Lasterhöhung in den oberen Tragseilen und im Flügelseil lag bei max. $\Delta F_{Seil} = 100\ kN$, in den unteren Tragseilen nur noch bei 30 kN. Somit ist die Lasterhöhung in den oberen Tragseilen um gut das 3-fache grösser als bei den unteren Tragseilen. Sie ist abhängig von der einwirkenden Normalspannung σ und Scherspannung τ des darüber fliessenden Murganges (Bemessung siehe Abschnitt 6.3.4.5).
Einzelblöcke bilden weder beim Auffüllvorgang noch beim Überströmen grosse Lastspitzen, sie waren zwar durch eine kurzzeitige Lasterhöhung bis zu 10 kN in den Messdaten sichtbar, aber diese lag mit nur 5 % der Maximalkraft weit unter den Lasterhöhungen der gesamten Murgangeinwirkung beim Auffüllen oder Überströmen.
Seilrisse traten nie auf Grund des Ereichens der max. Bruchkraft, sondern nur auf Grund von ungünstig gelösten konstruktiven Detailpunkten auf. Diese konstruktiven Details galt es über die Standzeit der Barrieren im Feld und über die drei verschiedenen Barrierenentwürfe auszutesten und zu verbessern.

4.6.3 Analyse Netzdetailpunkte

Es wurden folgende konstruktive Barrierendetailpunkte weiterentwickelt und verbessert:

- Bremsen sollten auf beiden Tragseilseiten angeordnet werden, um beim Ansprechen der Bremsen nicht die Zugkraft über die komplette Seillänge leiten zu müssen. Wird das Tragseil nämlich auf der Seite belastet, wo sich keine Bremse befindet, so kann über die Seilreibung, die sich entlang der ganzen Seillänge aufbaut, eine Längung der Bremse verhindert werden. Das Seil kann bei solcher Zwängung reissen, bevor die Bremse sich längen kann. Bei einer beidseitigen Anordnung muss nur der halbe Reibungsweg bis zum Anspringen der Bremse überwunden werden.

- An den unteren Tragseilen ist es wichtig, die Bremsen bei der Montage bereits mit einem Stück Draht nach oben zu binden. So kann das Blockieren der Bremsen durch hineingedrückte Steine oder Holzstücke beim Unterströmen des Netzes im Hochwasserfall verhindert werden.

- Umlenkpunkte von Tragseilen sind - so gut es geht - zu vermeiden. Dies zeigte sich bei der Barriere 2005 bei der Umlenkung des Flügelseils am oberen Anker. Umlenkpunkte verringern die aufnehmbare Seilkraft abhängig vom Umlenkradius durch auftretende Querdruckkräfte. Nach [119] berechnet sich die Bruchkraftverminderung BKV [%] nach folgender Faustformel

$$BKV = 0.0035\alpha + \frac{\delta}{D}3.66 + \begin{cases} 0.1 \text{ statische Belastungen} \\ 0.3 \text{ dynamsiche Belastungen} \end{cases} \tag{4.2}$$

  mit α als Umlenkwinkel in °, δ als Drahtdurchmesser und D der Summe aus Umlenkdurchmesser und halben Seildurchmesser d. Diese Faustformel gilt nach [119] für statische Umlenkversuche, bei dynamischer Belastung verändert sich der letzte Wert von 0.1 auf 0.3.
  Für Tragseile des Typs Geobinex 22 (siehe Abschnitt 3.2.2.1) wurden bisher keine Umlenkversuche durchgeführt. Es liegen jedoch nur ein paar Daten von Seilrissen durch Umlenkung bei Steinschlagbarrieren vor (siehe [119]). Es können jedoch bezüglich der Bruchkraftminimierung folgende Abschätzungen durchgeführt werden. Der Drahtdurchmesser liegt bei $\approx 1.2\ mm$. Betrachtet man den Umlenkpunkt des Flügelseils mit Nenndurchmesser $d = 22\ mm$ bei der Barriere 2005, so wurde dieses um $\approx 45°$ am Flexkopf, der einen Durchmesser von $\approx 35\ mm$ hat, umgelenkt. Dies ergäbe nach Formel 4.2 eine Verminderung der Bruchkraft BKV bei dynamischer Belastung von 55% und bei statischer Belastung von 35%. Nimmt man die max. Bruchkraft von 400 kN an und mindert diese um 55% ab, so kommt man auf 220 kN. Diese Belastung kann durchaus im Flügelseil beim Überströmen des Ereignisses am 27. Juni 2006 aufgetreten sein (siehe Abb. 4.27), womit sich der Seilriss des Flügelseils 2005 erklären lässt.

- Zwangspunkte durch Klemmen, zu enge Schäkel etc. sind bei der Gestaltung der Ringnetzbarriere zu vermeiden. Dies zeigte sich beim Seilriss des oberen Tragseils, an welches das Flügelseil mit einer Klemme befestigt war. Die Querzugkomponente des Flügelseils war zu gross für das Tragseil. Innerhalb der Klemme traten vermutlich zur

vorhandenen Querpressung noch Reibungskräfte und damit Wärme durch Reibung auf. Die kaltverfestigten Drähte der Tragseile erfahren durch Wärme gleich eine zusätzliche Traglastminimierung [119]. So kam es an der Klemme zu dem Seilriss bei einer gemessenen Seilbelastung von $\approx 200\ kN$. Generell gilt es, solche Zwangspunkte bei der Gestaltung der Ringnetzbarrieren zu vermeiden. Grosse Schäkel bei der Abbrasionsschutzbefestigung und bei der Befestigung des Ringnetzes tragen zu einer Verminderung dieser Zwangspunkte bei. Auch das Tragsystem der Barriere 2007, bei welcher das Flügelseil durch zwei obere Tragseile ersetzt wurde, trägt hierzu bei. Die beiden oberen Tragseile wurden nur konstruktiv an ein zusätzliches Tragseil, das eher der Montage des Ringnetzes diente, mit grossen Schäkeln befestigt (siehe Abb. 4.31). Die Hauptkraftkomponente geht durch die beiden obereren Tragseile und nicht durch das horizontal gespannte Zusatzseil (siehe Abb. 4.16).



Abbildung 4.31: Befestigung des Flügelseils bzw. der oberen Tragseile am Horizontalseil: Variante alt mit Klemme punktuell (links) und durch grosse Schäkel kontinuierlich (rechts)

- Die Dimoelemente beim Barrierensystem 2006 wurden auf Grund des ungünstigen Lasteinleitungswinkel zwischen dem mittleren Anker und dem Befestigungspunkt der Dimoelemente im Ringnetz nicht gezogen. Die auftretende Zugkraft in den Dimoelementen war nicht gross genug, so dass diese sich längen konnten. Es traten durch die bauchige Verformung des Ringnetzes eher Belastungen quer zur Zugrichtung der Dimoelemente auf. Hingegen werden sie bei Steinschlagverbauungen durch die punktuelle Netzbeanspruchung direkt in Zugrichtung belastet.

- Die Feldversuche zeigen eine enorme Anforderung an den Abrasionsschutz zum Schutz der oberen Tragseile. Es stellte sich heraus, dass das L-Profil durch grosse mechanische Einwirkungen der überströmenden Murgänge zu vergrössern und dass zusätzlich ein Verbund durch Verschäkelung der einzelnen Profile miteinander erforderlich war. Zudem zeigte sich, dass die Zink-Beschichtung als Korrosionsschutz nach bereits einem Murgang fast vollständig abgetragen war. Es empfielt sich deshalb, bei der Dimensionierung lieber etwas stärkere Profile einzusetzen (siehe auch Abschnitt 8.4), um der Abrasionswirkung und dem Korrosionsprozess durch sog. “Opferstahl” entgegen zu wirken. Eine weiter Möglichkeit besteht darin, den Abrasionsschutz aus sog. rostfreien Stahl, z.B. aus bestimmten Edelstählen auszubilden, welches allerdings eine sehr kostspielige Variante darstellt. Auch ein sog. Cortenstahl, ein Stahl mit einer extra dicken Eisenoxidschicht (Rost) auf seiner Oberfläche, wodurch er nicht mehr weiterrosten kann, wäre denkbar. Doch auch Cortenstahl ist

im Vergleich zu herkömmlichem Baustahl teuer.

- Zwei verschiedene Barrierenformen im Illgraben und drei verschiedene gefüllte Barrieren im Merdenson (siehe Abschnitt 3.4.3) zeigen, dass durch Variation des Tragsystems auch die Formgebung der Barrieren massgebend beeinflusst werden kann. Durch die sich einstellende Form der Barriere im gefüllten Zustand kann das Lastabtragungsverhalten sowie der konstruktive Korrosionsschutz des Ringnetzes beeinflusst werden. Deshalb wurden hierzu auch weitere Untersuchungen durch Simulationen (siehe Kap. 7.3) durchgeführt.

4.6.4 Analyse geometrischer Daten Barriere

Bezüglich der geometrischen Messdaten der Barriere bestätigten sich folgende Annahmen nach [82].

- Es zeigte sich bei der Gerinneneigung nach dem Füllprozess hinter der Barriere I'_S, dass sie sich um den Faktor 2/3 im Vergleich zur ursprünglichen Gerinneneigung abflachte ($I'_S = \frac{2}{3} I_S$). Die Gerinneneigung vor dem Netzeinbau 2006 lag am 10. Mai bei 11% und nach dem Auffüllvorgang am 23. Mai 2006 bei 7% (siehe Abb. 4.29). Zudem wurde die Sohle im Illgraben seit dem ersten Netzeinbau angehoben und damit die ursprüngliche Sohlneigung von 13% (2005 vor der Erstinstallation) auf 11% nach einer Netzsaison verringert (siehe Abb. 4.29). Die Messwerte der Merdenson Mehrstufenverbauung bestätigen ebenfalls den Faktor von 2/3 der ursprünglichen Sohlenneigung (siehe Abschnitt 3.4.3). Auch Jaeggi in [57] spricht von einem Abflachen der Sohle durch eine Stufenverbauung. Er erwähnt ein Praxisbeispiel aus dem Val Varuna, wo sich durch die Anordnung mehrerer Betonschwellen die Sohlneigung von 37% auf 22% reduzierte, was einem etwas grösseren Faktor von 3/5 entspricht, der aber ähnlich dem von 2/3 ist.

- Es stellte sich ausserdem heraus, dass sich die verbleibende Resthöhe der Barriere nach der Erstfüllung zu $h'_b = \frac{3}{4} \cdot h_b$ einstellt (siehe Abb. 4.30). Die Setzung der Netzkante durch das Auffüllen der Barriere wurde schon von Rickenmann [82] mit dem Faktor 3/4 vorhergesagt. Dies bestätigte sich jetzt anhand von Feldmessungen. Die ursprüngliche Höhe der Barriere betrug ohne Flügel 4 m, nach dem Auffüllprozess lag sie bei knapp 3 m. Dieser Setzwert von ungefähr 1 m lässt sich auch ungefähr über den Weg der Bremsen im Flügelseil berechnen. Die oberen Tragseile werden für die Setzung der Barriere eher nicht massgebend sein, da ihre Anker weiter unterhalb als die Flügelseilanker angeordnet sind. Sie kontrollieren eher den Abstand f, d.h. die Verformung der Barriere in Fliessrichtung (siehe hierzu auch Abschnitt 6.2.2 und 7.3.6). Anhand der Vermessungspunkte stellte sich ein Winkel zwischen Flügelseil und Ankerlinie nach der ersten Füllung im Mai von 39° ein. Der vertikale Weg der Bremse berechnet sich dann zu $l_{br,v} = \cos 39° \cdot l_{br}$. Der Mittelwert beider Bremsenlängungen im Flügelseil betrug beim Füllereignis ≈ 53 cm je Seite. Dies ergibt dann eine vertikale Verformung von 82 cm. Dieser Wert ist etwas kleiner als der gemessene, da noch vertikale Verformungen von den Flexköpfen unter Belastung und zudem Messungenauigkeiten hinzukommen. Aber die Grössenordnung für

das Setzungsverhalten der Barriere kann über das Flügelseil nach diesem Vorgehen bestimmt werden.

- Nach mehreren Überströmvorgängen senkte sich die Barriere bis auf eine Resthöhe von 1.5 m (siehe Abb 4.30). Sie senkte sich also nochmals um die Hälfte der Resthöhe h'_b nach der Erstfüllung bzw. in Abhängigkeit von der Ausgangshöhe h_b zu $h_{end} = \frac{3}{8} \cdot h_b$. Diese grosse Setzung bei den mehrmaligen Überströmereignissen lag aber auch daran, dass beim Flügelseil beide Bremsen durch mehrere intensive Überströmereignisse (siehe Tab. 4.1) bis an den Anschlag gezogen wurden. Es wurde darauf hin durch ein zweites Flügelseil mit neuen Bremsen verstärkt, das natürlich der Barriere durch die neuen Bremsen nochmals Weg zur Setzung gab.
  Bei den UX-Barrieren (siehe Abschnitt 3.2.1) wird der Erhalt der Resthöhe bei grossen Spannweiten durch die Stützen gewährleistet. Bei grossen Spannweiten kommen grosse Seildehnungen und Bremsenlängungen im Gesamtsystem zustande, somit muss die Resthöhe der Barriere mit Stützen kontrolliert werden.

Die Analyse der geometrischen Daten I'_S und h'_b der verfüllten Murgangbarriere im Illgraben stellt eine Grundlage für die Bemessung des verfügbaren Rückhaltevolumens V_r geplanter Murgangbarrieren dar.
Zudem ist die Sohlenlageveränderungen durch den Einbau von Netzen für wasserbauliche Aspekte wichtig. Eine flachere Sohle führt zu einem langsameren Abflussregime in Wildbächen und damit zu einem geringeren Geschiebetransport. Der Fliessprozess von Murgängen wird durch die geringere Fliessgeschwindigkeit energieärmer und führt eher zu einem Abbremsvorgang im Gerinne mit oder ohne zusätzliche Schutzmassnahmen. Auch bezüglich sog. Mehrstufenverbauungen ist das Prinzip der Sohlenlageveränderung als Energievernichtung wichtig (siehe auch Abschnitt 3.4.2).

5 Physikalische Modellierung

Um das Tragverhalten der Barrieren bei Belastung durch einen Murgang unter Laborbedingungen näher zu untersuchen, wurden (an der WSL) 70 Versuche mit vier verschiedenen Murgangmaterialien aus vier verschiedenen Einzugsgebieten, durchgeführt. Diese sind im Vergleich zu Feldversuchen kostengünstiger und zudem können spezifische Parameter gezielt beobachtet werden. Es kann des Weiteren eine grössere Anzahl an Ereignissen produziert werden, als dies bei Feldmessungen durch die limitierte Anzahl an auftretenden Murgängen möglich ist. Zudem ermöglichen Laborversuche eine genauere Prozessstudie der ablaufenden Vorgänge durch die Nähe des Beobachters am Geschehen. Die Analyse von Feldvorgängen basiert meist nur auf nachträglichen Videoanalysen der Ereignisse. Eine gezielte Auswahl an Versuchen begleitend zu den gemessenen Feldereignissen ermöglicht eine effiziente Abschätzung der auftretenden Belastung.
Ein Problem bei Modellversuchen stellt immer die Skalierung und die damit verbundene Übertragbarkeit der Versuche auf die Realität dar. Deshalb werden in diesem Kapitel zuerst die massgebenden Modellgesetze der Versuche hergeleitet und im Rahmen einer Dimensionsanalyse die wichtigen Kennziffern zur Skalierung erarbeitet.
Nach einer detaillierten Versuchsbeschreibung folgen anschliessend die Resultate und ihre Aussagekraft. Anhand der genauen Analyse und Auswertung der Ergebnisse wird auf ein charakteristisches Lastmodell im darauf folgenden Kapitel (siehe Kap. 6) hingearbeitet.
Eine Modellierung der Laborversuche mit dem Finite-Elementprogramm AVAL-1D[1], ein Simulationsprogramm für granulare Medien, soll eine zusätzliche Bestätigung der gemessenen spezifischen Murgangparameter liefern.
Die anschliessende Interpretation unterstreicht die übertragbaren Aspekte der Versuche und leitet zum anschliessenden Bemessungskonzept über.

5.1 Massgebende Modellgesetze

Im ersten Abschnitt wird nach Ähnlichkeitsbedingungen für die durchgeführten Modellversuche gesucht. Es werden anhand einer Dimensionsanalyse dimensionslose Verhältnisse zum Vergleich der Modellversuche mit realen Ereignissen abgeleitet. Anschliessend folgt eine kritische Analyse und Grenzbetrachtung im Bezug auf die Übertragbarkeit der Modellversuche.
Generell sollte ein physikalisches Modell, das Naturvorgänge "ähnlich" abbildet, die Kriterien der geometrischen, kinematischen und dynamischen Ähnlichkeit erfüllen [55]. Die geometrische Ähnlichkeit wird durch ein konstantes Verhältnis L_s der Naturlängen L_n

[1] AVAL-1D ist ein eindimensionales Simulationsprogramm für die Dynamik von Lawinen, http://www.slf.ch/aval-1d

($n = Natur$) zu den Modelllängen L_m ($m = Modell$) erfüllt. L_s ($s = Skalierung$) ist dann der sog. **Modellmassstab**. Die kinematische Ähnlichkeit ist bei konstanten Verhältnissen von zeitlichen Abfolgen gegeben, z.B. die Zeit des Auffüllprozesses der Barriere in Natur $t_{imp,n}$ zur Auffüllzeit im Model $t_{imp,m}$. Allgemein sollten die Verhältnisse von Zeitintervallen, Geschwindigkeiten und Beschleunigungen bei der kinematischen Ähnlichkeit alle ungefähr gleich gross sein. Die dynamische Ähnlichkeit fordert das ungefähr gleiche Verhältnis der auftretenden Kräfte. Es sollten also beim Modellversuch über den Prozess immer ungefähr das gleiche Kräfteverhältnis zum Prototyp des Naturprozesses vorliegen. Eine volle dynamische Ähnlichkeit für alle in der Strömung auftretenden Kräfte ist bei Verwendung der gleichen Flüssigkeit in Natur und Modell jedoch nicht erfüllbar [55].
Bei Vorgängen, die überwiegend gravitationsgesteuert sind und eine freie Oberfläche haben, kann die dynamische Ähnlichkeit über das **Froudsche Modellgesetz** abgebildet werden. Dazu muss die Froude-Zahl nach Gleichung 3.7 im Modell und im Prototyp der Natur übereinstimmen, was zu folgender Gleichung führt:

$$\frac{u_m}{\sqrt{g_m L_m}} = \frac{u_n}{\sqrt{g_n L_n}}. \tag{5.1}$$

Ist diese Bedingung erfüllt, müsste auch die zweite Bedingung, die Gleichheit der Reynoldszahlen - das **Reynoldsche Modellgesetz** - erfüllt sein. Die Reynoldszahl ist eine Grösse, die Aufschluss über das Strömungsverhalten gibt, ob eine Strömung laminar oder turbulent fliesst. Sie ist definiert als

$$Re = \frac{uL\rho}{\eta} \tag{5.2}$$

mit u als Strömungsgeschwindigkeit, L als geometrische Länge in der Strömung, ρ als Dichte des Fluides und η als dynamische Viskosität nach Gleichung 5.18. Für Reynoldszahlen von $Re < 600$ herrscht nach Weber ein laminarer Abfluss bei Murgängen und ab $Re > 1600$ ein turbulenter Abfluss [106]. Laminarer Abfluss bedeutet in der Hydraulik eine gleichmässige Anordnung der Stromlinien ohne Verwirbelungen, wohingegen von Turbulenz die Rede ist, sobald die Stromlinien nicht mehr parallel verlaufen und es zur Verwirbelung und Unstetigkeit der Fluidpartikel kommt. Bei einer Reynoldschen Ähnlichkeit gilt

$$\frac{u_m L_m \rho_m}{\eta_m} = \frac{u_n L_n \rho_n}{\eta_n}. \tag{5.3}$$

Setzt man das Froudemodell $u_s = \sqrt{g_s L_s}$ aus Gleichung 5.1 in das Reynoldsche Ähnlichkeitsmodell ein mit $g_s = 1[-]$, da beide Erdbeschleunigungen sowohl im Modell als auch in Natur gleich gross sind, ergibt sich

$$L_s = \left(\frac{\eta_s}{\rho_s}\right)^{2/3} \tag{5.4}$$

mit der kinematischen Viskosität $\upsilon_s = \frac{\eta_s}{\rho_s}$ aus Naturzustand zu Modellzustand. Gleichung 5.4 besitzt also nur noch einen Freiheitsgrad. Wird nun ein Längenmassstab festgelegt, so ist das Verhältnis zwischen den Viskositäten der Flüssigkeit im Modellzustand zu denen im Naturzustand zwingend festgelegt.
Im allgemeinen ist es aber nicht praktikabel, Fluide mit entsprechend unterschiedlichen

Viskositäten zu finden und zu verwenden. Es ist deshalb sinnvoll, sich nur auf die Gesetzmässigkeit der Froudschen Ähnlichkeit zu stützen, und die Reynoldsche Ähnlichkeit zu vernachlässigen. Es werden dadurch jedoch im Modell die Zähigkeiten zu gross (bei zu kleinen Reynoldszahlen) abgebildet. Für den simulierten Murgangabfluss, bei welchem sowohl ein Freispiegelabfluss vorliegt, als auch die gravitativen Kräfte im Vergleich zu den viskosen Kräften überwiegen, scheint diese Vereinfachung vertretbar.

5.1.1 Dimensionsanalyse

Im vorherigen Absatz - Skalierung - wurde die Froudsche Ähnlichkeit als vertretbar für das Problem der Murgänge hergeleitet. Es soll darauf aufbauend eine Dimensionsanalyse durchgeführt werden. Dadurch werden zur Beurteilung weitere dimensionslose Zahlen abgeleitet, die eine Übertragbarkeit der Versuche vom Modell zur Natur ermöglichen. Es muss hierbei als erstes die Relevanz von eingehenden Parametern, welche den Prozess Murgang mit Interaktion auf eine Barriere beschreiben, festgelegt werden. Eine Auflistung der in Betracht gezogenen Parameter gibt Tabelle 5.1.

Tabelle 5.1: Parameter, die eine Rolle bei der Interaktion eines Murgangs mit einer Barriere spielen

Parameter	**Symbol**	**Einheit**
Murgangparameter		
dynamische Druckänderung	$\triangle P$	$[F/L^2]$
mittl. Geschwindigkeit	u_{front}	$[L/T]$
mittl. Barrierenbreite/Gerinnebreite	b	$[L]$
Dichte des Murgangs	ρ	$[FT^2/L^4]$
massgebendes Murgangvolumen	V	$[L^3]$
Erdbeschleunigung	g	$[L/T^2]$
kinematische Viskosität	υ	$[L^2/T]$
Neigung des Gerinnes	Θ	$[-]$
d_{90} Korngrösse	d_{90}	$[L]$
Fliesshöhe	h_{fl}	$[L]$
Interaktion mit der Barriere		
Restnetzhöhe	h'_b	$[L]$
Maschenweite	M	$[L]$
Auffüllzeit	t_{imp}	$[T]$

Ausser der Gerinneneigung Θ sind die übrigen 12 Grössen dimensionsbehaftet mit den drei unterschiedlichen Dimensionen Kraft F, Länge L und Zeit T. Gemäss dem Buckingham-Theorem lassen sich $12 - 3 = 9$ dimensionslose Zahlen Π herleiten [117; 13], welche im Folgenden einzeln beschrieben werden.

$$\Pi_1 = \frac{\triangle P}{\rho u^2} \tag{5.5}$$

Diese Zahl wird hydraulisch oft auch als Druck- bzw. Widerstandskoeffizient C_p bezeichnet, teilweise ist sie auch als Eulerzahl $Eu = \frac{1}{\sqrt{C_p}}$ bekannt. Sie gibt Aussage über den Widerstand eines angeströmten Hindernisses, wie das sowohl bei den Laborversuchen (Barriere) als auch im Naturzustand der Fall ist. Zum Beispiel wurde beim Feldereignis im Mai 2006 ein Durchströmen von schlammigen Wasser beobachtet, während die grösseren Komponenten des Murgangs zurückgehalten wurden (siehe Abschnitt 4.5.1).

$$\Pi_2 = \frac{gh_{fl}}{u^2} = \frac{1}{Fr^2} \Longrightarrow Fr - Zahl \tag{5.6}$$

In $\frac{1}{Fr^2}$ verbirgt sich letztendlich die Froude-Zahl Fr, welche das Verhältnis von inneren zu gravitativen Kräften beschreibt. Sie gliedert den Strömungszustand in "Strömen" (unterkritisch) und "Schiessen"(überkritisch) und gibt damit eine Aussage, wie sich der Abfluss im Gerinne gestaltet (siehe auch Abschnitt 3.4.1). Sie wird bei nahezu allen Freispiegelabflussproblemen in der Skalierung berücksichtigt.

$$\Pi_3 = \frac{\upsilon}{uh_{fl}} = \frac{1}{Re} \Longrightarrow Re - Zahl \tag{5.7}$$

Die Reynoldszahl Re gibt Auskunft über das Verhältnis von Trägheitskräften zu viskosen Kräften in einer Strömung und gliedert den Abfluss in ein laminares oder turbulentes Abflussregime. Sie kann nie zusammen mit der Froude-Zahl gemeinsam berücksichtigt werden, wenn bei den Modellversuchen das gleiche Fluid mit der gleichen Viskosität verwendet wird. Probleme, die bei der Grössenabschätzung der Reynoldszahl auftreten, liegen in der Viskositätsbestimmung der Murgangmischung (siehe Abschnitt 5.2.3.4).

$$\Pi_4 = \frac{t_{imp}u}{h'_b} \tag{5.8}$$

Π_4 ist das einzige Verhältnis, in welches die Auffüllzeit der Barrieren mit eingeht. Deshalb wird durch diese Zahl die Dynamik des Auffüllprozesses mit abgebildet. Sie stellt eine Art charakteristische Länge L des mitwirkenden Murgangmaterials hinter der aufgestauten Barriere dar.

$$\Pi_5 = \frac{V}{h_{fl}^2 b} \tag{5.9}$$

Π_5 beschreibt die normierte Länge einer Murgangwelle und gibt damit eine Abschätzung über die Länge des Murschubes. V ist das Volumen der füllenden Murgangwelle und ist meist nur durch Prognosewerte und Schätzungen bestimmbar, h_{fl} zur Breite b beschreibt den Anprallquerschnitt der ersten Welle an der Barriere.

$$\Pi_6 = \frac{d_{90}}{h_{fl}} \tag{5.10}$$

Π_6 gibt Aufschluss über die Kornverteilung entlang der Fliesshöhe. Sie ist bei der Betrachtung von geometrischen Grössen, wie die der Maschenweite und des Basisdurchlasses, wichtig. Es ist aber im allgemeinen schwierig, eine d_{90}-Korngrösse in einer Murgangmischung festzustellen.

$$\Pi_7 = \frac{h'_b}{h_{fl}} \tag{5.11}$$

Π_7 gibt Auskunft über das Verhältnis von verbleibender Netzhöhe h_b' nach dem Füllereignis zur Fliesshöhe h_{fl}. Durch sie wird die massgebende Anzahl an Wellenschüben bis zur Oberkante des Netzes und damit für die Füllung beschrieben (siehe hierzu auch Abschnitt 6.3).

$$\Pi_8 = \frac{M}{d_{90}} \tag{5.12}$$

Π_8 gibt Auskunft über das Verhältnis Maschenweite zur d_{90}-Korngrösse und dient zur Skalierung der Maschenweite von Modell zu Laborversuchen.

$$\Pi_9 = \tan\Theta \tag{5.13}$$

Π_9 ist beim gleichförmigen Abfluss gleich dem Reibungsparameter μ und ist daher wichtig bei Energiebetrachtungen, bei welchen die Reibungsenergie bzw. Reibungsarbeitsrate eine Rolle spielt. Zudem lässt sich anhand des Verhältnisses von Gravitations- zur Reibungsarbeitsrate aussagen, ob ein Murgang gerade beschleunigt, oder eher durch vorherrschende Reibungskräfte am Abbremsen ist (siehe Abschnitt 2.2.3 und 4.4).
Eine Grössenordnung der gewählten dimensionslosen Zahlen und die Einordnung der Übertragbarkeit der Versuche erfolgt im Abschnitt 5.3.

Physikalische Grenzen

Es zeigen sich bei jeder Dimensionsanalyse auch die physikalischen Grenzen. So kann zum Beispiel nie die Froudsche Ähnlichkeit gleichzeitig mit der Reynoldschen Ähnlichkeit bei gleichem Material im Modell und Natur erzeugt werden. Deshalb wurde in diesem Fall die Reynoldszahl ganz vernachlässigt, und es gehen keine Zähigkeitskräfte mit ein, obwohl diese im Prozess Murgang auch eine gewisse Rolle spielen (siehe hierzu Abschnitt 2.2.2.3 zur Rheologie von Murgängen). Zudem kommt bei der Modellierung von Murgängen noch die grosse Ungewissheit in der Grösse einiger Murgangparameter bei den Felddaten hinzu, wie zum Beispiel die definitive Aussage über die Viskosität einer Murgangmischung, das massgebende Schubvolumen V oder das massgebende d_{90}-Korn in einem Murgang. Diese Unsicherheiten tragen zu weiteren Fragestellungen bei der Interpretation der Dimensionsanalyse bei. Auch werden andere Faktoren wie das Verhältnis der Steifigkeiten von Modell zur Natur im Modell meist nicht korrekt abgebildet. Betrachtet man z.B. das Verhältnis der Steifigkeiten der Barrieren im Modell k_m und im Feld k_n zu

$$\frac{\frac{k_m}{A_m} f_m}{\rho_m u_m^2} = \frac{\frac{k_n}{A_n} f_n}{\rho_n u_n^2}. \tag{5.14}$$

mit A_m als Barrierenfläche im Modell, A_n im Feld und f_m als Maximalverformung der Barriere im Modell und f_n im Feld. k_m/A_m und k_n/A_n werden als bezogene Steifigkeit bezeichnet. Da das gleiche Material mit dem gleichen Wassergehalt verwendet wird, gilt $\rho_m = \rho_n$. An Stelle der Geschwindigkeiten werden die Froude-Zahlen mit $u^2 = Fr^2 g h_{fl}$ und $Fr_m = Fr_n$ eingesetzt. Daraus ergibt sich

$$\frac{k_m f_m}{A_m h_{fl,m}} = \frac{k_n f_n}{A_n h_{fl,n}}. \tag{5.15}$$

Die mittlere Verformung einer weichen Laborbarriere lag bei $f_m \approx 0.1\ m$ und im Feld bei $f_n \approx 2.5\ m$. Dies ergibt ein Verhältnis von $\approx 1/25$. Die Flieshöhen zueinander beziehen sich auf die Längenskalierung L_s und liegen nach [46] dann als Mittelwert zwischen 20 und 30 bei ≈ 25. Das Verhältnis der Barrierenflächen A_m/A_n beträgt $\approx 1/400$.

$$\frac{k_m}{k_n} = \frac{A_m}{A_n}\frac{f_m}{f_n}\frac{h_{fl,n}}{h_{fl,m}} \approx \frac{1}{400} \tag{5.16}$$

Daraus folgt für das Verhältnis der Steifigkeiten

$$k_m = \frac{1}{400}k_n \tag{5.17}$$

d.h. der Steifemodul der Laborbarrieren k_m muss um den Faktor 400 mal weicher sein, als der jenige der Ringnetzbarriere im Feld. Dieser Einfluss kann durch weich gewählte Netze (verwendete Barrieren in Abschnitt 5.2.2 z.B. Katzennetze und Relingsnetze) nur ungefähr angenähert werden. Hier zeigen sich somit auch die physikalischen Grenzen von skalierten Laborversuchen.
Dennoch wird mit Hilfe der Dimensionsanalyse gezeigt, dass die Versuche auf die Realität in vielen Punkten übertragbar sind. Auch die im weiteren Verlauf dieses Kapitels folgenden Resultate der Laborversuche bestätigen dies in den meisten Fällen, so dass doch etliche Erkenntnisse der Laborversuche für das später erarbeitete Lastmodell verwendbar sind.

5.2 Modellversuche

5.2.1 Versuchsstandsbeschreibung

Die Versuchsrinne an der WSL wurde von Daniel Weber [106] entworfen und für seine Experimente zur Untersuchung des Erosionsverhaltens von Murgängen entsprechend ausgestattet (siehe Abb. 5.1 und 5.2). Für die Durchführung der Laborexperimente dieser Arbeit wurde die Versuchsrinne den neuen Anforderungen angepasst und umgebaut.
Beibehalten wurde der obere Teil der Rinne mit dem Startbehälter und der anschliessenden Beschleunigungsstrecke sowie der Querschnitt des Messkanals mit einer Breite von 30 *cm* (siehe Abb. 5.1). Der Startbehälter und die Beschleunigungsstrecke sind zusammen etwa 3 *m* lang und haben eine glatte Oberfläche aus Stahl. Hier wird die eigentliche Murgangwelle erzeugt, die dann auf den darauf folgenden Messkanal trifft. In diesem liefert ein mit Illgrabenkiesel der Korngrösse 1 *cm* beklebter Rinnenboden die erforderliche Bachbettrauhigkeit zur Ausbildung einer Murgangfront. Sowohl der Startbehälter und die Beschleunigungsstrecke, als auch der Messkanal können unabhängig voneinander zwischen 0 und 55% Steigung eingestellt werden. Entlang der 3.70 *m* langen Messstrecke wurde das bereits vorhandene Topographiersystem zur Bestimmung des Rückhaltevolumens beibehalten (siehe Abschnitt 5.2.1.1). Die ursprünglich zur Bestimmung der Fliessgeschwindigkeit und Fliesshöhe vorhandenen Ultraschallsensoren wurden durch genauere Lasermessgeräte ersetzt. Die Anordnung der Lasermessgeräte ist in Abb. 5.1 ersichtlich.
Ein speziell konstruierter Messschlitten erlaubt den Einbau unterschiedlicher Barrierenarten und die Messungen der Anprall- und Auftrittskräfte in Fliessrichtung (siehe Abschnitt

5.2.1.3).
Mit einer Hochgeschwindigkeitskamera wurde der Auffüllprozess der Versuche von vorne gefilmt. Ein oberhalb der Rutsche angeordneter Scheinwerfer sorgt für eine ausreichende Beleuchtung.
Zum Einbringen des Materials in den Startbehälter dient ein sog. Betonsilobehälter. Dieser wird mit einem Kran bis zum Startbehälter angehoben und in diesen entleert. Am Ende der Rutsche befindet sich ein mobiler Schüttkübel zum Materialauffang.

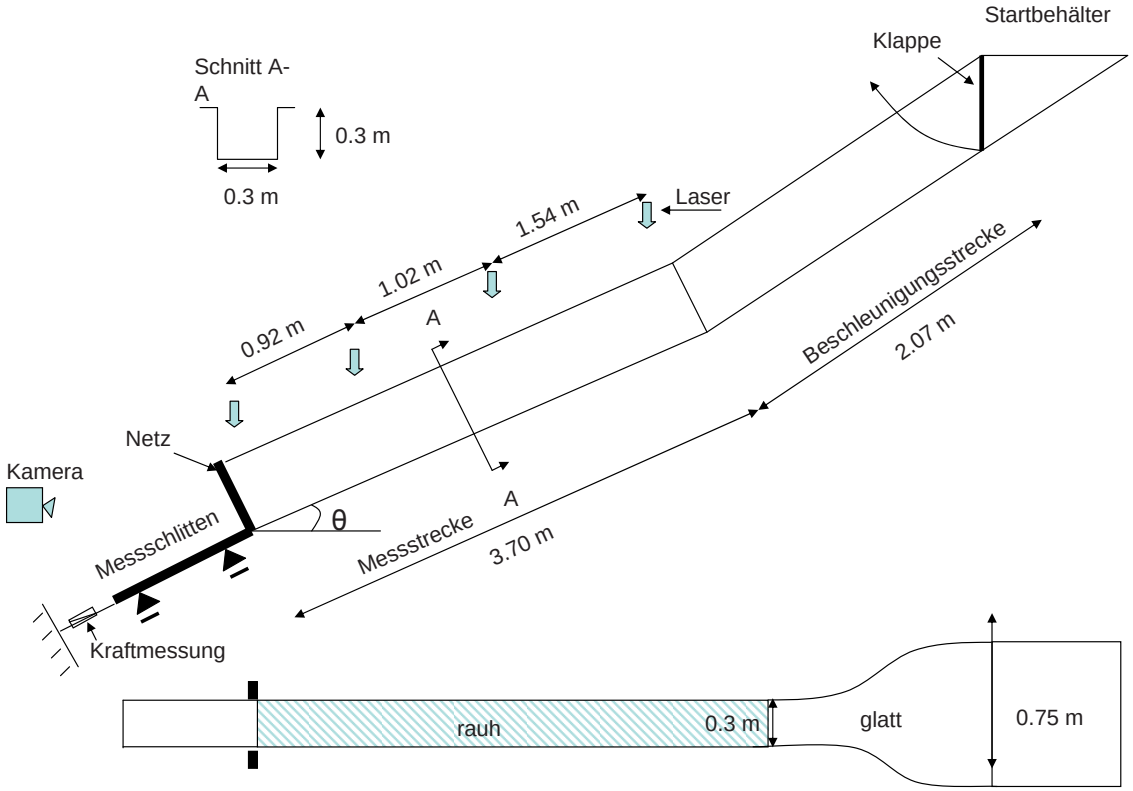


Abbildung 5.1: Skizze der Murgangrutsche der WSL: Querprofil der Messstrecke, Seitenansicht der Rinne und Draufsicht

5.2.1.1 Topographiersystem

Das Topographiersystem dient zur Bestimmung des Depositionsvolumens, welches von einem Labormurgang hinter der Barriere und entlang der Rinne verursacht wird. Ein Messlaser fährt dabei auf zwei Schienen rechts und links der Rinne deren Profil im Raster von 0.75 *cm* in X-Richtung (Fliessrichtung) und 0.75 *cm* in Y-Richtung (Rinnenbreite) ab und misst jeweils die vorhandene Höhe Z. Die Rasterdaten der erstellten ASCII-Datei können mit einer geeigneten Software (z.B. ArgGIS oder MATLAB) zu topographischen Höhenlinien ausgewertet werden. Daraus kann das abgelagerte Volumen errechnet werden.



Abbildung 5.2: Murgangrutsche der WSL: Seitenansicht mit Auffangwanne und Materialbehälter im Vordergrund (links) und Draufsicht der Rinne mit Messlasern und eingebauter Barriere im Messschlitten (rechts)

5.2.1.2 Lasermessung

Als Distanzmessgeräte kommen vier Laser zum Einsatz (siehe Abb. 5.1). Der dünne Lichtstrahl ermöglicht eine punktgenaue Erfassung der Fliesshöhe. Mit einer Abtastfrequenz von 2.2 kHz können auch sich schnell bewegende Objekte erfasst werden.
Die mittlere Frontgeschwindigkeit u_{front} wird über den Zeitunterschied resultierend aus den Messungen der Durchflusshöhe und dem dabei zurückgelegten Weg zwischen zwei Lasern errechnet.
Als zeitlicher Nullpunkt wurde der erste Laserausschlag gewählt. Zu diesem Zeitpunkt hat die Front den Laser erreicht. Sie ist jedoch nicht immer einheitlich, Wasserspritzer oder einzelne Steine können den Laser schon vor dem Erreichen der eigentlichen Front auslösen. Darum wurden die Lasermesswerte zusätzlich mit den Hochgeschwindigkeitsvideos abgeglichen.

5.2.1.3 Messschlitten

Unmittelbar an den Messkanal schliesst der Messschlitten an, mechanisch getrennt vom übrigen System (siehe Abb. 5.3). Der Schlitten ist auf vier Schwingelementen in Fliessrichtung verschieblich gelagert. Am Anfang des Schlittens zum Messkanal befindet sich ein aus Stahlprofilen geschweisstes “U”. In diese Öffnung wird die Barriere eingebaut (siehe Abb. 5.3). Der bewegliche Teil ist über zwei Kraftmessdosen mit der Rutsche verbunden, worüber die in Fliessrichtung wirkenden Kräfte gemessen werden (siehe Abb. 5.3).

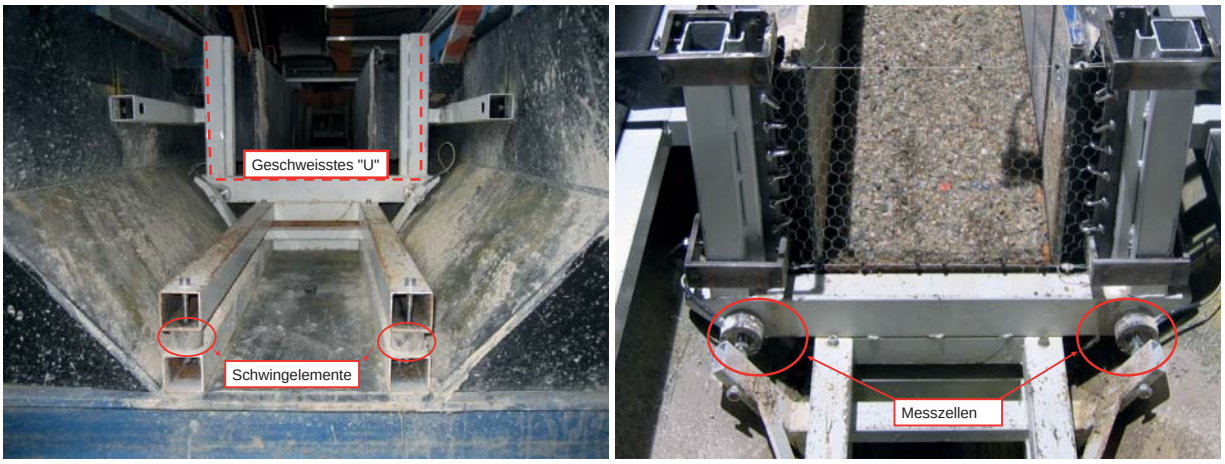


Abbildung 5.3: Messschlitten auf Schwingelementen gelagert (links) und das aus Stahlprofilen geschweisste "U" mit eingebauter Barriere und Messzellen (rechts)

5.2.1.4 Hochgeschwindigkeitskamera

Am Ende der Rutsche gegenüber dem Messschlitten filmt eine Hochgeschwindigkeitskamera den Füllvorgang der Barriere mit 125 Bildern pro Sekunde. Anhand zweier Markierungen auf dem Rinnenboden kann die Aufprallgeschwindigkeit auf die Barriere bestimmt und damit die Lasermessung kontrolliert werden.
Bei einigen Versuchen wurde die Kamera oberhalb der Rinne angeordnet. Diese Perspektive ermöglicht eine Dokumentation der zwei unterschiedlichen Auffüllprozesse (siehe Abschnitt 5.3.1). Auch bei dieser Anordnung ist ein zweiter Geschwindigkeitsabgleich durch die Markierungen im Rinnenboden möglich.
Oberhalb der Rinne ist ein Scheinwerfer mit zusätzlichem Vorschaltgerät montiert (siehe hierzu Abschnitt 4.2.3.2).

5.2.1.5 Datenerfassung

Wird die Auslöseklappe geöffnet, startet die Laser- und Kraftmessung sowie die Hochgeschwindigkeitskamera. Die Daten der Laser- und Kraftmessung werden über eine Messkarte auf den PC übertragen (siehe Abschnitt 4.2.3.5). Die Steuerung erfolgt ebenfalls, gleich wie bei den Feldversuchen, durch das Programm Labview, das letztendlich einen ASCII-Datensatz erstellt.
Das Video der Hochgeschwindigkeitskamera kann anschliessend mit einer geeigneten Betrachtersoftware (Redlake Motion Scope Media Player[2]) ausgewertet werden.

5.2.2 Verwendete Barrieren

Zur Untersuchung unterschiedlicher Eigenschaften wurden folgende Barrieren nach Tab. 5.2 verwendet. Diese unterscheiden sich zum einen durch die Maschenweiten, anderseits

[2]MotionPlayer ist eine Microsoft Windows basierende Software zur bildweisen Auswertung von Videoaufnahmen, http://www.redlake.com

durch die Materialeigenschaften hinsichtlich ihrer Elastizität und Verformbarkeit. Zudem wurden auch starre Barrieren durch Holz, bzw. Plexiglasplatten simuliert. Diese sind bezüglich des Materialrückhalts als undurchlässig einzustufen.

Tabelle 5.2: In den Versuchen verwendete Barrieren und deren Maschenweiten

Barriere/Netz	**Eigenschaften**	**Maschenweite** $[cm]$	**Material**
Elastisches Netz	flexibel, elastisch	2	Netz gummigelagert
Katzennetze	flexibel, unelastisch	2, 3	Seilnetz
Relingsnetze	flexibel, unelastisch	4, 6	Seilnetz
Quadratgitter	starr	0.5	Drahtgeflecht
Kaninchengitter	starr	1.2, 1.6, 2	Drahtgeflecht
TECCO-Geflecht	starr	3	Drahtgeflecht
Starre Platte	starr/undurchlässig	-	Holz und Kunststoff

Die verwendeten Netze und Barrieren stellen keine echten Modelle eines Ringnetzes dar. Materialparameter, wie z.B. den Steifemodul k des Ringnetzes, im Modell nachzubilden, funktioniert kaum auf Grund der unterschiedlichen Steifigkeitsverhältnisse von Modell zu Natur. Die Steifigkeiten werden im Modell immer zu steif nachgebildet (siehe hierzu Abschnitt 5.1.1). Deshalb müssen die Barrieren im Modell wesentlich weicher sein als in Natur. Die weichen Netze stellen zwar weiterhin eine grosse Vereinfachung der Ringnetzbarrieren in Natur dar, jedoch können geometrische Eigenschaften, wie die Maschenweite und der Basisdurchlass über einen Skalierungsfaktor bzw. über eine Dimensionsanalyse mehr oder weniger realitätsnah simuliert werden (siehe Abschnitt 5.1).

5.2.3 Verwendete Murgangmaterialien

Schon Weber stellte in [106] fest, dass bei der Verwendung von natürlichen Materialien ein naturnahes Abbildungsverhalten nur möglich ist, wenn einerseits das Grösstkorn d_{max} auf die Gerinnebreite angepasst wird und andernfalls die Korngrössenverteilung wie im natürlichen Murgangmaterial vorhanden bleibt. Diese beiden Punkte sind miteinander so gut wie nicht erfüllbar bzw. widersprechen sich gegenseitig. Als Mass für das maximal mögliche Grösstkorn gilt ungefähr ein Zehntel der Rinnenbreite. Es wurde letztendlich folgender Kompromiss gewählt:
Es wurden natürliche Murgangmaterialien aus Ablagerungsbereichen in den Gerinnen entnommen und auf eine Grösstkorngrösse von 3 cm gesiebt. Die entfernten Fraktionen verändern zwar die Korngrössenverteilung innerhalb der Murgangmischung, jedoch nicht das Verhältnis der Korngrössen $d < 3\ cm$ untereinander. Die rheologischen Eigenschaften von Murgängen werden nämlich stark vom Wassergehalt und dem vorhandenen Feinkornanteil von Tonen und Schluffen bis zu einer Korngrösse von 0.06 mm dominiert [106]. Dieser Anteil wird beim Aussieben nicht verändert, er verändert sich nur prozentual innerhalb der Siebkurve. Die Siebkurve wird durch das Weglassen der gröberen Anteile nach links, Richtung kleinerer Anteile, verschoben. Dies wird über das Verhältnis der

d_{90}-Korngrösse zwischen Modell und Natur innerhalb der Skalierung wieder berücksichtigt (siehe Abschnitt 5.1).
Eine Wiederverwendung des herangezogenen Murgangmaterials erübrigt sich insofern, dass der Feinanteil nach jedem durchgeführten Versuch nicht komplett wieder rückgewonnen werden kann, da er in Spalten und Ritzen entlang der Rinne verloren geht.

5.2.3.1 Materialherkunft

Es wurden insgesamt vier verschiedene Murgangmaterialien verwendet. Zwei davon stammen jeweils aus den Wildbächen Merdenson und Illgraben im Wallis. Diese beiden Herkunftsorte wurden auf Grund der vorhandenen Testbarrieren gewählt, um einen Vergleich zu den gemessenen und beobachteten Feldeigenschaften zu ziehen. Die zwei weiteren verwendeten Materialien stammen jeweils aus Wildbächen im Berner Oberland (Alpbach im Haslital und Trachtbach bei Brienz). Diese beiden Entnahmeorte wurden auf Grund der dort geplanten Murgangschutzverbauungen mit Ringnetzen gewählt, um bestmöglichst den Einfluss der Maschenweiten und des Basisdurchlasses anhand von Laborversuchen zu untersuchen (siehe [109; 110]).
Bei der Wahl der Entnahmeorte spielt auch eine gute Zugänglichkeit eine Rolle. Jeweils mit dem Auto oder zu Fuss war diese im Merdenson wie auch im Illgraben gegeben, das Material aus dem Gummen und Trachtbach musste mit Helikoptern ins Tal gebracht werden. Deshalb waren mit diesen beiden Materialien auch nur eine begrenzte Anzahl an Versuchen möglich, wohingegen die meisten Versuche mit dem Material aus dem Illgraben durchgeführt werden konnten.

5.2.3.2 Sieblinien

Die Korngrössenverteilungen der verwendeten Materialien sind in Abb. 5.4 abgebildet. Charakteristisch für alle Murgangmaterialien ist ein Feinanteil an Ton und Silt von mindestens 10% (siehe Abb. 5.4 und [106; 99]). Auffällig ist der grosse Feinanteil des Trachtbachmaterials mit $d < 0.06\ mm$ von fast 40% wohingegen die anderen Materialien bei nur knapp 20% liegen. Dies deutet nach [99] auf ein sehr viskoses Fliessverhalten des Trachtbachmaterials hin. Viskose Murgänge weisen einen viel höheren Anteil an diesen Feinmaterialien mit $d < 0.06\ mm$ auf.

5.2.3.3 Dichtebestimmung

Im Rahmen der Arbeit von Gubler [46] wurden von drei der vier verwendeten Murgangmaterialien die Festsubstanzdichten bestimmt. Das Material aus dem Trachtbach wurde hierbei nicht untersucht, da es sehr kohäsiv und lehmig ist, was die Analyse zu schwierig gestaltete. Die bestimmten Materialdichten sind in Tab. 5.3 ersichtlich.

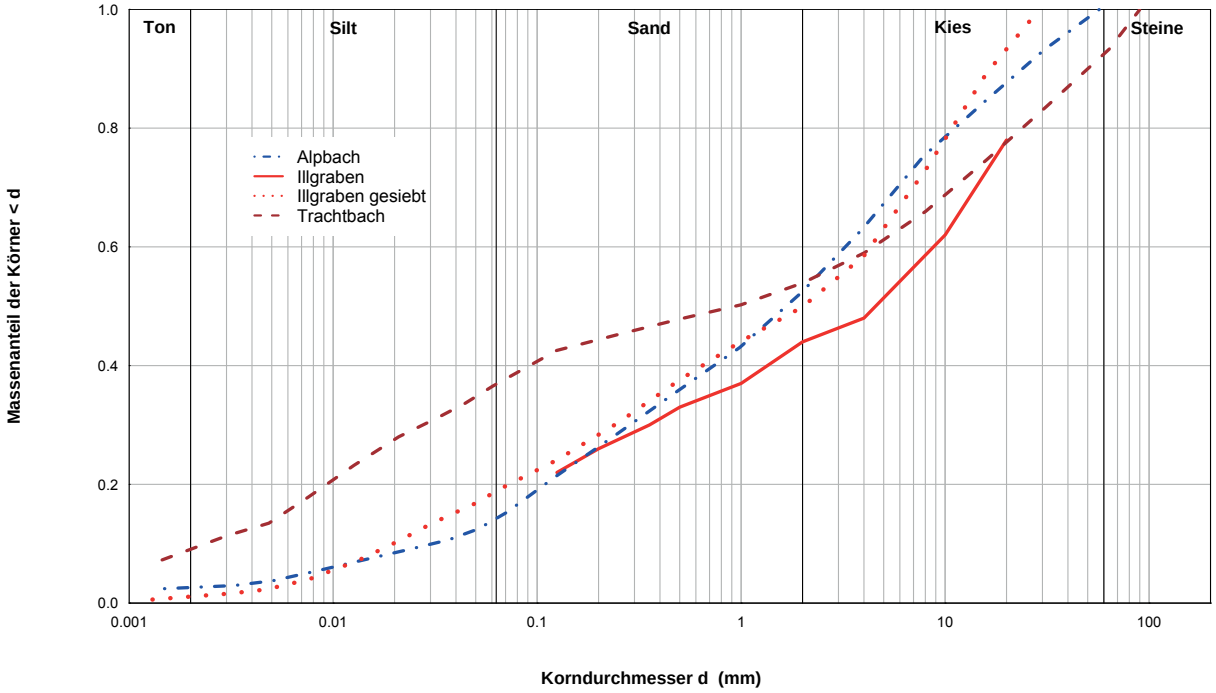


Abbildung 5.4: Korngrössenverteilung für drei der verwendeten Murgangmaterialen Illgraben, Alpbach und Trachtbach (gestrichelt) und zusätzlich noch die Sieblinie des Illgrabenmaterials von einer früheren Entnahme (durchgezogen)

Tabelle 5.3: Nach [46] bestimmte Rohdichten der verwendeten Murgangmaterialien

Entnahmeort	**Trockenmaterialdichte** $[kg/m^3]$
Alpbach	2533
Illgraben	2693
Merdenson	2696
Trachtbach	2000 (geschätzt)

5.2.3.4 Viskositätsbestimmung

Für das Material aus dem Illgraben wurde des Weiteren eine Viskositätsbestimmung durchgeführt. Dies geschah in Kooperation zusammen mit Kowalski [62] am Institut für Ernährungswissenschaften der ETH Zürich. Die Messungen erfolgten in einem Kugelviskosimeter nach [88] (siehe Abb. 5.5). Dieses besteht aus einem runden Gefäss mit einem Radius $R_s = 57.5\ mm$ und einer Höhe $h_s = 48\ cm$. Eine Kugel mit dem Durchmesser $d = 12\ mm$ wird mit der Rotationsgeschwindigkeit ω durch die Suspension bewegt. Aus der Schubspannung τ und der Scherrate $\dot{\gamma}$ wird die dynamische Viskosität bestimmt zu

$$\eta = \frac{\tau}{\dot{\gamma}}. \tag{5.18}$$

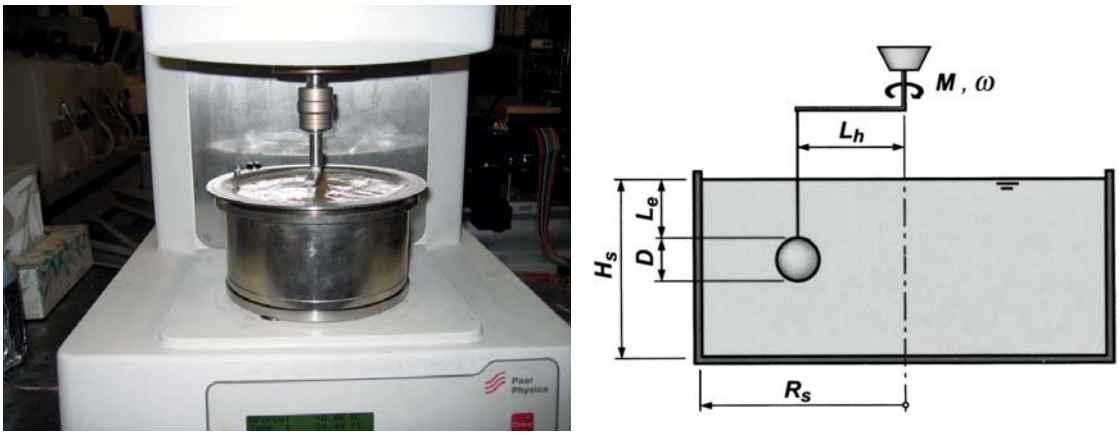


Abbildung 5.5: Kugelviskosimeter zur Bestimmung der Viskosität der flüssigen Murgangphase und dessen schematischer Aufbau (rechts)

Näheres zum Umrechnen der gemessenen Werte in die Schubspannung τ und Scherrate $\dot{\gamma}$ siehe [88]. Die Feststoffkonzentration der Lösung C_v berechnet sich nach [88] zu

$$C_v = \frac{C_{s,DF} C_{s,SL}}{1 + C_{s,DF}(1 - C_{s,SL})} \tag{5.19}$$

mit $C_{s,DF}$ als volumetrische Feststoffkonzentration im Murgang und $C_{s,SL}$ als prozentualer Anteil der verwendeten Korngrössen in der Sieblinie, bezogen auf den Gesamtanteil der Korngrössen in der Sieblinie. Feinsiebungen des Illgrabenmaterials nach [62] ergaben, dass die Korngrösse $d < 2\ mm$ einen Anteil von 36.6% am gesamten gesiebten Material und die Korngrösse $d < 4\ mm$ einen Anteil von 50% ausmachen (siehe Abb. 5.4, Illgraben).
Das Material wurde getrocknet gesiebt und dann auf das Gramm genau abgewogen. Dann wurde das erforderliche Wasser für den entsprechenden volumentrischen Wasseranteil beigefügt. Hierbei stellte sich heraus, dass die Mischung mit $d < 4\ mm$ und $w = 20\%$ zu viskos für den Viskosimeter ist. Eine nachträgliche Wasserzugabe verfälschte das Ergebnis des zugehörigen Wassergehalts und des untersuchten Suspensionsvolumens.
Es wurden drei Messungen pro Schergeschwindigkeit durchgeführt und diese dann gemittelt. Eine scherverflüssigende Wirkung zeigte sich bei allen Messungen. D.h. bei der kleinsten gefahrenen Schergeschwindigkeit von $\dot{\gamma} = 0.1\ [1/s]$ wurden jeweils die grössten Viskositäten gemessen, wohingegen die kleinsten Viskositäten jeweils bei $\dot{\gamma} = 30\ [1/s]$ gemessen wurden. Es ergaben sich die gemittelten Viskositäten nach Tab. 5.4.

Das scherverdünnende Verhalten des Illgrabenmaterials bedeutet für den Fliessprozess des Murgangs, dass, sobald hohe Fliessgeschwindigkeiten auftreten bzw. erreicht sind, das Material selbst immer weniger Widerstand entgegensetzt. Zudem zeigt sich bei grösserer Korngrösse und gleichem Wassergehalt eine höhere Viskosität. Dies scheint plausibel und so auch auf den Naturprozess übertragbar zu sein.
Auftretende Scherraten während eines Fliessprozesses können über ein linear angenommenes Geschwindigkeitsprofil über die Fliesshöhe h_{fl} approximiert werden. Fliesst z.B. ein Murgang mit der Fliesshöhe $h_{fl} = 1\ m$ und einer mittleren Frontgeschwindigkeit von $3\ m/s$, so beträgt die Scherräte $\dot{\gamma}$ im Murgang ungefähr $3\ [1/s]$. Nimmt man für die flüssige Phase an, dass Partikel mit $d < 2\ mm$ noch in Schwebe gehalten werden, so beträgt

Tabelle 5.4: Nach [88] mit einem Kugelviskosimeter bestimmte mittlere Viskositäten

Wassergehalt [%]	$C_v[-]$	**d** $[mm]$	**Schergeschw.** $\dot{\gamma}$ $[1/s]$	**Viskosität** $[Pas]$
0.2	0.59	< 2	0.1	250
0.2	0.59	< 2	1	17.4
0.2	0.59	< 2	10	2.6
0.2	0.59	< 2	30	1.5
0.3	0.46	< 2	0.1	76
0.3	0.46	< 2	1	6
0.3	0.46	< 2	10	1.0
0.3	0.46	< 2	30	0.6
0.2	≈ 0.68	< 4	zu viskos	nicht messbar
0.3	0.54	< 4	0.1	171.8
0.3	0.54	< 4	1	26
0.3	0.54	< 4	10	2.6
0.3	0.54	< 4	30	1.2

deren Viskosität η ungefähr 5 Pas bei einem Wassergehalt von 30%.
Betrachtet man die gemessenen Schubspannungen über die Scherraten, so bestätigen die Messungen die Modellannahme des Bingham-Modells für Fluide mit Partikeln in Abschnitt 2.2.2.3 in Gleichung 2.19. Z.B. zeichnet sich bei Partikeln $d < 2$ mm und einem Wassergehalt von 30% und einer Feststoffkonzentration $C_v = 0.46$ die Binghammodelleigenschaft nach Abb. 5.6 ab. Die Anfangsscherfestigkeit τ_b liegt hier bei knapp 5.5 N/m^2 und die Binghamsche Viskosität $\eta_b \approx 0.45$ bei einem Korrelationskoeffizient R^2 der Ausgleichsgerade von 0.97.

Leider sind Viskositätsmessungen für grössere Korngrössen noch nicht möglich. Der grösste Viskosimeter kann mit Korngrössen bis zu 2 cm betrieben werden [21]. Die Viskosität des gesamten Murgangstroms kann deshalb immer nur fiktiv abgeschätzt und extrapoliert werden. Auch die Werte dieser Messungen dienen nur als Anhaltspunkt für eine Grössenordnung für die Widerstandsbestimmung des Ringnetzes bei der Schlammstromdurchströmung in Abschnitt 6.2.3.

5.2.3.5 Reibungswinkel

Der innere Reibungswinkel gemäss Coulomb Gesetz in Gleichung 2.20 aus Abschnitt 2.2.2.3 wurde nur für das Illgrabenmaterial näher bestimmt. Hier war die Grösse des inneren Reibungswinkels relevant für die Bemessung der Feldbarriere und die Rückrechnung der gemessenen Felddaten.
Für die Bestimmungsversuche an der TU München am Lehrstuhl für Bodenmechanik wurden Proben mit $d < 20$ mm verwendet. Da das Illgrabenmaterial ein sehr bindiger Boden ist, der sich auch bei grösster angewandter Verdichtungsarbeit nur unvollkommen verdichten lässt, wenn nicht der ideale Wassergehalt vorhanden ist, wurden vier Proctorversuche

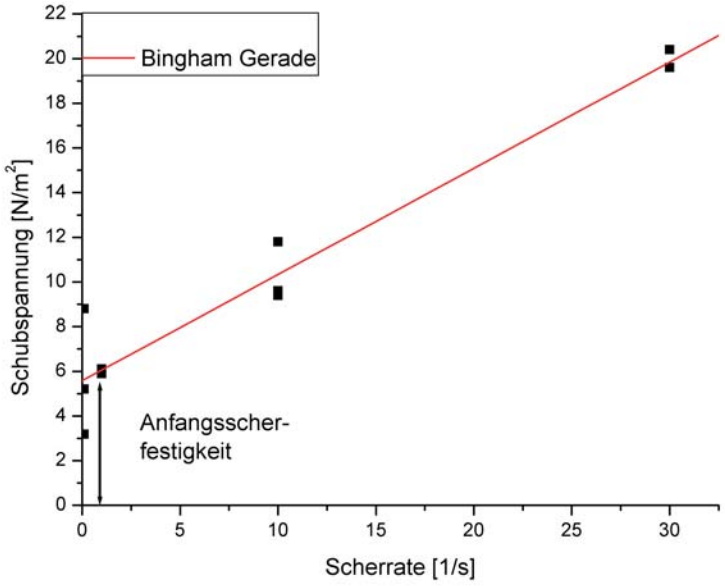


Abbildung 5.6: Bestätigung des Bingham Modells anhand einer Suspension mit $C_v = 0.46$ und mit Partikeln $d < 2\ mm$

nach DIN 18127 durchgeführt [29]. Hierbei wurde der ideale Wassergehalt zu $w = 5.9\%$ für die höchste Trockenrohdichte von $\rho_d = 2225\ kg/m^3$ ermittelt. Dieser Wassergehalt wurde für den späteren Triaxversuch nach DIN 18137 Teil 2 [30] als Anfangswassergehalt verwendet. Es wurde ein CU Versuch durchgeführt, d.h. konsolidiert mit $\sigma_1 = \sigma_3 = 50\ kN/m^2$ und undrainiert, d.h. der Porenwasserabfluss wird verhindert und dabei der entstehende Porenwasserdruck p gemessen. σ_3 wird konstant gehalten und σ_1 bis zum Bruch gesteigert. Ein Bruchzustand ist schematisch in Abb. 5.7 rechts aufgezeigt. Es ergab sich beim Versuch mit Illgrabenmaterial ein effektiver innerer Reibungswinkel von $\phi' = 42.9°$ mit einer Kohäsion $c' = 20.5\ kN/m^2$.

Dieser Wert ist unter idealen Laborbedingungen und dem idealen Wassergehalt und Verdichtungsgrad entstanden. Im Feld sind diese Voraussetzungen fast nie gegeben. Zudem wurde der Versuch auch nur mit Illgrabenmaterial der Korngrösse $d < 2\ cm$ durchgeführt. In der Realität sind selbstverständlich viel grössere Korngrössen vorhanden, d.h. das Material ist teilweise mit sehr grossen Blöcke durchsetzt. Der innere Reibungswinkel ist dort grossen Schwankungen unterworfen. Dennoch kann der ermittelte Wert des Reibungswinkels als Anhaltswert für die weiteren Berechnungen genommen werden.

5.2.4 Versuchsablauf

5.2.4.1 Herstellung der Murgangmischung

Zuerst wird der Restwassergehalt w_r des gelagerten Murgangmaterials bestimmt. Dies geschieht anhand der Massendifferenz mehrerer Proben vor und nach einer 24 h Trocknung

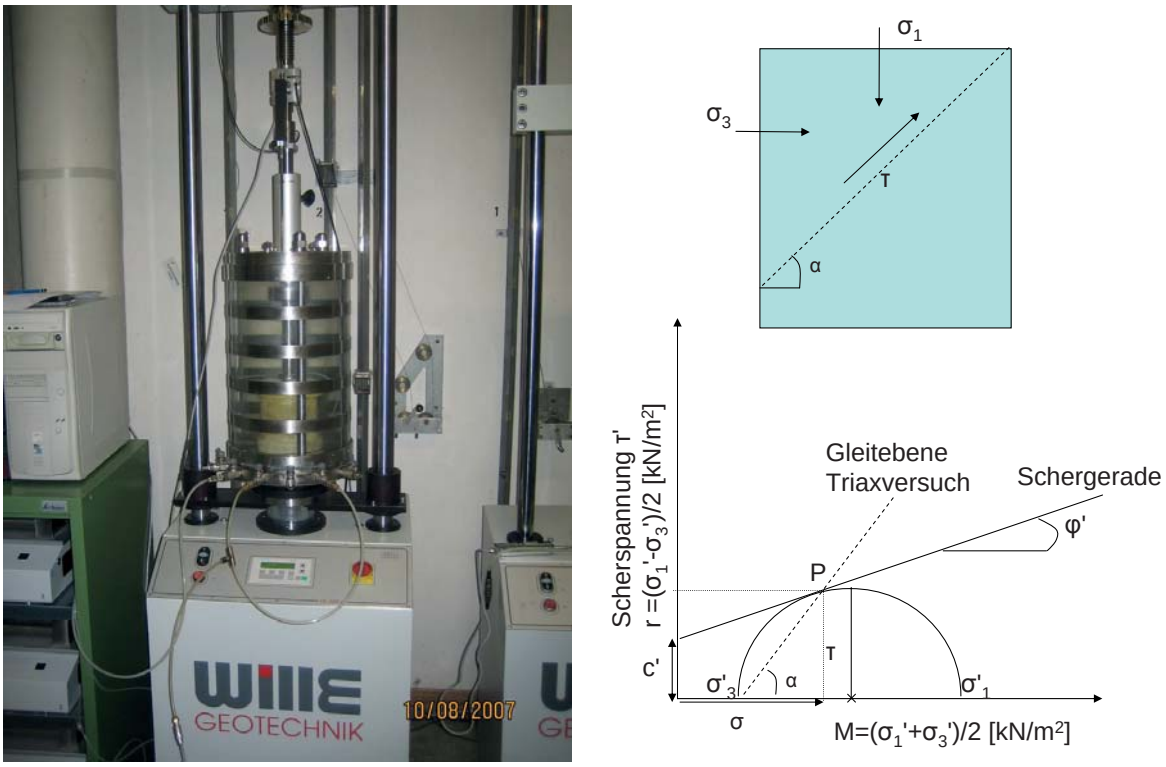


Abbildung 5.7: Triaxialgerät zur Bestimmung des inneren Reibungswinkels (links) und Funktionsweise des Triaxialgerätes erklärt durch die Mohr Coulombsche Bruchtheorie (rechts)

im Ofen bei $105°C$. Daraus berechnen sich aus dem gewünschten volumetrischen Wassergehalt der Startmischung w und dem gewünschten Startvolumen V folgende Mengen an Feststoffen und Wasser:

$$m_s = \frac{w}{1 - w_r} \rho_s V \tag{5.20}$$

$$m_f = w \rho_f V - w_r m_s \tag{5.21}$$

mit ρ_s Dichte des Festmaterials nach Tab. 5.3 und ρ_f Dichte des Wassers. Die üblicherweise für die einzelnen Materialien verwendeten Wassergehalte und die daraus resultierenden Murgangdichten sind in Tab. 5.5 abgebildet.

Tabelle 5.5: Volumetrischer Wassergehalt w der Versuchsmischung und die daraus resultierende Dichte ρ der Gesamtmischung

Material	**Wassergehalt** [%]	**Murgangdichte** $[kg/m^3]$
Alpbach	54	1700
Illgraben	30	2200
Merdenson	57	1700
Trachtbach	52	1500

Die erforderlichen Feststoffe und das Wasser werden danach eingewogen und mit einem Betonmischer so lange gemischt, bis sich eine homogene Phase gebildet hat.

5.2.4.2 Versuchsdurchführung

Das weitere Vorgehen wird nur kurz aufgezeigt; die detailliertere Vorgehensweise und Durchführung ist in [59] beschrieben.
Nach dem Einbau der Barriere prüft man die korrekte Funktion der Messzellen mit einer Federwaage. Diese Kontrolle ist unerlässlich, um sie auf den Nullwert zu eichen und dadurch ein gleichmässiges Ansprechen zu garantieren. Anschliessend sollte der Bildausschnitt der Hochgeschwindigkeitskamera mit bereits angeschaltetem Scheinwerfer überprüft werden. Wird vom Gerüst die Rinne von oben gefilmt, ist es wichtig den Ausschnitt so einzustellen, dass der ganze rückgestaute Murgangkegel abgebildet wird. Wird frontal vor der Barriere gefilmt, sollte die ganze Barriere im Bildausschnitt vorhanden sein sowie die beiden Messmarken zur Verifizierung der Aufprallgeschwindigkeit.
Kurz vor dem Einbringen des Murgangmaterials in den Startbehälter wird die Rinne bewässert, um ein nasses Bachbett zu simulieren und um die Fliesseigenschaften des Murgangs zu verbessern.
Das Einbringen des Murgangmaterials in den Startbehälter sollte erst erfolgen, wenn alles andere soweit vorbereitet und startklar ist. Steht das Material zu lange im Startbehälter, setzt sich das Festmaterial wieder langsam ab, und es findet eine Entmischung statt, wodurch sich die Fliesseigenschaften der erzeugten Murgangwelle erheblich ändern.
Nach der Aktivierung der Messtechnik wird die Klappe geöffnet. Das Material fliesst in einer walzenden Bewegung einer Murgangfront ähnelnd, zur Barrriere und füllt diese auf.

5.3 Resultate

Es wurden insgesamt 66 Laborversuche durchgeführt, davon 42 mit dem Material aus dem Illgraben. Tab. 5.6 gibt einen Überblick über die verwendeten Materialien, Wassergehalte, Startvolumina und Neigungen.

Tabelle 5.6: Übersicht nach [46] über die in den Versuchen verwendeten Materialien, Wassergehalte, Startvolumina und Neigungen

Material	**Neigung**			**Startvolumen**			**Wassergehalt**	**Total**
	25%	40%	50%	50 l	100 l	150 l	(volumetrisch [%])	
Alpbach			9	9			54	9
Illgraben	7	11	24	13	23	6	30	42
Trachtbach	11			10	1		52	11
Merdenson	4			3	$(1 \times 75\ l)$		57	4

5.3.1 Visuelle Beobachtungen



Abbildung 5.8: Durch den Murgang verfülltes Netz von vorne und von oben (Versuch mit Illgrabenmaterial bei 50 l Startvolumen und einer Neigung von 25%)

Während der Versuche und auf den Videoaufzeichnungen zeigten sich folgende Eigenschaften, die für Murgänge typisch sind. Bei den Illgrabenversuchen konnte man immer eine Art Front mit grossen Steinen vorweg beobachten, während der flüssigere Teil mit den Feinanteilen danach folgte. Die Kornverteilung zeigt sich auch noch ganz deutlich in Abb. 5.8 nach dem Auffüllen des Netzes. Sie nimmt deutlich vom Netz weg ab und der Anteil an Wasser zu. Hingegen wirken die Versuche mit Alpbachmaterial eher schlammiger mit schwach ausgebildeter Front. Dies ist auf Grund des zugegebenen Wassergehaltes auch so gewollt, denn Murgänge im Alpbach sind eher schlammig (Dichten mit $\rho \approx 1800 - 1900\ kg/m^3$ nach [50]). Die Murgänge mit dem Trachtbachmaterial zeigen ein sehr viskoses Fliessen durch das extrem bindige Material. Bei allen Versuchen sammeln sich aber dennoch während des Niedergangs die grossen Steine an der Front, wohingegen die kleineren mit dem Wasser hinten folgen. So entsteht beim Aufprall der Front mit den Steinen bereits die Verklausung am Netz. Die wenigen Videos, die von oben die Versuche filmten, zeigten bei den Illgrabenversuchen mit 25% Neigung kurz nach der Verklausung eine Art Rückstromwelle, die sich vom Netz stromaufwärts Richtung flüssigen Schlamm bewegt (siehe Abb. 5.9). Der Füllprozess ist in drei Stufen unterteiltbar: (1). der Aufprall der Front, (2). eine kleine vertikale Ablenkung bzw. das Auffüllen der Barriere und (3). die reflektierte Welle nach Oberstrom (siehe Abb. 5.11 links). Die Ausbildung der Rückschlagwelle bestätigt den späteren Lastansatz in Abschnitt 6.3.
Auch konnte bei grösseren Startvolumina bzw. flüssigeren Mischungen und einer damit verbundenen höheren Frontgeschwindigkeit, eine Ablenkung des Murgangstromes nach oben beobachtet werden (siehe Abb. 5.10 links), die auf eine vertikale Ausbreitung, d.h. eine Ausbreitung senkrecht zur Einströmrichtung bzw. parallel zur Barriere, hindeutet [3]. Zuerst trifft die Front auf die Barriere, wird bei grösseren Fliessgeschwindigkeiten vertikal reflektiert, und schiesst dann über die Barriere. Der Rest des Rückhaltevolumens hinter der Barriere wird dann durch das nachkommende Material voll aufgefüllt (siehe Abb. 5.10 rechts). Dieser Effekt tritt vermehrt ausgeprägt bei den starren Barrieren auf. Für eine detaillierte Übersicht und Auswertung der Videoanalysen siehe [46].

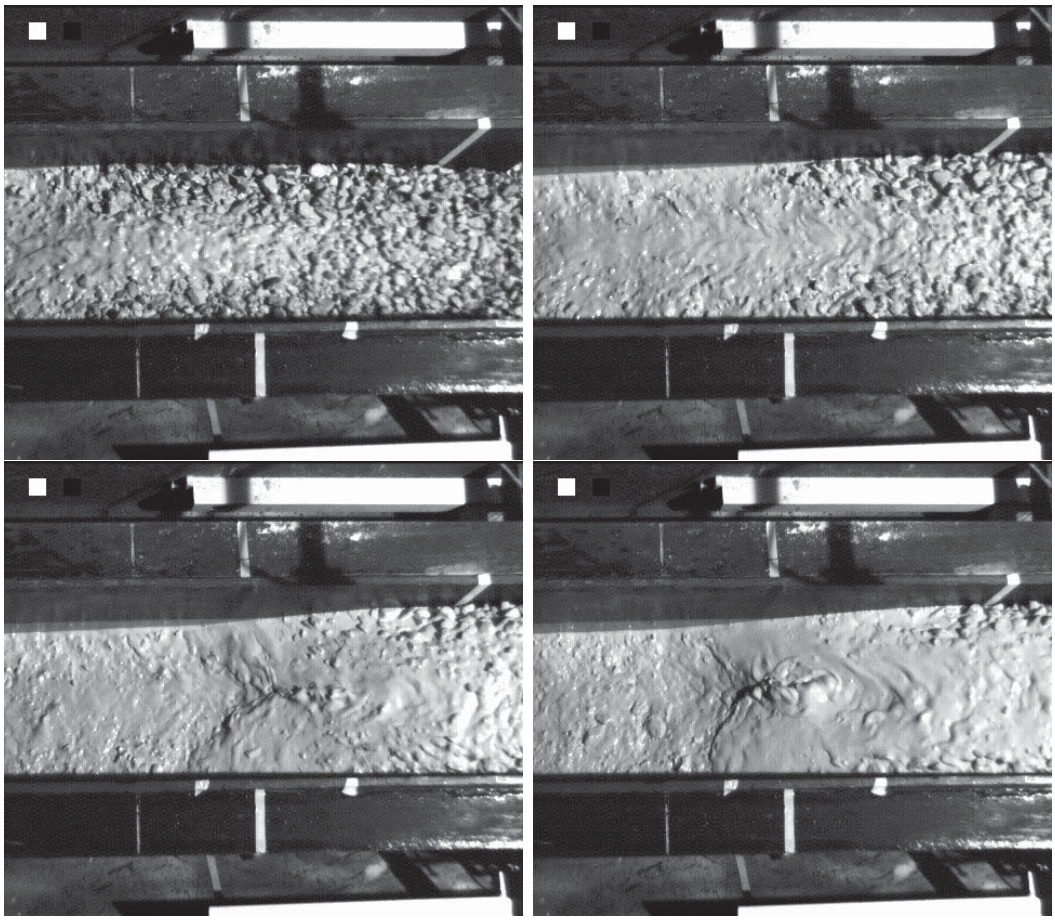


Abbildung 5.9: Ausgebildete Rückstromwelle kurz nach der Netzverklausung zu den Zeitpunkten $t_1 = 2860$, $t_2 = 3320$, $t_3 = 3740$ und $t_4 = 4030$ ms bei einem 50 l Versuch mit Illgrabenmaterial bei einer Neigung von 25%

5.3.2 Bestimmung relevanter Skalierungsfaktoren

Bei einem ideal konstruierten Modell müssten alle 9 Zahlen im Modell mit denen in Natur übereinstimmen. Da dies aber in Realität nie möglich ist, wenn man nur das Beispiel der bereits im Abschnitt 5.1 erwähnten Übereinstimmung von Froude- und Reynoldszahl aufgreift, so gilt es, die aussagekräftigsten Zahlen herauszufinden und zu deuten. In Tab. 5.7 sind die in Abschnitt 5.1 aufgeführten dimensionslosen Zahlen für die Werte von typischen beobachteten Feldmurgängen aller verwendeter Materialien aufgelistet und denen aus dem Labor gegenübergestellt (Felddaten Illgraben siehe Tab. 4.1). In der letzen Spalte ist eine Wertung der dimensionslosen Zahl im Bezug auf den betrachteten Prozess und ihre Wichtigkeit gesetzt, wobei $a = relevant$, $b = weniger\ relevant$ und $c = nicht\ relevant$ bedeutetet.

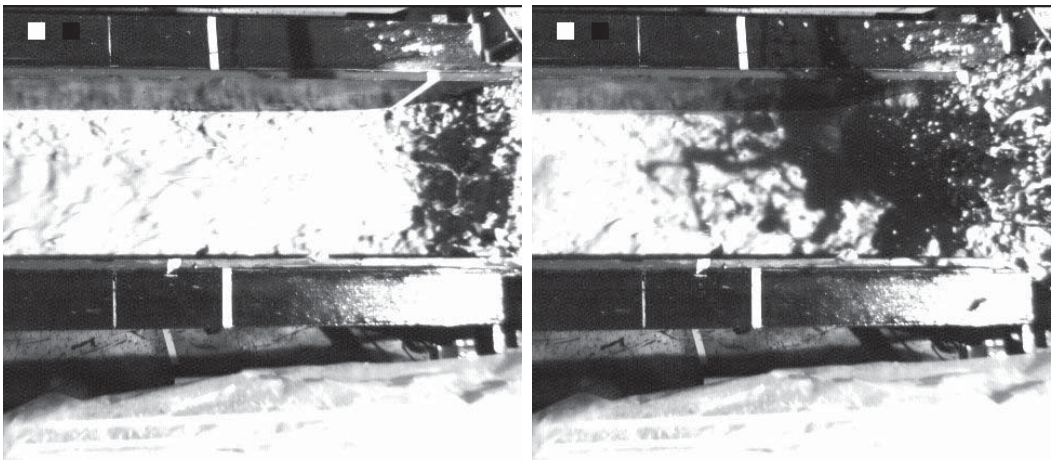


Abbildung 5.10: Ausgebildete Ablenkung der Murgangfront nach oben bei einer sehr schnellen Front eines 100 l Versuches mit Illgrabenmaterial mit einer Neigung von 25%

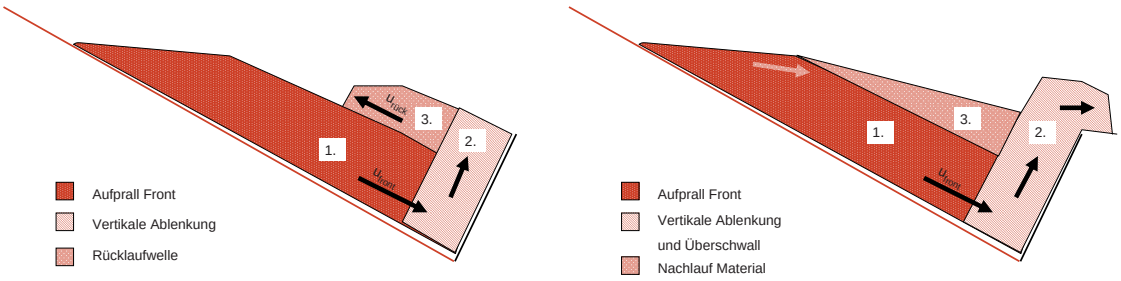


Abbildung 5.11: Schema der ausgebildete Rückstromwelle bei langsamem Aufprall (links) und Ablenkung der Murgangfront nach oben bei schneller Front (rechts)

Tabelle 5.7: Typische Wertebereiche der dimensionslosen Zahlen und ihre Relevanz

Π_i	**Labor**	**Feld**	**Wertung**
Π_1	0.1...1.0	0.7...2.0	a
Π_2	0.7...7.0	0.4...4.0	a
Π_3	100...1600	600...10^5	c
Π_4	0.8...18.0	2.6...4.0	a
Π_5	10...185	120...700	a
Π_6	0.2...1.2	2.0...10.0	b
Π_7	1.5...7	1.6...8	a
Π_8	0.3...2.0	1.2	b
Π_9	0.25...0.5	0.08...0.3	c

Für die Interaktion eines Murgangs mit einer Barriere sind folgende dimensionslose Zahlen für den Prozess wichtig:

- Π_1 besagt, wie gross die dynamische Druckerhöhung ΔP des Murgangs beim Aufprall auf die Barriere ist. Da sowohl die Dichte ρ als auch die Geschwindigkeit u_{front} eingehen, ist sie eine materialabhängige dimensionslose Zahl. Sie bildet das Bindeglied zwischen den Kräften im Labor und den gemessenen Kräften im Feld. Π_1 für die Feldereignisse wurde nach den Ansätzen von Armanini [3] zu 0.7 für schlammigere, wenig viskose und 2.0 für granulare, sehr viskose Murgänge gesetzt (siehe Abschnitt 6.3).

- Π_2 ist die Froude-Zahl, die normalerweise bei Freispiegelproblemen als Skalierungsbasis herangezogen wird. Sie scheint deshalb auch für Murgangabflüsse eine massgebende Skalierungsgrösse zu sein, da dort ebenfalls die Gravitationskräfte im Vergleich zu den viskosen Kräften überwiegen [106]. Die eingehenden Parameter der Fliessgeschwindigkeit u_{front} und der Fliesshöhe h_{fl} sind jeweils wichtige Eingangsgrössen in Bezug auf die auftretenden Lasten beim Einströmen eines Murgangs in eine Barriere (siehe Abschnitt 6.3).

- Π_4 beschreibt die gestoppte Länge des Murgangs bezogen auf die Füllhöhe der Barriere h_b' und ist die einzige Zahl, in welche die Auffüllzeit t_{imp} mit eingeht. Π_4 ist allgemein zur Bewertung der Dynamik des Auffüllprozesses eine wichtige Kenngrösse. Die Werte für t_{imp} von realen Feldereignissen sind bisher nur mit 90 s für den sehr schlammigen Murgang vom 18. Mai 2006 vorhanden. Dieser Wert scheint für granulare Murgänge nach [82; 23] sehr gross zu sein. Versuche an der USGS Rutsche erbrachten Einschlagzeiten von 1-4 s. Diese Zeiten wurden zur Bestimmung von Π_4 nach Tab. 5.7 bei den Felddaten angenommen. Es zeigt sich dadurch ein durchaus gemeinsamer Bereich von Π_4 trotz der Unsicherheit der Einschlagzeit auf Grund fehlender Messdaten.

- Π_5 beschreibt die charakteristische Länge eines Murschubes. Die eingehende Grösse des massgebenden Volumens des ersten auftretenden Murgangschubes V ist ein Schätz-, bzw. Prognosewert, der grosse Unsicherheiten mit sich bringt. Dieser Wert ist zum Beispiel im Illgraben nur grob aus dem mittleren Durchfluss $\overline{Q}$ und der Zeit t, die die Murgangwelle optisch gemäss der Videodaten andauert, bestimmbar. Werte zur Grösse von Murschüben sind in der Literatur bisher fast nicht genannt.

- Π_7 stellt das Verhältnis der gesenkten Netzhöhe h_b' zur Fliesshöhe h_{fl} dar und gibt direkt Auskunft, wie lange ein Füllprozess dauert, wenn man den Füllprozess in einzelne Schübe mit der Fliesshöhe h_{fl} unterteilt und diese vertikal übereinanderlegt bis zur erreichten Netzhöhe h_b' (siehe hierzu Abschnitt 6.3 und Abb. 6.12). Π_7 ist deshalb für den gesamten Auffüllprozess und die wirkenden Lasten eine wichtige Grösse.

Es gibt noch zwei dimensionslose Parameter, die zwar betrachtet werden, aber nicht

konsequent identisch sein müssen bzw. können. Die Unsicherheiten in der Bestimmung der eingehenden Grössen ist bei diesen Zahlen sehr grossen Schwankungen unterworfen:

- Π_6 und Π_8 bilden Verhältnisse zwischen geometrischen Grössen im Vergleich zum d_{90}-Korn. Hier liegt bei beiden Zahlen die Unsicherheit in der Abschätzung der d_{90}-Korngrösse. Vorhanden sind hier nur Werte für den Illgraben nach [69], worin von einer optisch massgebenden Korngrösse von 25 cm die Rede ist. Dieser Wert wurde als d_{90}-Korngrösse für die Feldwerte von Π_6 und Π_8 in Tab. 5.7 verwendet. Zur Skalierung der Maschenweite ist die d_{90}-Korngrösse dringend erforderlich (siehe [46; 109; 110]).

Im Folgenden nicht aussagekräftig sind Π_3 und Π_9:

- Die Reynoldszahl $Re = \Pi_3$ bleibt auf Grund des in Gleichung 5.4 hergeleiteten Widerspruchs zur Froude-Skalierung unbeachtet. Zähigkeitskräfte werden dadurch in diesem Modell nicht berücksichtigt. Zudem ist die Bestimmung der dynamischen Viskosität η nur für kleine Korngrössen möglich und Aussagen über die Grösse der Viskosität einer gesamten Murgangmischung sind deshalb schwierig und sehr fehlerbehaftet (siehe Abschnitt 5.4).
- Π_9 beschreibt eher den Murgangprozess an sich als einen wichtigen Parameter bei der Interaktion eines Murgangs mit einer Barriere. Die Neigung des Gerinnes selbst spielt eine wichtige Rolle in der Geschwindigkeitsentwicklung eines Murgangs und geht dadurch indirekt in die Zahlen Π_1, Π_2 und Π_4 mit ein.

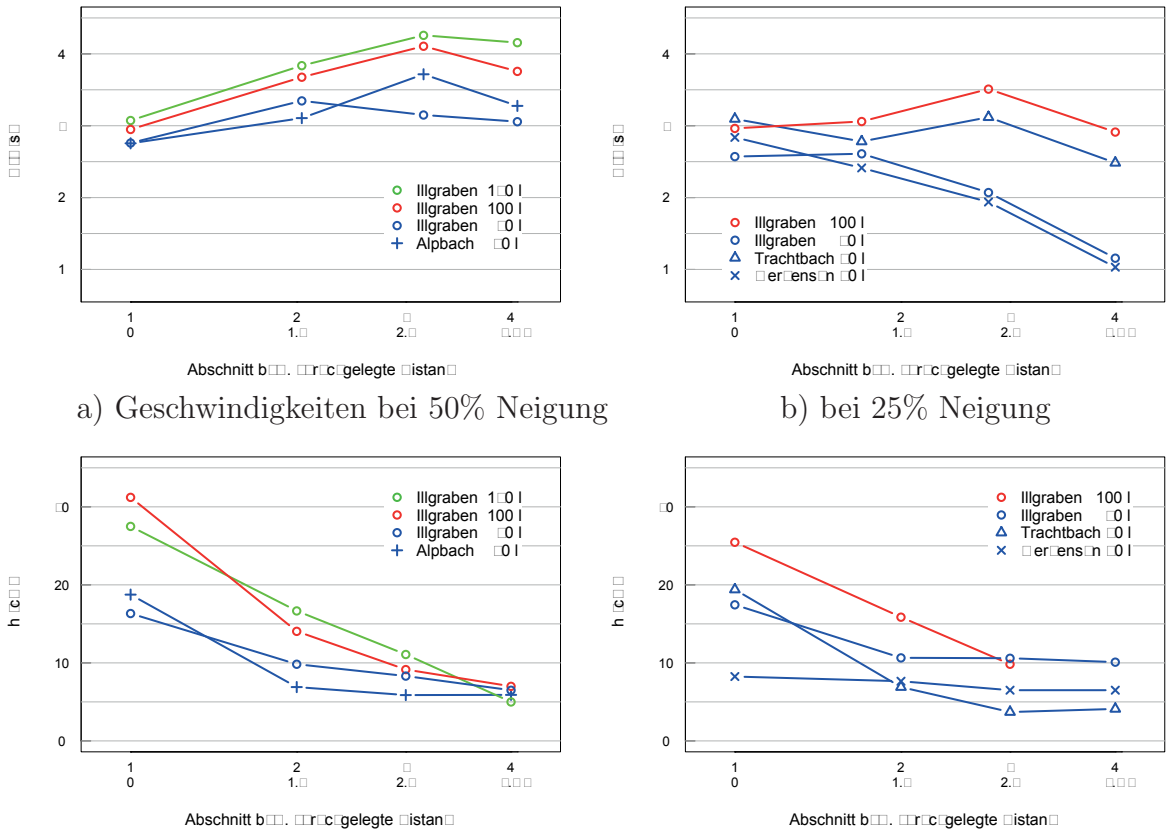
5.3.2.1 Beurteilung

Generell zeigt sich für die dimensionslosen Zahlen Π_1, Π_2 und Π_7 eine gute Übereinstimmung in Tab. 5.7. Dies lässt auf eine gute Übertragbarkeit der Laborversuche auf die gemessenen Felddaten schliessen. Eine genauere Analyse der dimensionslosen Zahlen in Bezug auf die einzelnen Murgangmaterialien ist in [46] beschrieben. Es steht fest, dass im allgemeinen bei den durchgeführten Laborversuchen die Froude-Zahlen eher zu hoch im Vergleich zum Feld und die Startvolumina eher zu klein waren. Beides lies sich aber auf Grund der schon vorhandenen Gegebenheiten an der Versuchsrinne nicht verbessern. Es ist nicht möglich gewesen, noch langsamere Murgänge zu erzeugen, da diese bei noch geringerem Gefälle nicht mehr bis zur Barriere fliessen. Zudem ist das Startvolumen der erzeugten Murgangwelle auf Grund des Fassungsvermögens des Startbehälters auf 150 l begrenzt.
Π_4 und Π_5 beschreiben eine charakteristische Länge des Murgangs. Π_4 beschreibt die Länge, die hinter der eingestauten Barriere des Murgangs mitwirkt und Π_5 die Länge des ganzen Murgangschubs. Π_5 ist in den Felddaten meistens grösser als bei den Laborversuchen; dies ist auf das zu kleine Startvolumen bei den Laborversuchen zurückzuführen [46]. Nur die Laborversuche mit Trachtbachmaterial bei denen ein Schubvolumen $V \approx 5000\ m^3$ prognostiziert wurde, zeigten eine gute Übereinstimmung für das dimensionslose Volumen.

Allgemein gilt aber, dass das Startvolumen der Laborversuche mit 50-150 l eher zu klein ist im Vergleich zu den Murgangvolumina eines Schubes in Realität.
Betrachtet man den Quotient aus Π_4/Π_5, so bekommt man das prozentuale Verhältnis der gestoppten Länge zur Gesamtlänge des Murschubes. Dieses Verhältnis wird aussagekräftig bei der Effizienzbetrachtung der Barrieren bezogen auf einen Murgangschub.
Π_6 und Π_8 liegen für den Schätzwert eines massgebenden Korndurchmessers im ähnlichen Bereich. Für die Skalierung der Maschenweite ist vor allem Π_8 relevant.
Nach [46] zeigte sich bei der Auswertung der Dimensionsanalyse ein Längenfaktor L_s für die durchgeführten Versuche zwischen 20 und 30. Dieser Wert ist grösser als der für diese Rutsche von Weber [106] vorgeschlagene Wert von 10 zur Übertragung auf Schweizer Wildbäche. Diese Unstimmigkeit kann aber mit den unterschiedlich verwendeten Materialien und die Betrachtung verschiedener relevanter Grössen begründet werden.

5.3.3 Fliessgeschwindigkeiten und Fliesshöhen

Die gemessenen Geschwindigkeiten sind jeweils Durchschnittsgeschwindigkeiten für den gemessenen Abschnitt aus den Laserdurchgängen. Die Geschwindigkeiten entsprechen deshalb den mittleren Frontgeschwindigkeiten u_{front} und nicht den Maximalgeschwindigkeiten. Diese können nach Abschnitt 4.4 deutlich höher sein.
Die Geschwindigkeit an Laser 1 wird in erster Linie durch die Neigung des Startbehälters und der glatten Beschleunigungsstrecke bestimmt. Durch die Verengung der Beschleunigungsstrecke wird die Geschwindigkeit zusätzlich erhöht. Trifft der Murgang dann bei Laser 1 auf das rauhe Sohlenmaterial, wird er erstmals abgebremst, und es kommt zur typischen Ausbildung der Murgangfront als Deckwalze. Die weitere Geschwindigkeitsentwicklung entlang der Rinne hängt jetzt von der Neigung der Messstrecke ab. Bei einer Neigung von 50% beschleunigt der Murgang auf seiner Strecke bis zur Barriere, wohingegen er bei einer Neigung von 25% durch die vorherrschenden Reibungskräfte der Sohle kontinuierlich abgebremst wird. Bei einer Neigung von 25% zeigt sich die Dominanz der Reibungskräfte vermehrt bei den 50 l Versuchen (siehe Abb. 5.12 b).
Solange die Murgänge beschleunigen, nehmen die Fliesshöhen tendentiell ab [46] (siehe Abb. 5.12). Dies lässt sich durch das immer mehr nach vorne zur Front drängende Material erklären, was den Murgang in sich "auseinanderzieht" und länger macht. Beim Abbremsen erhöhen sich die Fliesshöhen dann wieder. Dieser Effekt war bei den Laborversuchen auf Grund des begrenzten nachfliessenden Materials nicht mehr offensichtlich (siehe Abb.5.12).
Vergleicht man die Versuche miteinander, so zeigen sich in allen Versuchen bei grösseren Startvolumina auch grössere Fliessgeschwindigkeiten. Gleiches gilt bei steilerer Neigung. Zwischen den verschiedenen Materialien ergeben sich teilweise auch deutliche Differenzen (siehe Abb. 5.12). Diese sind auf die unterschiedlichen Materialeigenschaften wie Dichte, inneren Reibungswinkel und Kohäsion zurückzuführen, sowie auch auf den unterschiedlichen Wassergehalt der verwendeten Mischungen.



a) Geschwindigkeiten bei 50% Neigung

b) bei 25% Neigung

c) Fliesshöhen bei 50% Neigung

d) bei 25% Neigung

Abbildung 5.12: Mittelwerte nach [46] der Versuchserien für die Fliessgeschwindigkeiten der Murgangfront und die max. Fliesshöhen

5.3.4 Materialrückhalt

Murgangbarrieren sollten den Murgang teilweise bzw. ganz stoppen. Hierzu müssen sich die gröberen Komponenten wie Steine und Blöcke im Netz verklausen bzw. der unter dem Netz vorhandene Basisdurchlass muss bei einem Murgang zur Verklausung führen. Hier spielt die gewählte Maschenweite und die gewählte Basisdurchlasshöhe eine grosse Rolle im Bezug auf den **Zeitpunkt** der Verklausung.
Des Weiteren interessiert natürlich die **Rückhaltekapazität** bzw. der Stauraum hinter dem Netz. Hier erhält vor allem das Startvolumen bzw. das massgebende Schubvolumen eine wichtige Bedeutung. Ist das Rückhaltevolumen erschöpft, so überströmt der Rest des Murgangs die Barriere.

Netzverklausung

Bei allen Maschenweiten kleiner oder gleich 4 *cm* beobachtet man eine gute Verklausung und einen nahezu vollständigen Materialrückhalt. Bei Maschenweiten grösser als 4 *cm*

tritt nur noch ein teilweiser Materialrückhalt auf (siehe Abb. 5.13 für den Unterschied des Rückhalts mit Haslibergmaterial bei unterschiedlichen Maschenweiten). Bei Basisdurchlässen von 4 *cm* und kleiner kommt es immer zu einer Verklausung und Auffüllung des Netzes. Bei grösser gewählten Basisdurchlässen kommt es zu keiner Auffüllung des Netzes. Generell zeigten die Versuche mit einem Basisdurchlass von 3 und 4 *cm* einen zeitlich später liegenden Verklausungspunkt im Vergleich zu Versuchen ohne Basisdurchlass. Es strömt zuerst Material unter dem Netz durch, bevor es zu einem Auffüllen des Netzes kommt.
Näheres zum Einfluss der Maschenweite und des Basisdurchlasses speziell für das Trachtbach- und Alpbachmaterial ist in [109; 110] zu finden.



Abbildung 5.13: Einfluss der Maschenweite auf den Materialrückhalt mit Haslibergmaterial [109]: Links 3 *cm*, Mitte 4 *cm* und rechts 6 *cm*

Rückhaltevolumen

Es zeigt sich, je grösser die Maschenweiten sind, desto kleiner ist das zurückgehaltene Volumen. Beim Basisdurchlass spielt es keine Rolle, ob er gar nicht vorhanden, 3 *cm* oder 4 *cm* ist. Hier zeigt sich nur ein verspätet einsetzender Auffüllprozess. Für weitere Informationen hierzu siehe [46].
Der Einfluss der Barrieren auf das zurückgehaltene Volumen ist wie folgt: Bei 50 *l* Versuchen zeigt sich ein leicht niedrigeres Rückhaltevolumen bei durchlässigen Barrieren, im Vergleich zu starren undurchlässigen (siehe Abb. 5.14). Bei den 100 *l* Versuchen sind die zurückgehaltenen Volumen breit gestreut. Dies liegt vor allem an der höheren Aufprallgeschwindigkeit an den Barrieren. Je grösser die Aufprallgeschwindigkeit ist, desto mehr Material wird vertikal umgelenkt und schwappt über die Barriere (siehe hierzu Abb. 5.10 Abschnitt 5.3.1). Bei den 150 *l* Versuchen zeigt sich, dass die starre Barriere mehr Material umlenkt, als die weiche Barriere.

Zusammenfassung

Bezug nehmend auf die durchgeführte Dimensionsanalyse, können die Grössen der Maschenweite und des Basisdurchlasses im Bezug auf die verwendete d_{90}-Korngrösse betrachtet werden. Es ist hier $\Pi_8 = M/d_{90}$ relevant. Leider basiert die Angabe des d_{90}-Korns auf der Angabe eines Feldereignisses nach [69] mit 25 *cm*. Hieraus ergibt sich $\Pi_8 = 1.2$ für eine Maschenweite der Feldbarriere von $M = 30$ *cm*. Im Labor ergeben sich Maschenweiten zwischen 3 - 4 *cm* mit $\Pi_8 = 1.0 - 1.3$. Diese Werte zeigen eine gute Überschneidung,

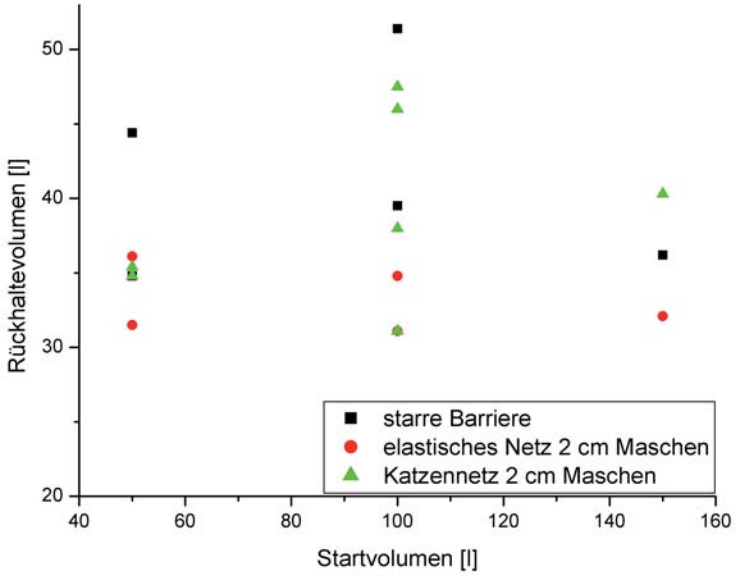


Abbildung 5.14: Rückhaltevolumen in Abhängigkeit vom Startvolumen und der Barrierenart (starr, weich und elastisch)

wenn sie auch auf Grund der Felddaten vorsichtig zu interpretieren sind. Es zeigt sich jedoch auf jeden Fall, dass mit einer Maschenweite gleich dem d_{90}-Korndurchmesser auch bei Feldbarrieren das meiste Material zurückgehalten wird. Dies bestätigten die Barrieren 2005 und 2006 im Illgraben mit einer Maschenweite von $M = 30\ cm$ und einem guten Materialrückhalt (siehe Abschnitt 4.5).
Nach [46] gilt für den Basisdurchlass: Ist er so gross wie der d_{90}-Durchmesser, kommt es auf jeden Fall zu einer Verklausung des Murgangs. Ist der Basisdurchlass doppelt so gross wie das d_{90}-Korn, so tritt im Labor bei 6 cm Durchlasshöhe keine Verklausung mehr ein. Hier spielt jetzt die Fliesshöhe h_{fl} die entscheidende Rolle. Es muss eine ausreichende Überlappung der Fliesshöhe mit der Basisdurchlasshöhe stattfinden, so dass es zum Anschlagen des Murgangs am unteren Tragseil und damit zu einem Verkeilen kommt. Die Laborversuche zeigen, dass der Faktor $h_{fl} = 1.3 \cdot h_d$ noch zu klein war. Ein Verhältnis von $h_{fl} = 1.5 \cdot h_d$ zeigt sich an Hand der Feldversuche im Illgraben als ausreichend.
Bei der Wahl des Basisdurchlasses in Wildbachgerinnen muss auch die Art der Bachbettsohle mit beachtet werden. Liegt fester Fels vor, so variiert die Sohlenhöhe im Gerinne eher kaum, wohingegen bei lockerem Ablagerungsmaterial es schnell zu einer Eintiefung der Sohle kommen kann. Jedes Hochwasserereignis kann somit schnell zu einem Ausschwemmem von Material unterhalb der Barriere führen und so den einkalkulierten Basisdurchlass vergrössern (siehe Abschnitt 4.3.3).
Bezüglich des Einflusses der Barrierenart auf das Rückhaltevolumen stellt sich nur eine geringe Materialabhängigkeit heraus. Es wird annähernd gleich viel Material mit starren Barrieren zurückgehalten wie mit weichen bzw. elastischen. Nur findet beim ersten Aufprall bei den starren Barrieren eine grössere vertikale Umlenkung des Materials statt als bei den weichen Barrieren. Dieses Material wird dann über die Barriere gelenkt. Durch

das nachströmende Material entsteht jedoch kaum ein Defizit beim Materialrückhalt. Die Messwerte für das Rückhaltevolumen unterliegen somit den natürlichen Streuungen.

5.3.5 Kraftmessung

Die Kraftmessung ist einer der zentralen Punkte der durchgeführten Laborversuche. Wie bereits in Abschnitt 5.2.1.3 beschrieben, wurde die Kraft durch den konstruierten Messschlitten parallel zur Fliessrichtung mit zwei Messdosen gemessen. Im Folgenden werden immer die Summe beider Messzellen gemeinsam als die auftretende Gesamtbelastung betrachtet.
Bei den durchgeführten Laborversuchen lassen sich zwei verschiedene Krafteinwirkungen zeigen. Zum einen die **dynamische Belastung** des Murgangs während des Niedergangs, die von der Barriere nur einen kurzen Zeitpunkt ausgehalten werden muss. Diese ist in der Belastungskurve mit der Maximallast F_{max} bezeichnet (siehe Abb. 5.15). Nach dem Auffüllen des Netzes geht die gemessene Kraft dann auf den statischen Wert F_{stat} zurück.

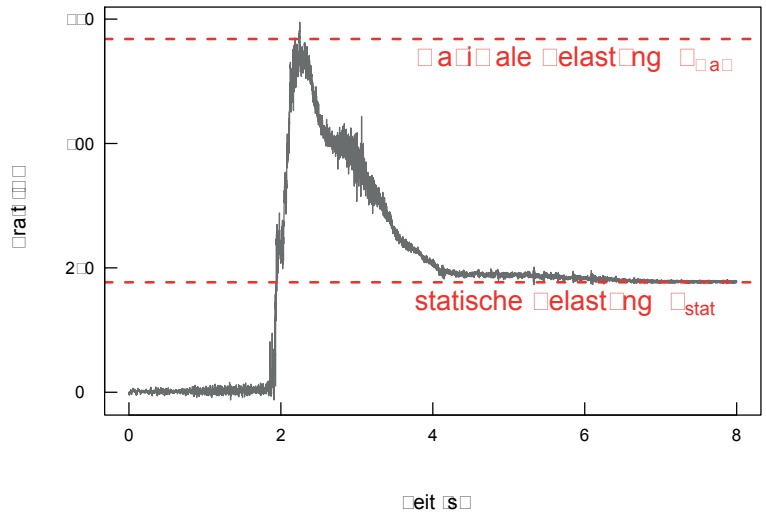


Abbildung 5.15: Auf das Netz einwirkende Belastung über die Zeit zur Illustration der maximalen und der statischen Belastung nach [46]

Es sollen in diesem Abschnitt nun die auftretenden max. Belastungen sowie die statsichen Belastungen erklärt und mittels der Modellgesetze gedeutet werden.

5.3.5.1 Maximalbelastung

Die Maximalbelastung gliedert sich in zwei Belastungsarten. Zum einen in die dynamisch wirkende Belastung aus dem Stoppprozess des Murgangs (Impulsänderung) und zum anderen in die hydrostatische Belastung des einströmenden Murgangmaterials (Strömungsdruck). Hierbei gibt es bei den durchgeführten Versuchen zwei verschiedene Kategorien des Auffüllprozesses:

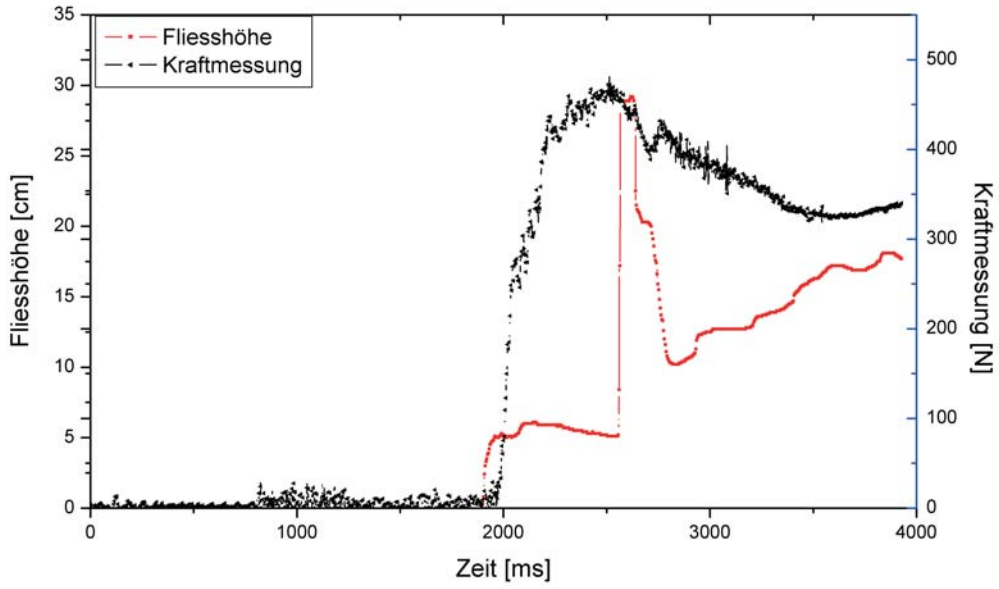


Abbildung 5.16: Nur die erste Welle wirkt mit Strömungsdruck zum Zeitpunkt von F_{max} ein

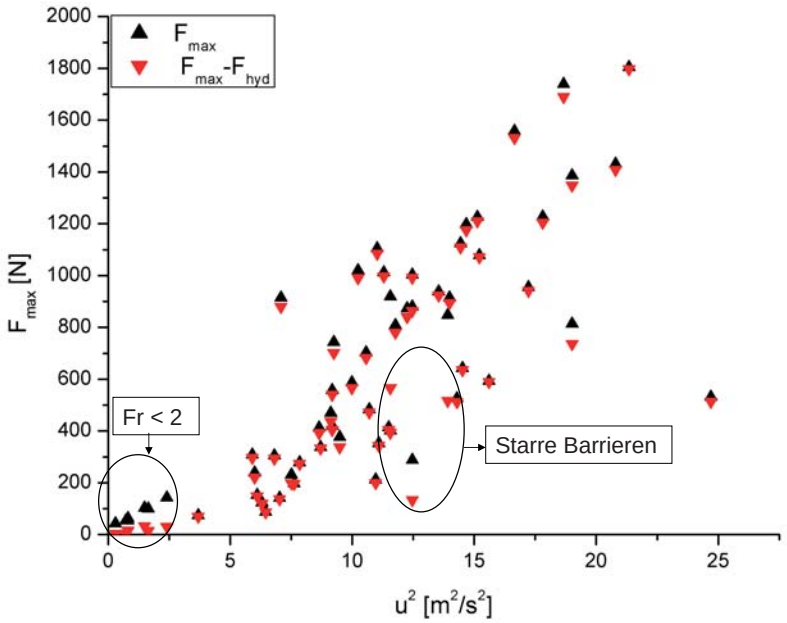


Abbildung 5.17: F_{max} mit und ohne Strömungsdruck F_{hyd}

- **Fall 1 Versuche mit** $Fr > 2$**:** Beim Murganganprall ist die erste Welle massgebend für F_{max} (siehe Abb. 5.16 oben). Die Fliess- bzw. Füllstandshöhen am Laser 4 an der Barriere zeigen zum Zeitpunkt von F_{max} noch die Fliesshöhe h_{fl} der ersten Welle an. Die Strömungskraft aus dem hydrostatischen Druck wirkt hier nur über h_{fl} zu $F_{hyd} = \frac{1}{2}\rho g b h_{fl}^2$. Dieser Wert ist im Verhältnis zu F_{max} klein und kann vernachlässigt werden.

- **Fall 2 Versuche mit** $Fr < 2$**:** Der Auffüllprozess beginnt bereits mit dem Einschlag der ersten Welle, d.h. der Strömungsdruck wirkt bereits über die volle Füllstandshöhe h_{fuell} bei F_{max} (siehe Abb. 5.18). Die hydrostatische Strömungskraft berechnet sich zu $F_{hyd} = \frac{1}{2}\rho g b h_{fuell}^2$ und kann nicht vernachlässigt werden.
  Das gleiche passiert auch bei starren Barrieren ohne Durchlass. Hier wirkt auch der statische Strömungsdruck über die volle Füllhöhe bei F_{max} mit. Auch hier darf der Strömungdruck nicht vernachlässigt werden (siehe Abb. 5.18 unten).

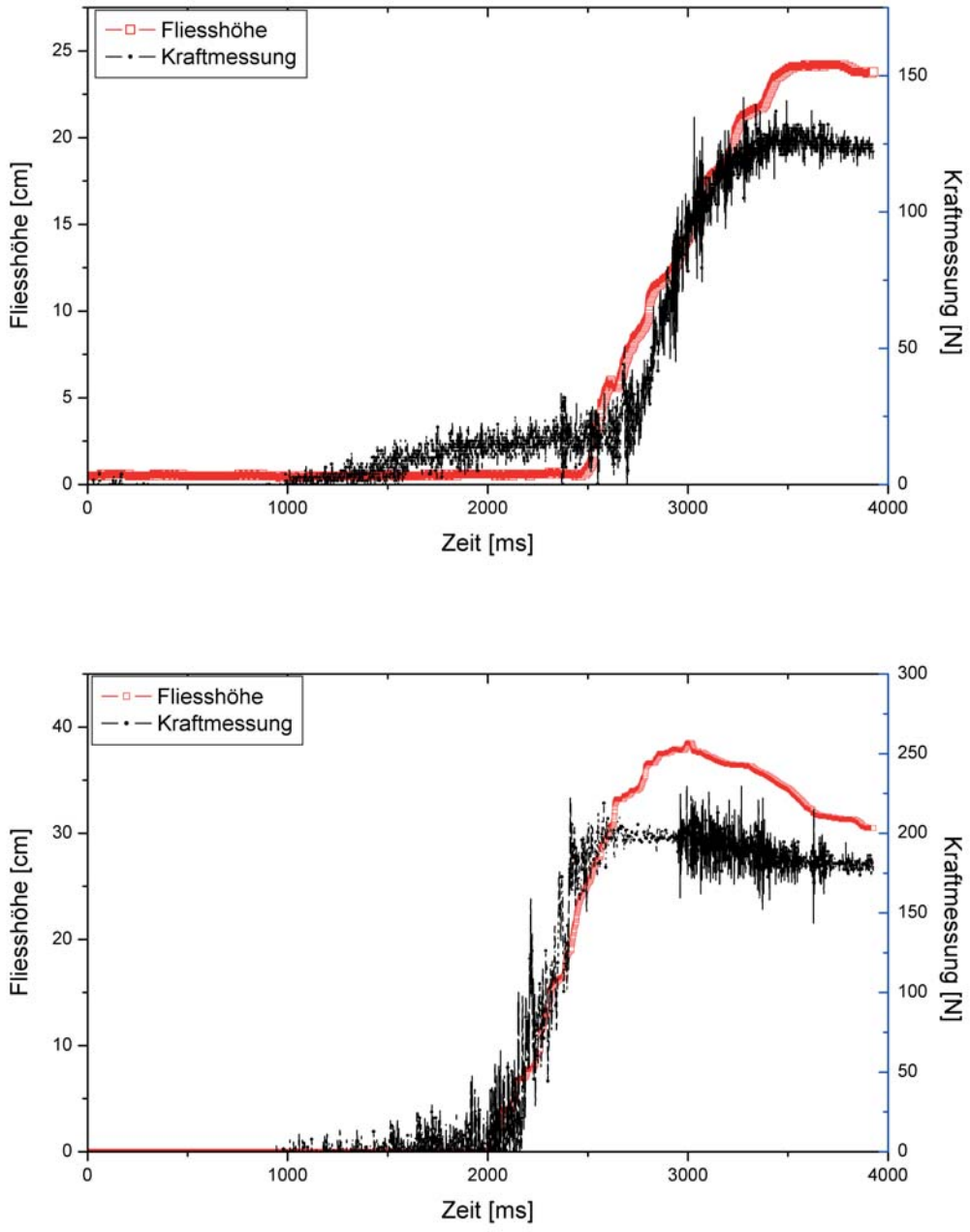


Abbildung 5.18: Versuch mit Froude-Zahl 1.5, weiche Barriere wird langsam aufgefüllt (oben) und starre Barriere (unten), es wirkt der volle Strömungsdruck über die Füllhöhe bei F_{max}

Demzufolge wird der Strömungsdruck bei den meisten Versuchen (Fall 1) bei F_{max} nicht massgebend. Es wird direkt F_{max} für die Berechnungen von $\Delta P = P_{dyn} = \frac{F_{max}}{bh_{fuell}}$ herangezogen. Im Fall 2 wurde zur Berechnung von P_{dyn} noch der hydrostatische Strömungsdruck über die Füllhöhe abgezogen. Es zeigt sich, dass P_{dyn} direkt von der Geschwindigkeit u^2 abhängig ist (siehe Abb. 5.19). Dies deutet auf das hydraulische Problem des Strömungswiderstandes hin. Dort gilt $F_{dyn} = \frac{1}{2}c_w\rho Au^2$ und $F_{dyn}/A = P_{dyn}$ und $\Pi_1 = \frac{P_{dyn}}{\rho u^2} = \frac{1}{2}c_w$ bzw. $c_w = 2\Pi_1$. Deshalb wird direkt $\Pi_1 = P_{dyn}/\rho u^2$ als dimensionslose Zahl in Abb. 5.19 unten mit in Betrachtung gezogen und diese über Π_2, der Froude-Zahl dargestellt. Es zeigen sich für Versuche mit Trachtbachmaterial, das sehr kohäsiv ist, höhere Π_1-Werte. Ein einzelner Versuch mit Illgrabenmaterial weist jedoch ebenfalls einen hohen Π_1-Wert auf. Dieser Ausreisser lässt sich aber dadurch erklären, dass bei diesem Versuch das Material nicht sauber gemischt wurde und es dadurch Klumpen aufwies. Diese Klumpen verhalten sich dann wie kohäsives Material (Vergleich Trachtbach) bzw. wie grössere Korngrössen im Murgang als bei den anderen Versuchen.
Kleine Π_1-Werte ergeben sich auch für sehr langsame Versuche mit $Fr < 2$. Dies lässt sich direkt aus der Definition von $\Pi_1 = \Delta P/\rho u^2$ erklären. Für kleinere Geschwindigkeiten ist der dynamische Druck ΔP kleiner.
Ein sehr tiefer Π_1-Wert liegt für eine starre Barriere bei einer relativ hohen Froude-Zahl von $Fr \approx 5$ vor. Dieser Wert lässt sich durch die grosse vertikale Umlenkung bei hohen Froude-Zahlen und starren Barriere erklären. Dadurch fällt die dynamische Belastung ΔP kleiner aus.

Generell lassen sich folgende Punkte durch die Analyse der max. Belastungen der Laborversuche zeigen:

- Die dynamische Druckerhöhung ΔP ist abhängig von der Geschwindigkeit u^2. Bei grösseren Aufprallgeschwindigkeiten ergeben sich deshalb grössere Drücke auf das Bauwerk.

- Bei der Barriereninteraktion handelt sich um das hydraulische Problem der Hindernisumströmung. Der Widerstand der Barriere in der Strömung wird durch einen Widerstandswert c_w beschrieben. Dieser lässt sich auch durch die dimensionslose Zahl $\Pi_1 = \frac{1}{2}c_w$ ausdrücken. Da die Barrieren nach der Verklausung mit den Steinen alle einen relativ ähnlich grossen c_w- Wert besitzen, spielt noch das Murgangmaterial selbst einen Einfluss.

- Π_1 ist ausserdem materialabhängig. Für sehr kohäsive Materialien werden höhere Werte für Π_1 gemessen. Dies deutet darauf hin, dass zusätzlich zum Druckkoeffizienten der Barriere c_w noch eine Art Materialparameter α_m eingeführt werden kann. Daraus folgt

$$\Pi_1 = \frac{\Delta P}{\rho u^2} = \frac{1}{2}c_w\alpha_m \qquad \rightarrow \qquad \Delta P = \underbrace{\frac{1}{2}c_w\alpha_m}_{c_d}\rho u^2 \tag{5.22}$$

  mit c_w Widerstandswert der Barriere, α_m materialspezifischer Faktor des Murgangmaterials, ρ Dichte des Murgangs und u mittlere Frontgeschwindigkeit. $\frac{1}{2}c_w\alpha_m$ wird zu einem Wert c_d zusammen gefasst, einem spezifischen Druckerhöhungsbeiwert. Dieser Ansatz unterstreicht bisherige Berechnungsvorschläge von der Richtlinie Ob-

jektschutz gegen gravitative Naturgefahren [60] und den Ansätzen von Coussot [21] und Armanini [3] (siehe Abschnitt 6.1).

- Starre Barrieren, die mit grosser Geschwindigkeit angeströmt werden, haben einen geringen dynamischen Druckkoeffizient c_d. Dies liegt daran, dass der Murgangstrom vor der Barriere direkt vertikal nach oben umgelenkt wird. Dieses Phänomen wird teilweise auch abgeschwächt bei weichen Barrieren beobachtet, die sehr schnell angeströmt werden (siehe Abb. 5.10). Die vertikale Umlenkung führt zu einer Entlastung der Barriere und damit zu einem kleinen ΔP und c_d-Wert. Hier ist allerdings nicht zu vernachlässigen, dass während des Auftreffens des Murgangs bereits der volle hydrostatische Druck wirkt, da es sich um ein undurchlässiges Hindernis handelt (siehe hierzu Abb. 5.18). Deshalb wird die starre Barriere bezogen auf die Gesamtbelastung nicht weniger belastet, als eine weiche Barriere.
- Die gemessenen c_d-Werte, hier auch als die dimensionslose Grösse Π_1 bezeichnet, liegen bei den Laborversuchen zwischen 0.1 und 0.9 (siehe Abb. 5.19 unten).

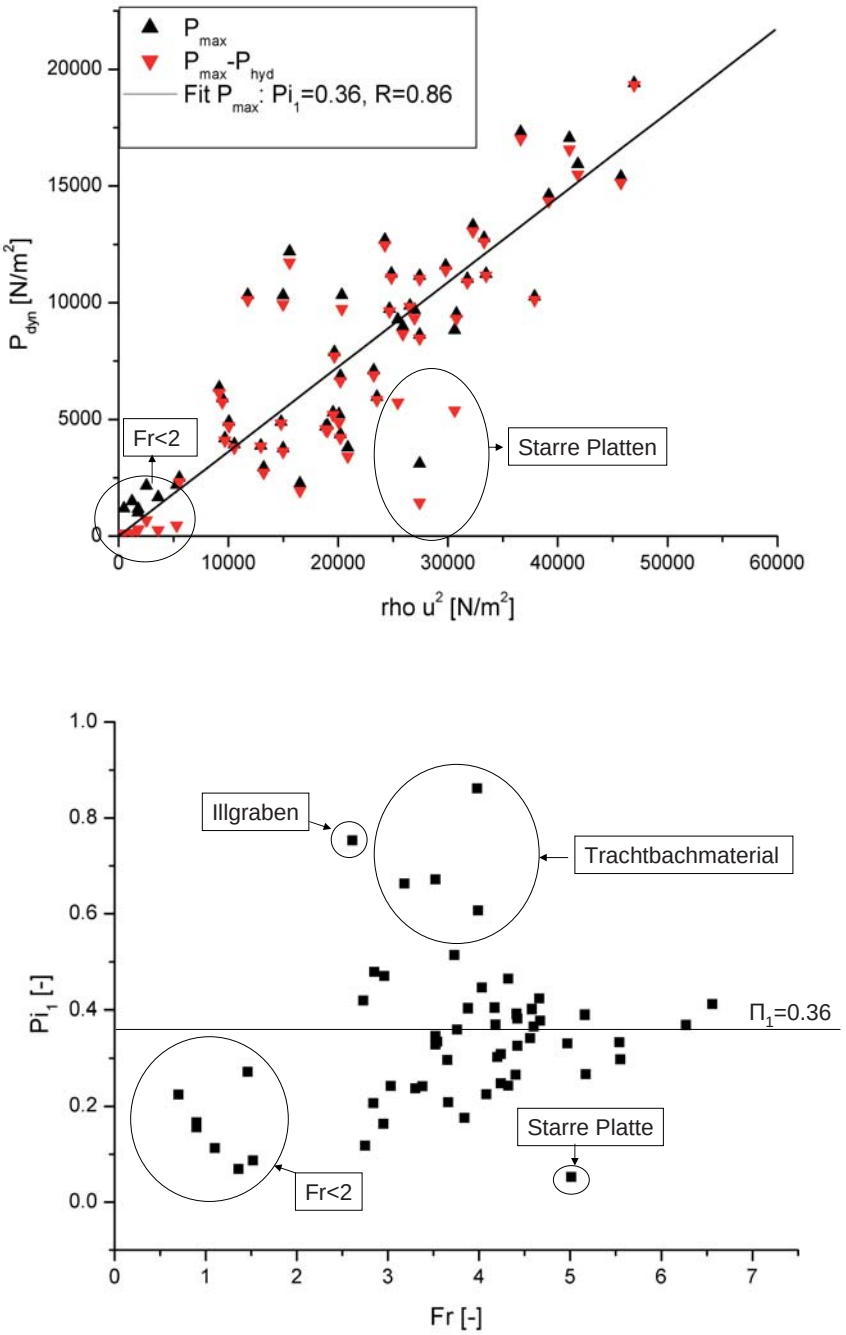


Abbildung 5.19: P_{dyn} über ρu^2 zeigt kleinere Werte für langsame Versuche mit $Fr < 2$ und bei starren Platten (oben). Π_1 über Fr zeigt hohe Werte für Π_1 für Versuche mit Trachtbachmaterial und tiefe Werte für Π_1 für zum einen starre Barrieren und zum anderen für kleine Froude-Zahlen (unten)

5.3.5.2 Statische Belastung

Die Belastungskurve der Barrieren geht von der dynamischen Maximalbelastung zurück zur statischen Belastung F_{stat} (siehe Abb. 5.15). Dieser Wert nimmt anschliessend mit der Entwässerung über die Zeit noch etwas ab (siehe Abschnitt 5.3.6). Die statische Be-

lastung ergibt sich aus dem gestauten Murgangmaterial hinter der Barriere direkt nach dem Niedergang zu

$$F_{stat} = \int_0^{h_{fuell}} P_{hyd}(h) b dh = \frac{1}{2} \rho g h_{fuell}^2 b. \tag{5.23}$$

Ist der Erdkegel zum grössten Teil entwässert, stellt sich langsam der aktive Erddruckzustand ein zu

$$F_{stat\ t\to\infty} = \int_0^{h_{fuell}} P_{hyd}(h) b dh = \frac{1}{2} K_{a,h} \gamma h_{fuell}^2 b \tag{5.24}$$

mit $K_{a,h}$ Faktor des aktiven Erdrucks

$$K_{a,h} = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2(\alpha) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta)}{\cos(\alpha-\delta)\cos(\alpha+\beta)}}\right)^2}. \tag{5.25}$$

Die Winkeldefinition ist in Abb. 5.20 beschrieben.

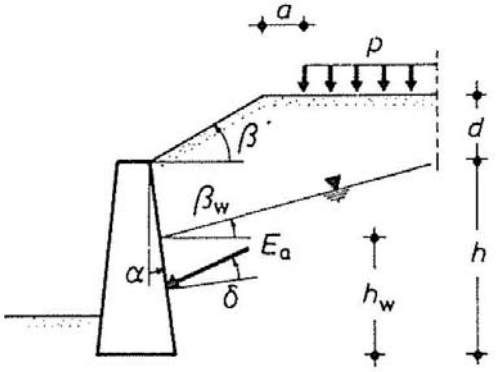


Abbildung 5.20: Winkeldefinition beim aktiven Erddruck nach [47]

Daraus ergibt sich bei einem Reibungswinkel von $\phi' \approx 40°$ nach Abschnitt 5.2.3.5 ein Beiwert von $K_{a,h} = 0.2$. Die Linie des aktiven Erddrucks ist für Füllhöhen $h_{fuell} < 28\ cm$ in Abb. 5.21 im Vergleich zu F_{stat} direkt nach dem Versuch dargestellt.
Die Abb. 5.21 bestätigt die Abhängigkeit von F_{stat} von h_{fuell}^2. Es ist jedoch ein markanter Anstieg von F_{stat} für die Versuche mit Füllhöhen $h_{fuell} > 28\ cm$ bzw. $h_{fuell}^2 > 784\ cm^2$ zu sehen. Hier weichen die Werte von der linearen Gesetzmässigkeit zu h_{fuell}^2 deutlich ab. Die Begründung hierfür liegt im Überströmvorgang bei diesen Versuchen. Alle Versuche mit $h_{fuell} > 28\ cm$ wurden während des Auffüllprozesses gleichzeitig noch überströmt. Dadurch wurde die Dichte ρ des zurückgehaltenen Materials im Rückhaltekegel erhöht. Dies geschieht durch das Zusammenpressen der Körner unter Auflast des überströmenden Murgangs. Es wird hier das sog. Packmass des Murgangmaterials im Kegel erhöht. Dadurch wird F_{stat} grösser.
Nach [46] resultiert der Anstieg in F_{stat} aus den grösseren Geschwindigkeiten der Versuche mit $h_{fuell} > 28\ cm$. Er stellt eine Abhängigkeit von F_{stat} für $h_{fuell} > 28\ cm$ mit u^2 fest. Bei höheren Geschwindigkeiten werden die Körner direkt hinter dem Netz ebenfalls komprimiert, wodurch ein grösseres F_{stat} resultiert.

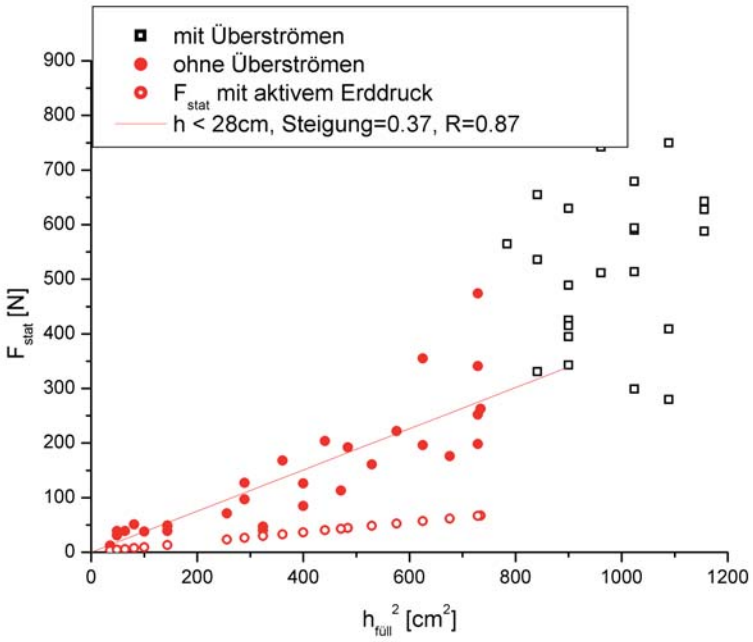


Abbildung 5.21: F_{stat} in Abhängigkeit von der Füllstandshöhe h^2_{fuell} für Versuche mit Füllhöhen $h_{fuell} < 28\ cm$ (kein Überströmen) und Versuche mit $h_{fuell} > 28\ cm$ (Überströmen). Zusätzlich ist die Linie des aktiven Erddrucks für einen Reibungswinkel $\phi = 40°$ eingezeichnet

5.3.6 Entwässerung

Zur Bestimmung eines ungefähren Durchlässigkeitswerts k_f eines gestoppten Murgangkegels mit Illgrabenmaterial wird der Wasseraustritt direkt nach einem Versuch über die Zeit t bestimmt. Der gemessene Wasserausfluss ist direkt nach dem Versuch am grössten und nimmt dann schnell exponentiell ab (siehe Abb. 5.22). Der dort abgebildete 100 l Versuch hat durch das grössere Rückhaltevolumen hinter der Barriere mit $V = 57.4\ l$ im Vergleich zu den Rückhaltevolumina der 50 l Versuche mit $V = 31.7\ l$ und $V = 32.7\ l$ auch einen erhöhten Wasseraustritt. Die beiden 50 l Versuche ähneln sich in der approximierten Exponentialfunktion. Versuch Nr. 65 ergibt für den Abfluss $q = 12 + 216e^{-t/10.91}$ und Versuch 66 ergibt $q = 12 + 243e^{-t/20.78}$ mit jeweils einem Bestimmtheitsmass von $R^2 = 0.99$. Der etwas grössere Abfluss von Versuch 66 im Vergleich zu Versuch 65 erklärt sich durch die längere Rückstaulänge des Rückhaltekegels.

Zur Bestimmung eines groben Wertes für die Durchlässigkeit k_f betrachte man den Verklausungskegel als poröses Medium. Die Berechnungsgrundlagen hierfür stammen aus dem Gebiet der Grundwasserhydraulik [101]. Der Sachverhalt wird durch die Differentialgleichung des ungespannten Grundwasserleiters nach der Näherungslösung von Dupuit beschrieben zu

$$\frac{\partial^2(h^2)}{\partial x^2} = 0 \tag{5.26}$$

mit $h(x)$ der Linie des Wasserspiegels, die kurz nach dem Versuch noch direkt auf dem Kegel liegt (siehe Abb. 5.23). Die Gleichung 5.26 zweimal integriert und die Randbedin-

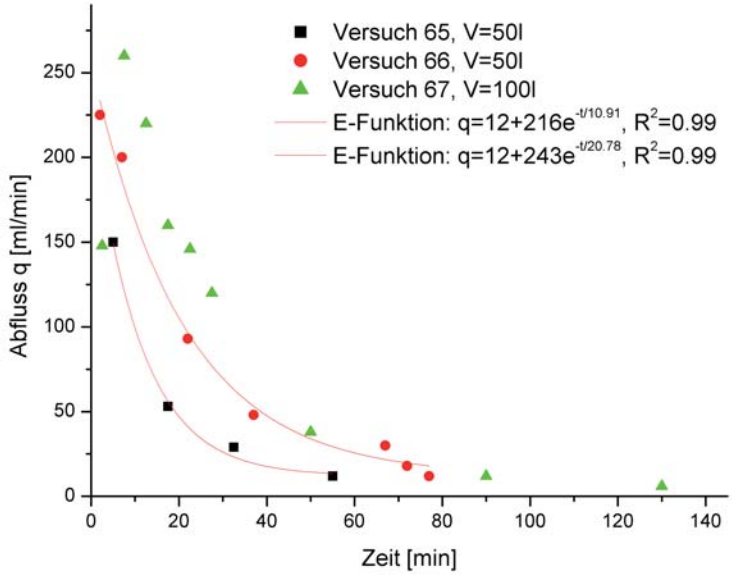


Abbildung 5.22: Gemessener Wasseraustritt über die Zeit bei zwei 50 l Versuchen und einem 100 l Versuch mit Illgrabenmaterial und einem Wassergehalt von $w = 30\%$

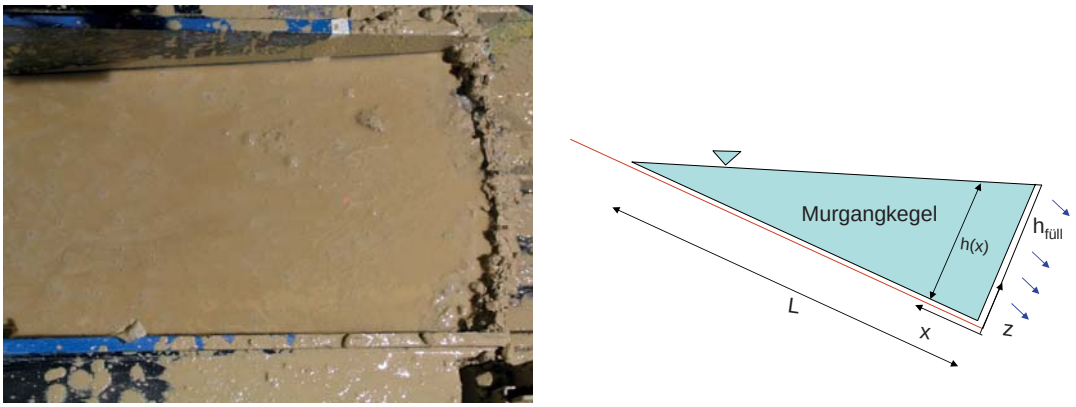


Abbildung 5.23: Wasserstand direkt nach dem Versuch auf dem Rückhaltekegel (links) und Schema des Rückhaltekegels zur Durchströmungsberechnung (rechts)

gungen $h_{x=0} = h_{fuell}$ und für $h_{x=L} = 0$ eingesetzt, ergibt

$$h^2 = \frac{-h_{fuell}^2}{L}x + h_{fuell}^2 = h_{fuell}^2\left(1 - \frac{x}{L}\right) \tag{5.27}$$

Nach dem Darcy-Gesetz folgt für den Durchfluss bzw. Abfluss q pro Breitenmeter

$$q_x = hv_x = -k_f h\frac{h}{dx} = \frac{-k_f}{2}\frac{d(h^2)}{dx} \tag{5.28}$$

Setzt man nun Gleichung 5.27 in Gleichung 5.28 ein, berücksichtigt die Gerinnebreite mit $b = 0.3\ m$ und löst das ganze nach k_f auf, ergibt sich k_f zu

$$k_f = \frac{2q_x L}{h_{fuell}^2 b} \tag{5.29}$$

Die Annahme, dass der Wasserspiegel auf der Kegeloberfläche steht, gilt natürlich nur für die ersten Minuten nach dem Auffüllprozess. Es ergibt sich dann eine Durchlässigkeit nach Tab. 5.8.

Tabelle 5.8: Gemittelte Durchlässigkeitswerte k_f für drei Illgrabenversuche

Versuchs-Nr.	**Zeit kumuliert**$[min]$	**Durchlässigkeit** k_f $[m/s]$
65	10	$5.5 \cdot 10^{-4}$
66	2	$8.8 \cdot 10^{-4}$
66	7	$7.8 \cdot 10^{-4}$
66	22	$3.7 \cdot 10^{-4}$
67	5	$3.1 \cdot 10^{-4}$
67	10	$5.5 \cdot 10^{-4}$
67	15	$4.6 \cdot 10^{-4}$

Nimmt man die Durchlässigkeitsmittelwerte k_f beim Abfluss nach 10 min, so ergibt sich $k_f \approx 5.5 \cdot 10^{-4}$ für Versuch 65 und 67 und $k_f = 6.67 \cdot 10^{-4}$ für den Versuch 66. Eine Klassifizierung des verwendeten Illgrabenmaterials (Sieblinie in Abb. 5.4) ergibt nach DIN 18196 [31] und DIN 4022 [33] einen Anteil an der Korngrösse $d < 2$ mm von 50% und 20% kleiner als $d < 0.06$ mm. Es ergibt sich dadurch für den Illgrabenboden die Bodenklasse GU (G=Kieskorn, U=Schluffkorn), d.h. (1) mittelschwer lösbarer Boden mit einem Gemisch aus Sand, Kies, Schluff und Ton mit einem Korngrössenanteil von mehr als 15% von $d < 0.06$ mm sowie (2) leicht bis mittelplastisch bindige Bodenarten, die weich bis halbfest sind und weniger als 30% Steine mit einem Durchmesser d zwischen 0.063 m und 0.3 m enthalten. Für Schluff-Sandgemische wird eine Durchlässigkeit von $5 \cdot 10^{-5}$ bis 10^{-7} angegeben [41]. Dafür ist der Messwert $k_f = 5.5 - 6.6 \cdot 10^{-4}$ für die Laborversuche etwas zu gross. Dies kann durch die Ablagerung von mehr kiesigem Material vorne am Netz begründet sein. Reiner Kies ist in der Literatur mit $k_f = 10^{-2} - 10^{-4}$ angegeben [41], was die Messwerte eher bestätigt.

5.4 Numerische Modellierung der Modellversuche

5.4.1 Reibungsbeiwerte

Die Energiebilanzierung aus Abschitt 2.2.3 ist auch auf die Laborversuche anwendbar. Beim Auslösen des Murgangs wird potentielle Energie in kinetische Energie und allfällige innere Energieverluste umgewandelt (siehe Gleichung 2.22). Bei den inneren Verlusten unterscheidet man nach Gleichung 2.35 zum einen die Mohr-Coulombsche Reibung (trockene Reibung), die viskose Reibung und die Verluste durch eine sog. Randomenergie. Diese Verlustprozesse sorgen dafür, dass Murgänge nicht stetig beschleunigen, sondern irgendwann selbst zum Stehen kommen.
In Abschnitt 4.4 geschieht die Bestimmung des Reibungsparameters $\mu = \tau/\sigma$ anhand der Messwerte der Normalspannung σ und der Schubspannung τ an der Murgangwaage für Feldereignisse im Illgraben.
Zum Vergleich werden die Grössenordnung für μ und die einzelnen Einflussfaktoren für die Laborversuche aufgezeigt, um anschliessend das hergeleitete Reibungsgesetz in die Simulation der Laborversuche mit AVAL-1D einzubinden. Eine genaue Darstellung der Entwicklung der Reibungsparameter für die Laborversuche befindet sich in [46].

5.4.1.1 Reibungsparameter der Laborversuche

Während der Feldversuche misst man den zeitlichen Verlauf von μ an der Waage. Für die durchgeführten Laborversuche kann μ nur als Mittelwert für jeden Versuch über die Energiebilanz an drei verschiedenen Abschnitten bestimmt werden. Da die kinetische Energie K aus der mittleren Frontgeschwindigkeit u_{front} bestimmt wird, gilt der ermittelte μ-Wert jeweils für die Front. Die höchsten Geschwindigkeiten treten im Bereich der höchsten Fliesshöhen $h_{fl,max}$ auf. Dieser Bereich tritt kurz nach der Front auf, weswegen gilt $u_{max} \approx u_{front}$. Deshalb kann μ (bestimmt aus der Energiebilanz mit u_{front}) mit $\dot{W}_g$ (bestimmt nach Gleichung 2.23 mit $h_{fl,max}$) verglichen werden.
Der Labormurgang wird nach Abb. 2.9 zu einem Masseblock der Masse m vereinfacht. Aus der Energiebilanz für einen Masseblock nach Gleichung 2.22 ergibt sich μ für den jeweiligen Messabschnitt nach [46] zu

$$\mu = \tan\Theta - \frac{u_1^2 - u_2^2}{2g\cos\Theta s} \tag{5.30}$$

mit Θ als Rinnenneigung. u_1 und u_2 sind die mittleren Fliessgeschwindigkeiten der jeweiligen Laserabschnitte mit der Länge s. μ kann jeweils für die einzelnen Abschnitte zwischen den Lasern, als auch als Mittelwert über die gesamte Rinnenlänge bestimmt werden. Es ergaben sich folgende Einflussparameter für den Reibungskoeffizienten μ der Laborversuche [46]:

- **Material** Das Material aus dem Alpbach zeigt deutlich niedrigere Werte für $\mu(t)$ als das aus dem Illgraben bei gleichem Startvolumen und gleicher Neigung. Dies ist auf den höheren Wassergehalt beim Alpbachmaterial zurückzuführen (siehe

übernächsten Punkt). Vergleicht man die Ergebnisse aus den Versuchen von Trachtbach und Illgraben, so weist das Trachtbachmaterial niedrigere μ-Werte auf, was auf seine hohe Kohäsion zurückzuführen ist. Kohäsivere Materialien besitzen demnach kleinere μ-Werte, was durch das Mohr-Coulombsche Gesetz erklärbar ist (siehe Gleichung 2.20).

- **Neigung und Startvolumen** Hier können nur die Illgrabenversuche untereinander verglichen werden, da nur sie mit unterschiedlichen Neigungen durchgeführt wurden. Eine Übersicht der μ-Werte in Abhängigkeit von der Rinnenneigung gibt Abb. 5.24. Es zeigt sich, dass für grössere Neigungen auch grössere μ-Werte auftreten. Es ist zudem die Linie des gleichförmigen Abfluss mit $\mu = \tan\theta$ eingezeichnet. $\mu > \tan\theta$ weist auf einen abbremsenden, $\mu < \tan\theta$ auf einen beschleunigten Murgang hin. Nach Abb. 5.24 bestätigt sich die These aus Abschnitt 5.3.3, dass die Murgänge bei der 25% Neigung ständig abgebremst werden, wohingegen die Murgänge bei 40% und 50% Neigung am Beschleunigen sind.
  Zudem stellt sich heraus, dass grössere Startvolumen geringere μ-Werte zur Folge haben. Dies lässt sich durch die Fliesshöhen erklären, da grössere Startvolumen meist auch mit grösseren Fliesshöhen einhergehen, und demzufolge auch die Reibungswerte kleiner sind.

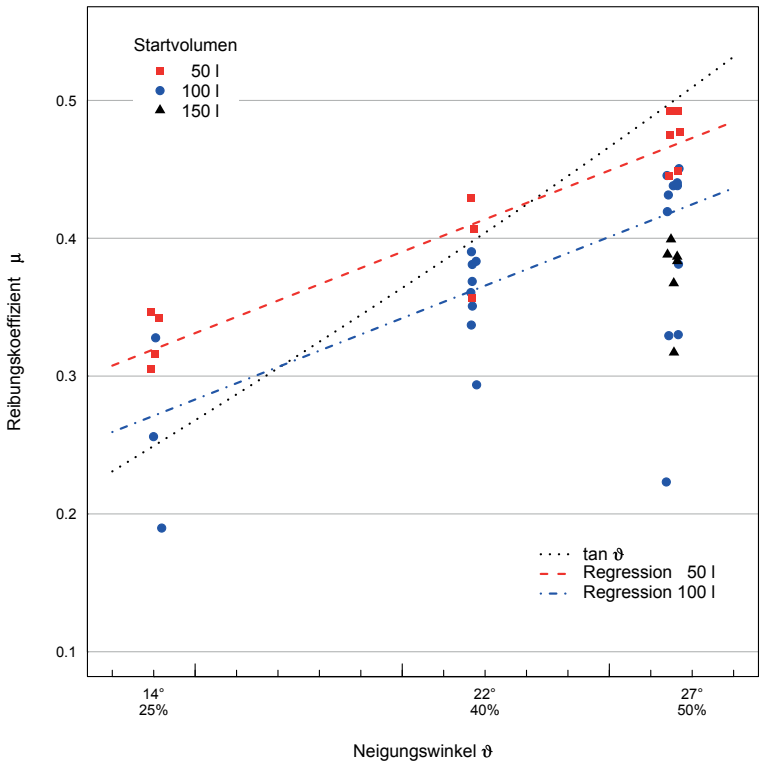


Abbildung 5.24: Berechnete Reibungskoeffizienten μ in Abhängigkeit der Rinnenneigung für die Versuche mit Illgrabenmaterial

- **Wassergehalt** Hier wurde in [46] auf die Daten von Weber [106] zurückgegriffen, da in den durchgeführten Laborversuchen der Wassergehalt nur zwischen den einzelnen Materialien variiert wurde. Das verwendete Material in den Versuchen nach Weber stammt aus dem Schipfenbach bei Silenen. Die Versuche wurden auf der gleichen

Rutsche mit dem selben Querschnitt durchgeführt, nur der Rinnenboden war anders. Deshalb sind die μ-Werte nicht direkt mit diesen Versuchen vergleichbar. Es zeigt sich aber eine deutliche Tendenz, dass je grösser der Wassergehalt im Murgang, umso kleiner sind die Reibungskoeffizienten μ (siehe Abb. 5.25). Zudem bestätigen auch diese Versuche das Ergebnis, dass μ für steilere Neigungen grösser wird (siehe 5.25).

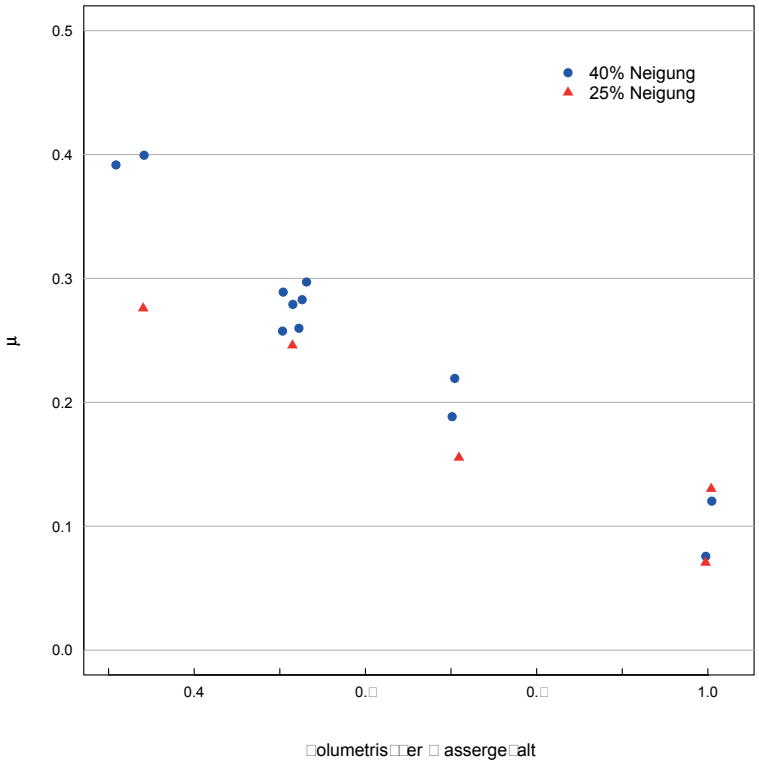


Abbildung 5.25: Berechnete Reibungskoeffizienten μ aus den Versuchen von Weber [106] mit dem Material aus dem Schipfenbach für Neigungen von 40% und 50% und einem Startvolumen von 100 l

- **Gravitationsarbeitsrate** $\dot{W}_g$ Für die Berechnung von $\dot{W}_g$ nach Gleichung 2.23 wurden die Fliessgeschwindigkeiten und die max. Fliesshöhen über die gesamte Länge der Rinne gemittelt. Es zeigt sich in Abb. 5.26 eine Tendenz von kleineren μ-Werten für grössere Arbeitsraten $\dot{W}_g$.

- **Zeitlicher Verlauf** Hier wird auf die Entwicklung von μ entlang der Rinne während des Fliessprozesses eingegangen. Es zeigen sich nach [46] kleinere μ-Werte im ersten Bereich der Rinne als in den Abschnitten weiter unten. Dies lässt sich durch die Fliesshöhenentwicklung entlang der Rinne nach Abb. 5.12 erklären, da die Flieshöhen entlang der Rutsche stets kleiner werden und damit auch grössere μ-Werte vorherrschen. Für eine genauere Darstellung der μ-Werte entlang der einzelnen Laserabschnitte siehe [46].
  Variable μ-Werte zeigen sich auch bei den Messergebnissen im Illgraben (siehe Abschnitt 4.4). Dort ist μ an der Front von Murgängen höher als im darauf folgenden Schwanz. Dies zeigt sich unter anderem auch bei dem Ereignis vom 3. Oktober 2006. Während der Front liegt μ bei $0.12 - 0.15$, wohingegen es nach

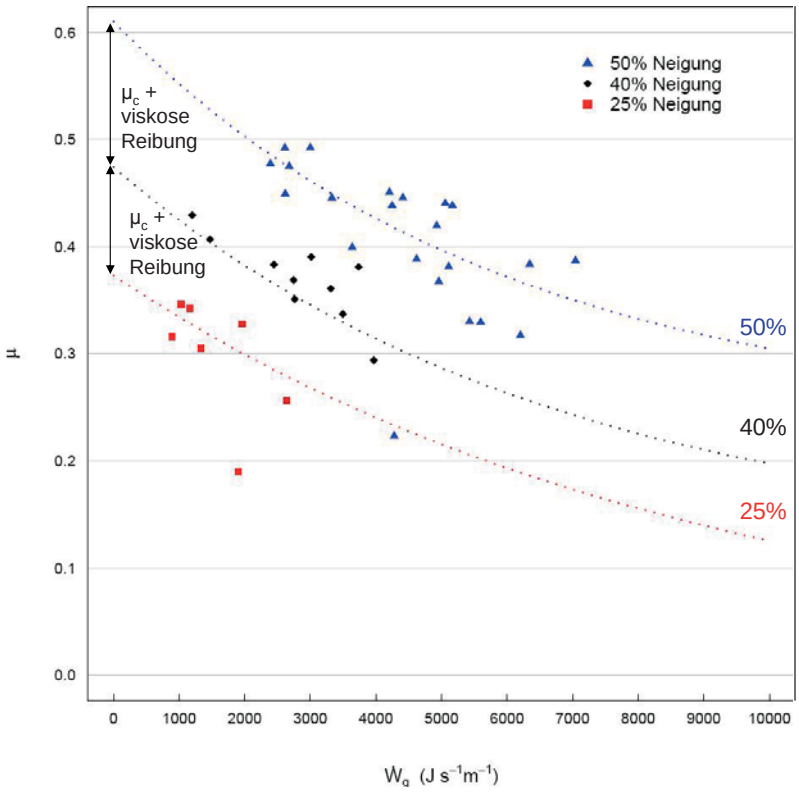


Abbildung 5.26: Reibungskoeffizienten μ in Abhängigkeit von der Gravitationsarbeitsrate $\dot{W}_g$ für die Versuche mit Illgrabenmaterial mit angepassten Kurven für die Gleichung 5.34 für die verschiedenen Neigungen

der Front gleich auf 0.1 zurückgeht (siehe Abb. 5.27). Leider liegen auch hier wenig Messwerte von μ während der Front vor, da diese sehr steil und sehr kurz war. Für weitere Ergebnisse von μ bei Feldereignissen und deren Auswertung und Interpretation siehe [62].

In der Lawinendynamik wurde für μ folgende Abhängigkeit ermittelt [6]

$$\mu = \mu_1 + (\mu_2 - \mu_1)e^{-k'\dot{W}_g} \tag{5.31}$$

mit $\mu_1 = \left(\frac{\tau}{\sigma}\right)_{h\to\infty}$ als Tangente an die gemessenen μ-Werte für grosse Fliesshöhen. $\mu_2 = \left(\frac{\tau}{\sigma}\right)_{h\to 0}$ ist die Tangente für kleine Fliesshöhen. Zur Definition von μ_1 und μ_2 siehe Abb. 5.27 aus [6]. Die Parameter der Gleichung 5.31 wurden mit Hilfe von MATLAB (Funktion cftool) für verschiedene Neigungen mit Illgrabenmaterial robust geschätzt und die Kurven in Abb. 5.26 dargestellt. Auf Grund von fehlenden Datenpunkten ist die Bestimmung von μ nach Gleichung 5.31 aber sehr vage und deshalb vorsichtig zu interpretieren. Für eine detaillierte Vorgehensbeschreibung und den statistischen Hintergrund siehe [46].
Die Abnahme von μ bei Zunahme der Gravitationsarbeitsrate lässt sich durch den zusätzlichen inneren Verlustbeitrag der Randomenergie begründen (siehe Gleichung 2.36). Je grösser $\dot{W}_g$, umso mehr Randomenergie entsteht. Je grösser der Beitrag der Random-

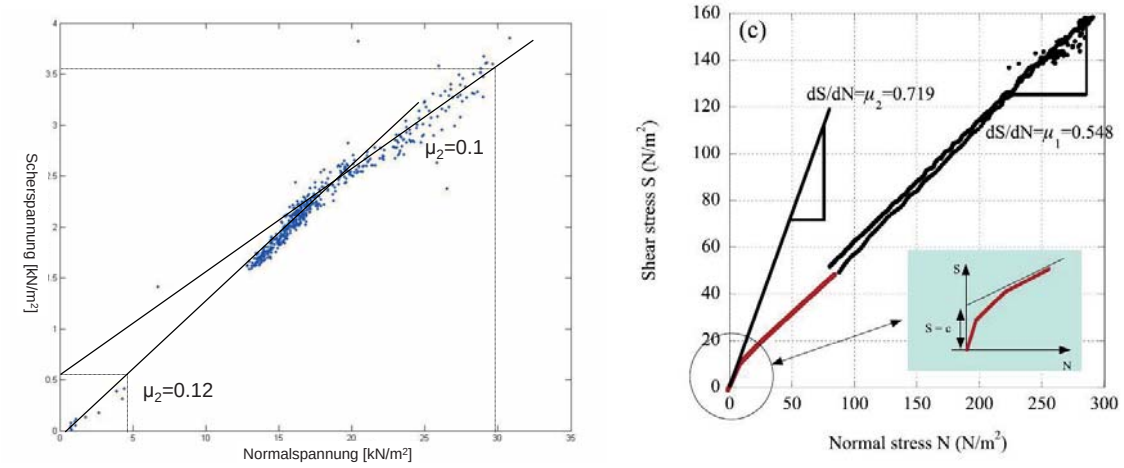


Abbildung 5.27: Gemessene μ-Werte für das Illgrabenereigniss am 3. Oktober 2006 (links) und Definition von μ_1 und μ_2 nach [6] (rechts)

energie wird, umso kleiner wird der Beitrag aus der trockenen Reibung μ (siehe Gleichung 2.35). Die Differentialgleichung der Randomenergie (Gleichung 2.36) lässt sich für $\dot{W}_g = konst.$ lösen

$$R(t) = \frac{\alpha}{\beta}\dot{W}_g\left(1 - e^{-\beta t}\right) + R_0 e^{-\beta t} \tag{5.32}$$

mit $R_0 = R(0)$, d.h. der Randomenergie R zum Zeitpunkt null. Für $\dot{W}_g \neq konst.$ kann der Verlauf von $R(t)$ numerisch berechnet werden bzw. für grosse Werte von β (verglichen mit den Berechnungsschritten Δt) kann die Gleichung 2.36 vereinfacht werden zu

$$R(t) \approx \frac{\alpha}{\beta}\dot{W}_g(t) \qquad \text{für } \dot{W}_g(t) \neq konst. \text{ und } \beta \gg \Delta t. \tag{5.33}$$

Setzt man Gleichung 5.33 in Gleichung 5.31 ein, ergibt sich

$$\mu = \mu_1 + (\mu_2 - \mu_1)e^{-kR} \tag{5.34}$$

mit $k = \alpha/\beta$, d.h. der Reibungsparameter μ ist direkt von der Randomenergie R abhängig. Diese ist leider direkt nicht messbar.
Betrachtet man die Ausgleichskurven in Abb. 5.26 zeigt sich zusätzlich eine Verschiebung der Kurven für verschiedene Neigungen. Flachere Neigungen resultieren in langsameren Fliessgeschwindigkeiten und kleinere Werte für μ und steilere Neigungen in schnelleren Fliessgeschwindigkeiten und grösseren μ-Werten. Hier zeigt sich jetzt die geschwindigkeitsabhängige, viskose Komponente der Reibung aus Gleichung 2.35, welche zusammen mit μ_c die Kurven in der Vertikalen verschiebt. Dieser Effekt ist mit Gleichung 5.34 nicht abgebildet. Für μ_{mod}, abgeleitet aus Gleichung 2.35, ergibt sich

$$\mu_{mod} = \frac{\tau}{\sigma} = \underbrace{\mu_c}_{Coulomb\ Reibung} + \underbrace{\frac{u^2}{h_{fl}\cos\Theta\xi}}_{viskose\ Reibung} - \underbrace{2\lambda'\sqrt{\dot{W}_g}}_{Anteil\ Randomenergie} \tag{5.35}$$

mit $\sigma = \rho g h_{fl}\cos\Theta$, μ_c Reibungswert der Coulomb Reibung, ξ Koeffizient der viskosen Reibung, $\lambda' = \frac{\lambda\sqrt{\frac{\alpha}{\beta}}}{\rho h_{fl} g}$ als Koeffizient zur Kontrolle des Beitrags der Randomenergie. Die

Randomenergie wird durch Gleichung 5.33 ausgedrückt zu $R(t) = \frac{\alpha}{\beta}\dot{W}_g(t)$.
Dieses abgeleitete Reibungsgesetz wird im Folgenden für die Modellierung der Laborversuche verwendet.

5.4.2 Modellierung der Versuche mit Illgrabenmaterial

Es werden nur die Versuche mit 25% Neigung betrachtet und mit AVAL-1D modelliert. Für die Veränderung des Reibungsparameters während des Fliessprozesses ist Gleichung 5.35 massgebend. Für $\lambda' = 0$ beschreibt Gleichung 5.35 das Voellmy-Modell aus der Lawinendynamik [7]. Eine Übersicht über die Grösse der Parameter μ_c, ξ und λ' gibt Tab. 5.9. Die Abschnitte der Rutsche sind jeweils unterteilt in die Beschleunigungsstrecke aus Stahl und die Messstrecke mit einem Gerinneboden bestehend aus rauhen Kieseln. Die Werte in Tab. 5.9 beziehen sich auf die Versuche mit Illgrabenmaterial bei 25% Neigung. Bei anderen Materialien, wie z.B. das Material aus dem Trachtbach, ist der ξ-Wert wesentlich grösser ($\xi = 10^6$) und der λ-Wert bedeutend kleiner ($\lambda' = 0.01$). Dieses eher viskos wirkende Material kann annähernd durch das Voellmy-Modell beschrieben werden, wohingegen das Material aus dem Illgraben sich nur unzureichend durch dieses Modell abbilden lässt (siehe Abb. 5.28).

Tabelle 5.9: Grösse der Reibungsparameter des verwendeten Modells in AVAL-1D für Illgrabenmaterial bei 25% Neigung

Rinnenabschnitt	$\mu_c[-]$	$\xi[m/s^2]$	$\lambda' \left[\frac{kg}{\sqrt{W}s^2}\right]$
Stahl	0.2	$10.0\ 10^5$	0.2
Messkanal	0.37	$4.0\ 10^5$	0.4

Modellierung der Barriere

Die Geometrie der Rinne kann gut mit den vorhandenen Funktionen zur Geometrieeingabe abgebildet werden. Die Beschleunigungsstrecke lässt sich trotz der vorhandenen S-Form (siehe Abb. 5.1) nur linear abbilden. Zudem ist die Nachbildung bzw. Modellierung der eingebauten Barriere schwierig. Hier bleibt nur die Möglichkeit, die Barriere als starre Geometrieunstetigkeit mit einem 90°-Winkel senkrecht zur Richtung des Bachbettes nachzubilden. Die Steifigkeit der simulierten Barriere entspricht dadurch eher der Steifigkeit von starren Barrieren und nicht derjenigen von weichen Netzen. Zudem kann das Energiedissipationsverhalten der Stufe im Simulationsmodell nicht genau das Verhalten der Barrieren (vor allem der weichen) nachbilden.

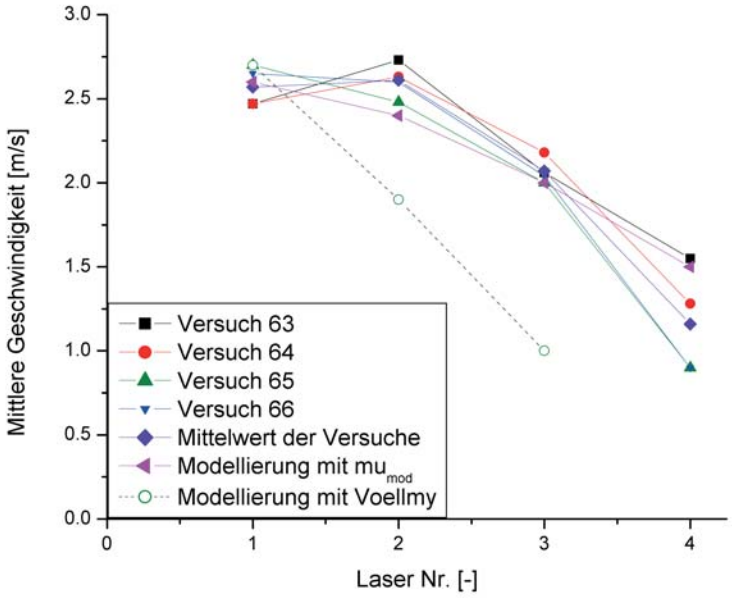


Abbildung 5.28: Geschwindigkeitsentwicklung der Laborversuche mit Illgrabenmaterial bei einer Neigung von 25% und einem Startvolumen von 50 l verglichen mit Simulationswerten aus AVAL-1D für modifizierte Reibungsparameter für granulare Medien

50 l Versuche

Es werden als erstes die 50 l Illgrabenversuche bei 25% Neigung untersucht. Es ergeben sich folgende Geschwindigkeitsentwicklungen nach Abb. 5.28. Das Modell nach Voellmy wurde zusätzlich mit in die Darstellung für $\lambda' = 0$ mit aufgenommen.
Es zeigt sich, dass die durchgeführten Murgangversuche nicht mit diesem Modell nach Voellmy, also nur mit einem trockenen und einem turbulenten Anteil an Reibung, beschrieben werden können. Dies ist auch ein Beweis dafür, dass der letzte Anteil $(2\lambda'\sqrt{\dot{W}_g})$ aus Gleichung 5.35 einen grossen Einfluss auf den Fliessprozess hat. Daraus resultiert, dass grosse Energieverluste beim Murgangprozess durch die sog. Randomenergie erklärbar sind. Das Modell scheint sowohl für die Geschwindigkeitsentwicklung entlang der Rinne als auch für die Fliesshöhenentwicklung gut zu passen (siehe Abb. 5.29).
Es wird zusätzlich das Ablagerungsverhalten der simulierten 50 l Versuche mit dem Ablagerungsverhalten in der Rutschbahn selbst verglichen (siehe Abb. 5.30). Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung des Murgangkegels. Die Ablagerungslänge ist annähernd gleich mit $l_{Kegel} \approx 100\ cm$ und auch die Aufstauhöhe ist nahezu identisch. Zudem wird sowohl im Modell als auch bei den Versuchen mit Illgrabenmaterial selbst sehr wenig Material in der Rinne vor dem Kegel abgelagert. Bei den 50 l Versuchen mit einer Neigung von 25% lagern sich $1-3$ l Material bereits vor dem Kegel entlang der Rinne ab. In der Simulation sind es mit ≈ 10 l zwar etwas mehr, dafür wird aber das Ablagerungsverhalten hinter der Barriere trotzdem relativ gut beschrieben.

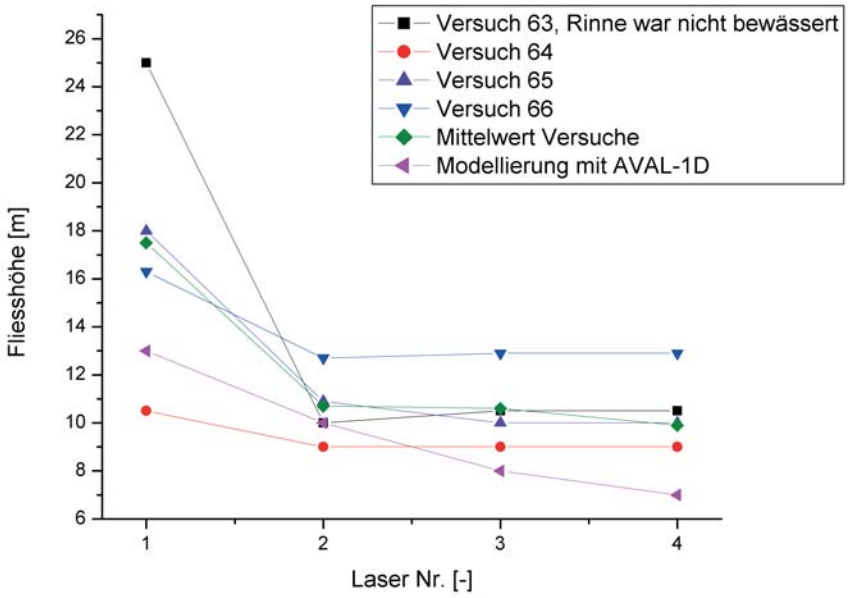


Abbildung 5.29: Fliesshöhenentwicklung der Laborversuche mit Illgrabenmaterial bei einer Neigung von 25% und einem Startvolumen von 50 l verglichen mit Simulationswerten aus AVAL-1D für modifizierte Reibungsparameter für granulare Medien

Abb. 5.31 zeigt den Fliesshöhendurchgang an jedem Lasermesspunkt für den Versuch Nr. 63 als Beispiel für die 50 l Versuche. Es fällt auf, dass die Fliesshöhe kurz nach der Beschleunigungsstrecke nicht richtig abbildbar ist. Sie ist deutlich zu tief in der Simulation. Der zweite Laser stimmt dafür wieder genau im Modellversuch mit der Simulation überein. Laser 3 und 4 passen vom Ausschlagzeitpunkt auch recht gut, was sich durch die übereinstimmende Geschwindigkeitsentwicklung von Modellversuch und Simulation in Abb. 5.28 erklären lässt. Die Fliesshöhen sind allerdings in der Simulation an diesen Punkten etwas kleiner.

100 l Versuche

Die Geschwindigkeitsentwicklung der 100 l Versuche streut schon innerhalb der Versuche etwas mehr als bei den 50 l Versuchen (siehe Abb. 5.32). Versuch Nr. 62 fällt aus der Reihe, da das Material 5 *min* im Startbehälter gestanden hat, und sich dabei entmischte. Die Geschwindigkeiten der Simulation sind zum Ende an Laser 3 und 4 etwas kleiner als bei den Versuchen. Die 100 l Versuche beschleunigen dagegen nochmals nach unten hin. Dieser Effekt kann mit dem Modell der Reibungsparameter nach Gleichung 5.35 nicht abgebildet werden.
Die Fliesshöhenentwicklung zeigt dafür wieder eine gute Übereinstimmung zwischen der Simulation und den durchgeführten Versuchen (siehe Abb. 5.33).
Auf die Darstellung der Ablagerung soll für die 100 l Versuche verzichtet werden, da sie ähnlich aussieht, wie bei den 50 l Versuchen. Es schiesst zwar, im Vergleich zu den 50 l Versuchen, in der Simulation und bei den Versuchen ein kleiner Teil der 100 l über die

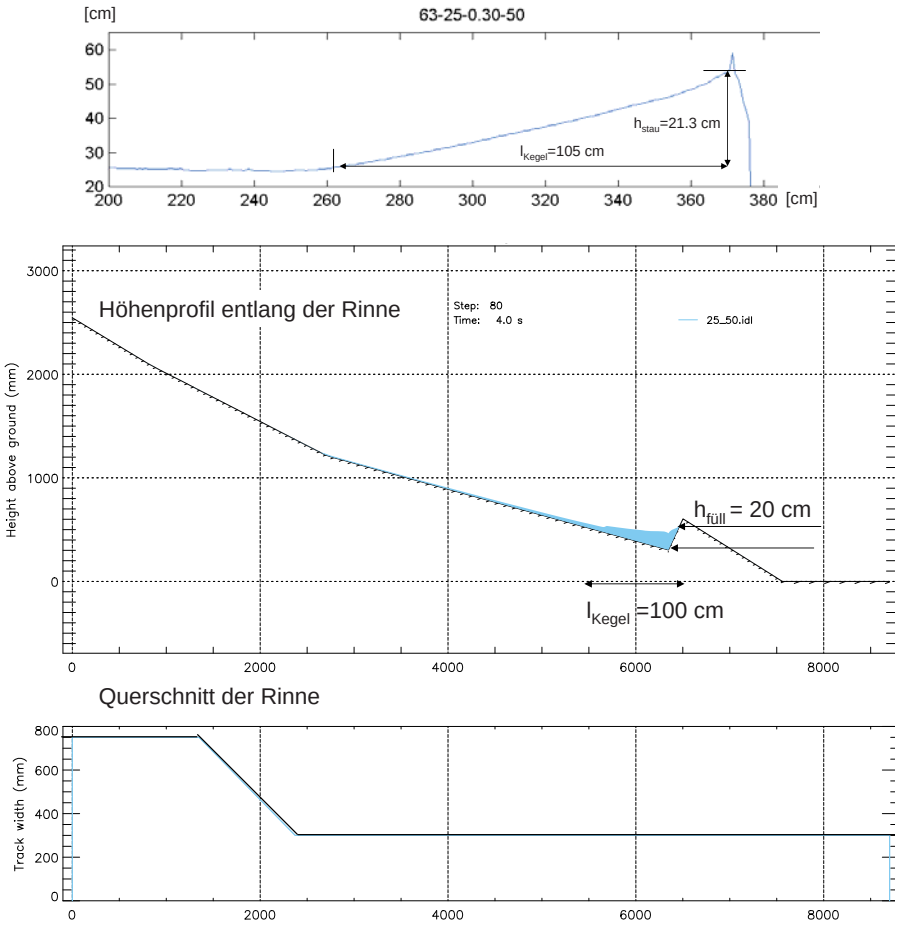


Abbildung 5.30: Ablagerungsverhalten der Laborversuche mit Illgrabenmaterial bei einer Neigung von 25% und einem Startvolumen von 50 l (oben) verglichen mit Simulationswerten aus AVAL-1D (mitte und unten)

eingebaute Barriere, dennoch ist der gebildete Kegel bis auf eine etwas längere Rückstaulänge l_{Kegel} bei den 100 l Versuchen ähnlich zu den 50 l Versuchen.
Die Fliesshöhenentwicklung entlang der Rinne ist für den Versuch Nr. 61 in Abb. 5.34 dargestellt. Sie zeigt generell eine gute Übereinstimmung von Simulation und Versuch. Wieder ist die Fliesshöhe direkt nach der Beschleunigungsstrecke in der Simulation zu klein, dies kann aber auf Grund der ungenauen Nachbildung der Beschleunigungsstrecke in der Simulation begründet werden.

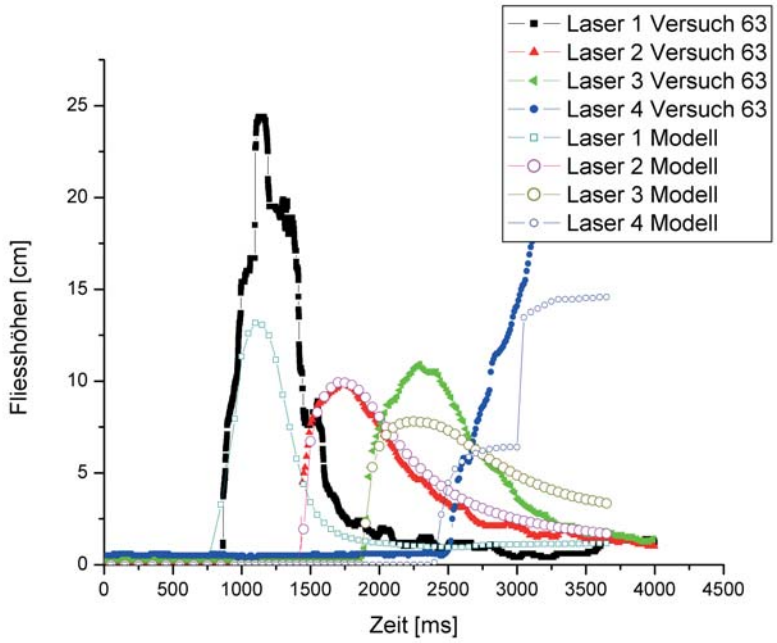


Abbildung 5.31: Entwicklung der Fliesshöhen direkt an den Lasern für den durchgeführten Versuch Nr. 63 mit 50 l und 25% Neigung und für die Simulation des Versuches in AVAL-1D

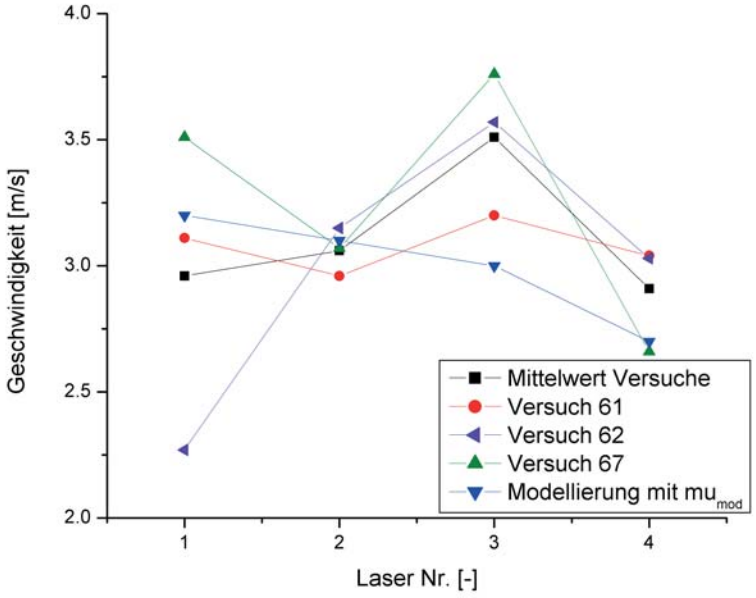


Abbildung 5.32: Geschwindigkeitsentwicklung der Laborversuche mit Illgrabenmaterial bei einer Neigung von 25% und einem Startvolumen von 100 l verglichen mit Simulationswerten aus AVAL-1D für modifizierte Reibungsparameter für granulare Medien

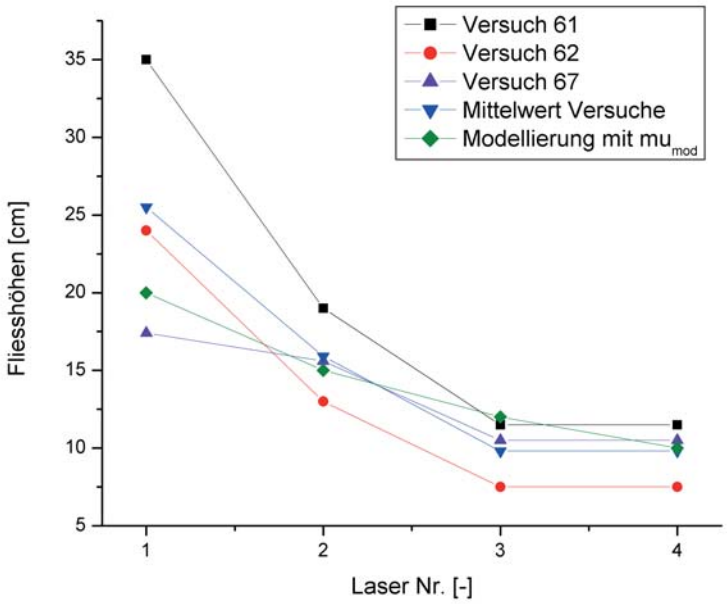


Abbildung 5.33: Fliesshöhenentwicklung der Laborversuche mit Illgrabenmaterial bei einer Neigung von 25% und einem Startvolumen von 100 l verglichen mit Simulationswerten aus AVAL-1D für modifizierte Reibungsparameter für granulare Medien

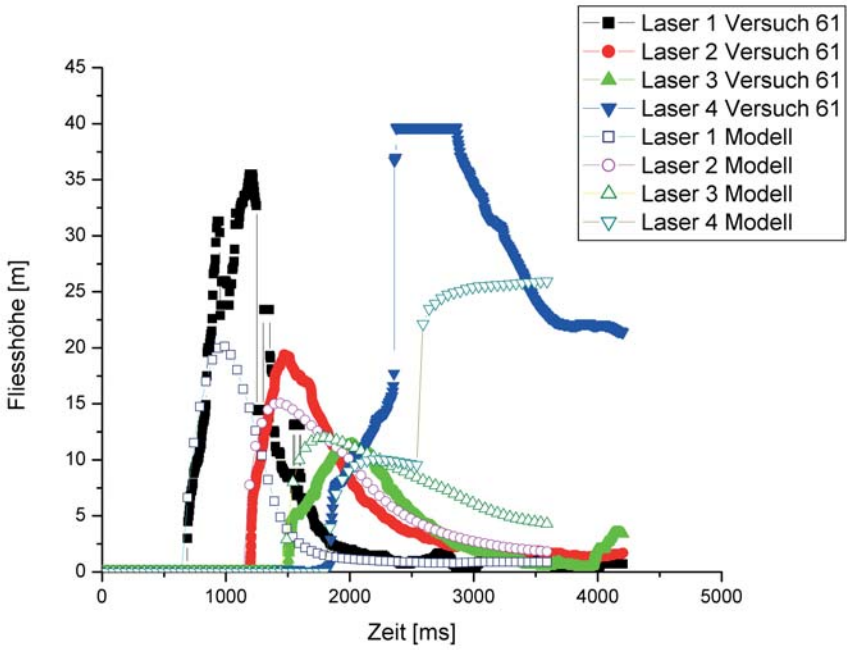


Abbildung 5.34: Entwicklung der Fliesshöhen direkt an den Lasern für den durchgeführten Versuch Nr. 61 mit 100 l und 25% Neigung und für die Simulation des Versuches in AVAL-1D

5.5 Interpretation der Modellversuche

5.5.1 Übertragung des Modells auf die Realität

Die durchgeführte Dimensionsanalyse und die Auswertung der dimensionslosen Zahlen bestätigen eine Übertragbarkeit der Versuche auf gewisse Bereiche der Realität. Es zeigen sich durchaus Übereinstimmungen der relevanten dimensionslosen Zahlen zwischen den durchgeführten Modellversuchen und den Murgängen in Natur. Zudem bestätigt die Dimensionsanalyse, dass die Startvolumina der durchgeführten Versuche im Vergleich zu den massgebenden Schubvolumina in der Realität zu klein waren. Ausserdem waren die erreichten Froude-Zahlen der Laborversuche etwas zu gross. Beide Probleme lassen sich nicht miteinander lösen. Kleinere Froude-Zahlen erreicht man bei minimaler Neigung (25%) nur noch durch ein verkleinertes Startvolumen.
Dafür zeigen aber die visuellen Beobachtungen eine deutlich ausgebildete Murgangfront während des Herunterströmens. Daraus lässt sich schliessen, dass der Frontbereich des Modellmurgangs dem realen Zustand sehr nahe kommt. Nur der darauffolgende Murgangschwanz wird im Labor auf Grund der zu kleinen Startvolumina zu kurz abgebildet. Für die Interaktion des Murgangs mit der Barriere und für die Beschreibung des Auffüllprozesses im Detail ist die Front aber weitaus massgebender als der nachfolgende Schwanz, der die Barriere im Folgenden nur überströmt.

5.5.2 Übertragbarkeit des Fliessprozesses

Die Fliessentwicklung der Labormurgänge entlang der Rinne weist, ähnlich wie bei Feldmurgängen, kleiner werdende Fliessgeschwindigkeiten bei geringeren Neigungen und höheren Reibungsverlusten auf. Auch kleinere Startvolumina resultieren in reibungsdominierenden, abbremsenden Murgängen. Ist der Murgang am Abbremsen, erhöht sich seine Fliesshöhe, und umgekehrt. Dieser Aspekt lässt sich dadurch erklären, dass bei beschleunigenden Murgängen das Material auseinander gezogen wird und dadurch die Fliesshöhe abnimmt bzw. über die Erfüllung der Kontinuitätsbedingung $Q = uA$ muss h_{fl} bei grösserem u bei gleicher Querschnittsbreite kleiner werden. Das Gegenteil passiert beim reibungsdominanten Fliessregime.
Bei einer genaueren Betrachtung der Reibungsparameter zeigt sich, dass μ nicht konstant über die Messstrecke wirkt. Es bestätigt sich die Annahme nach Bartelt [5], dass bei granularen Medien, μ mit zunehmenden Fliesshöhen abnimmt und bei abnehmenden Fliesshöhen wieder zunimmt. Ausserdem ist μ stark vom Wassergehalt des Murgang abhängig. Bei niedrigerem Wassergehalt wird μ kleiner, d.h. es reiben mehr Körner aneinander, da weniger Zwischenräume mit Wasser gefüllt sind. Der Reibungsverlust durch die sog. Randomenergie konnte auf Grund der wenigen massgebenden Versuche nur vage aufgezeigt werden. Es zeichnet sich aber die Tendenz ab, dass bei grösseren Gravitationsarbeitsraten $\dot{W}_g$ kleinere μ-Werte durch den Beitrag der Randomenergie vorliegen. Wichtig für die Modellierung der Versuche ist die Erkenntnis, dass μ keinen konstanten Wert über den Fliessprozess eines Murgangs aufweist.

5.5.3 Interaktion Murgang Barriere

Die vorherrschende Fliessgeschwindigkeit des Murgangs beim Aufprall auf die Barriere beeinflusst im Wesentlichen den Auffüllprozess und die einwirkende Belastung. Die max. auftretende Belastung F_{max} bzw. ihr dynamisch wirkender Anteil $F_{max} - F_{hyd}$ ist proportional zur Geschwindigkeit u^2. Es zeigt sich, dass bei sehr schnellen Murgängen F_{max} hauptsächlich aus der dynamischen Belastung der Murgangwelle resultiert, und der hydrostatische Strömungsdruck nur über die Fliesshöhe der ersten Welle wirkt. Wohingegen bei sehr langsam einströmenden Murgängen F_{max} fast zeitgleich mit dem maximalen Füllstand der Barriere auftritt und somit der hydrostatische Strömungsdruck eine beachtliche Grösse erreicht. Auch optisch zeigt sich ein eindeutiger Unterschied beim Aufprall von sehr schnellen Murgängen im Vergleich zu langsam einströmenden. Tendenziell neigen Murgänge mit Froude-Zahlen $Fr > 2$ dazu, vertikal an der Barriere umgelenkt zu werden und zuerst die Barriere zu überströmen, bevor das nachströmende Material die Barriere auffüllt (Schema siehe Abb. 5.11 rechts). Dieser Effekt lässt sich physikalisch über die auftretende Stauhöhe $h_{stau} = u^2/(2g)$ erklären. Diese liefert einen zusätzlichen Beitrag auf die Einwirkungshöhe h_w des Murgangs mit $h_w = h_{fl} + h_{stau}$. Da die Stauhöhe sich aus der kinetischen Energie mit der Geschwindigkeit zum Quadrat errechnet, liefert h_{stau} bei schnellen Geschwindigkeiten einen wesentlich grösseren Beitrag. Dadurch wird der Murgang nach oben umgelenkt, bzw. dehnt sich vertikal durch seinen vergrösserten Einwirkungsbereich h_w aus. Die Berücksichtigung von h_{stau} erfolgt auch in [60; 3] in Kap. 6. Bei langsamen Murgängen bleibt dieser Anteil klein, es findet fast keine optisch erkennbare vertikale Umlenkung statt, sondern es bildet sich anstelle der Umlenkung eine Art Rückstromwelle stromaufwärts aus (Schema siehe Abb. 5.11 links). Beide Auffüllformen sind für das folgende Lastmodell in Kap. 6 von grosser Relevanz.

Betrachtet man den Druckkoeffizienten bzw. die dimensionslosen Zahl Π_1, ergibt sich eine offensichtliche Materialabhängigkeit für den Druckkoeffizienten. Bei gleichen Barrieren, d.h. es herscht der gleiche Widerstandsbeiwert c_w, bilden sich grössere Π_1-Werte bei Versuchen mit Trachtbachmaterial. Dieses Material ist sehr viskos und kohäsiv. Es zeigt sich, dass die auftretenden Murgangdruckkräfte noch durch einen weiteren, materialabhängigen Faktor α_m beschrieben werden müssen, der sie bei kohäsiven, zähflüssigen Materialien vergrössert. Dieser kann aber durchaus mit dem querschnittsabhängigen c_w-Wert zu einem speziefischen Druckparameter $c_d = \alpha_m \cdot c_w$ zusammengefasst werden. Der c_d-Wert entspricht dann der dimensionslosen Zahl Π_1 bei den Laborversuchen. Ihr Wertebereich liegt dort zwischen $0.1 - 0.9$. Für die Übertragung auf die dynamischen Murganglasten in Realität liegt dieser Wertebereich eher im unteren Bereich (siehe Kapitel 6). Andere Lastansätze geben für die dynamische Überhöhung durchaus grössere Werte mit bis zu 2-15 als Maximalwerte an [2; 20].

Auch die Barrierenart spielt bei den auftretenden Murdrücken eine Rolle. Bei starren, undurchlässigen Barrieren ist der Beitrag der dynamisch wirkenden Murdruckkomponente beim Aufprall zwar kleiner, da vermehrt der Effekt der vertikalen Umlenkung auftritt. Dafür wirkt hier aber der volle Strömungsdruck des Murgangs über die Füllhöhe. Deshalb ist die Gesamtbelastung auf starre Barrieren nicht kleiner als auf weiche Barrieren. Bezüglich des Rückhaltevermögens von starren und weichen Barrieren kann keine eindeutige Aussage getroffen werden.

Bei den geometrischen Eigenschaften, wie Maschenweite und Basisdurchlass, können die folgenden Resultate festgestellt werden: Es zeigt sich eine gute Verklausungseigenschaft des Materials bei der gewählten Maschenweite $M = d_{90}$-Korngrösse. Bezüglich des Basisdurchlasses stellt sich bei den Versuchen heraus, dass dieser von der Überlappung der Fliesshöhe mit dem unteren Teil der Barriere abhängig ist. Ist der Basisdurchlass $h_d < 2/3h_{fl}$ kommt es mit einer hohen Wahrscheinlichkeit zu einer Verklausung des Materials. Hier spielt nur der Verklausungszeitpunkt eine Rolle. Ist der Basisdurchlass eher grösser (nahe dem Grenzwert mit $h_d = 2/3h_{fl}$), tritt die Verklausung später auf. Kleinere Basisdurchlässe bewirken eine frühere Verklausung und damit ein schnelleres Auffüllen der Barriere. Diese Prozesse laufen in Natur gleichermassen ab und sind von den Versuchen direkt übertragbar. Die verwendeten geometrischen Grössen, wie Maschenweite M und Basisdurchlass h_d aus den Laborversuchen, können anhand der dimensionslosen Zahlen Π_6 und Π_8 auf die idealen Feldabmessungen hochskaliert werden (siehe [109; 110]).

5.5.4 Aussagekraft der Simulation

Durch die Simulation mit AVAL-1D bestätigen sich die bisher bekannten Gesetzmässigkeiten für granulare Medien. Durch Anpassungen des Codes wurde das bisherige Voellmy-Modell durch einen weiteren Energiebeitrag der Randomenergie modifiziert. Es zeigt sich, dass allein durch die trockene und viskose Reibung (Voellmy-Modell) die Labormurgänge weder in der Geschwindigkeitsentwicklung noch in den Fliesshöhen und dem Ablagerungsverhalten abgebildet werden können. Die eingehenden Modellparameter μ_c für die trockene Reibung, ξ für den Anteil der viskosen Reibung und λ' als Anteil der Randomenergie wurden für Illgrabenmaterial anhand von zwei nachmodellierten Versuchen bestimmt.
Die Ergebnisse der Simulation stimmen gut mit den Ergebnissen der durchgeführten Versuche überein. Nur das Nachbilden der Beschleunigungsstrecke ist auf Grund ihrer S-förmigen Geometrie schwierig, weshalb die Fliesshöhen des ersten Lasers in der Simulation zu klein sind. Die folgenden Fliesshöhen an den Laserdurchgängen passen aber wieder gut. Auch das Ablagerungsverhalten, entlang der Rinne und an der vereinfacht modellierten Barriere als Stufe, kann durch die Simulation realitätsnah abgebildet werden, obwohl die Barriere in der Simulation nie die realen Energievernichtungsprinzipien der verwendeten Laborbarrieren aufweisen kann.
Die Simulation bietet eine zusätzliche Möglichkeit der Modellbestätigung der prozessabhängigen Reibungsparameter in einem Murgang. Diese Erkenntnis soll bei der Modellierung von Murgängen darauf hinweisen, dass das Modell des vereinfachten Blocks auf der schiefen Ebene mit $\mu = konst$ das Problem eines fliessenden Murgangs nicht korrekt abbildet.
Zudem können die durchgeführten Laborversuche und ihre Ergebnisse durch ein Anwendungsprogramm verifiziert werden. Dies bestätigt die Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse auf die realen Murgangeigenschaften und auf das im folgenden Kapitel beschriebene Lastmodell.

6 Grundlagen zur Bemessung von Murgangnetzen

Dieses Kapitel bietet einen kurzen Überblick über bisherige Ansätze zur Dimensionierung von starren Bauwerken. Da die flexiblen Barrieren eine neue Methode zum Murgangrückhalt darstellen, liegen dafür bisher fast keine Bemessungsansätze vor. Deshalb werden im darauf folgenden Abschnitt unterschiedliche Möglichkeiten zur Bemessung flexibler Bauwerke aufgezeigt und generell ihre Anwendbarkeit und Grenzen diskutiert. Ein neues Lastmodell resultierend aus den Messdaten der Feldversuche, der Laborversuche und einer Kombination aus hydraulischen Begebenheiten, wird als Bemessungsgrundlage entwickelt und anhand von Messdaten belegt. Eine anschliessende Diskussion vergleicht die bisherigen Ansätze mit dem neu erarbeiteten Bemessungsansatz und zieht Schlüsse für die weitere Bemessung von flexiblen Barrieren.

6.1 Bisherige Lastansätze für starre Bauwerke

Einen ausführlichen Überblick zu den bisherigen Berechnungsansätzen für auftretende Murganglasten und einen Vergleich ihrer Ergebnisse anhand eines Murgangbeispiels, beinhaltet die Arbeit von Schlickenrieder [89]. In diesem Abschnitt werden daraus nur die bekanntesten und für die Bemessung relevantesten Ansätze kurz vorgestellt.

6.1.1 Ansatz Kherkheulidze

Der Ansatz von Kherkheulidze stellt eine Möglichkeit zur Berechnung von Anpralllasten schlammiger Murgänge dar [61]. Es handelt sich hierbei um einen der ersten Vorschläge zur Berechnung von Murdrücken, die bereits eine Dichteabhängigkeit und Geschwindigkeitsabhängigkeit aufzeigen. Kherkheulidze schlägt folgende Gleichung zur Berechnung von schlammigen Murdrücken (statisch und dynamisch) vor

$$P = 0.1\gamma_c(5h + u^2) \tag{6.1}$$

mit $P[t/m^2]$ auftretender Murdruck gemittelt über die Höhe h, $\gamma_c[t/m^3]$ Dichte des Murgangs und der mittleren Geschwindigkeit u. Dieser Formel gibt er eine Gültigkeit an für Murgangdichten zwischen $1.6 - 2.3\ t/m^3$, Fliesshöhen bis zu $11\ m$ und auftretende mittlere Geschwindigkeiten von $u = 14 - 22\ m/s$. Die angegebenen Geschwindigkeitsbereiche sprechen deutlich für den Gültigkeitsbereich von Schlammströmen, wohingegen der

Dichtebereich durchaus auch eine Übertragung auf granulare Murgänge zulassen würde.

6.1.2 Ansatz nach Lichtenhahn

In seiner Arbeit zur Berechnung von Wildbachsperren gibt Lichtenhahn [66] an, dass bei einem Murgangstoss der $7-10$-fache hydrostatische Wasserdruck auftritt. Dieser Ansatz wird in der Praxis häufig zur Bemessung von Wildbachverbauungen verwendet [8]. Der max. Wasserdruck herrscht an der Sohle und somit berechnet sich der massgebende Murdruck zu

$$P_{li} = k\rho_w g h_{fl} \tag{6.2}$$

mit $k = 7-10$ nach [66] (Werte für k in der Praxis: $k = 3-11$). ρ_w ist die Rohdichte des Wassers.
Dieser Ansatz basiert ausschliesslich auf der Fliesshöhe h_{fl} als Murgangkenngrösse und wird deshalb auch als "statischer Ansatz" mit einer dynamischen Überhöhung bezeichnet, da keinerlei Fliessgeschwindigkeiten mit eingehen. Auch die Dichte des Murgangs wird in diesem Ansatz nicht explizit berücksichtigt.

6.1.3 Ansatz nach Coussot

Coussot unterteilt die auftretenden Murganglasten unter dem Aspekt der Murgangart [20]. Er klassifiziert die Murgänge in schlammige und granulare Murgänge (Klassifikation siehe Abschnitt 2.2.2). Bei schlammigen Murgängen schlägt er folgende Berechnungsweise vor

$$F = \frac{1}{2}\rho g h_{fl}^2 \cos\Theta b + \rho u^2 h_{fl} b \tag{6.3}$$

mit ρ Dichte des Murgangs, h_{fl} Fliesshöhe, Θ Gerinneneigung, u Aufprallgeschwindigkeit und b Flussbreite bzw. Bauwerksbreite. Dieser Berechnungsansatz unterteilt sich in einen hydrostatischen und einen dynamischen Anteil. Die Fliessgeschwindigkeit u kann noch durch die Froude-Zahl ausgedrückt werden mit $u = Fr\sqrt{gh}$. Damit lässt sich Gleichung 6.3 ausdrücken zu

$$F = \frac{1}{2}\rho g h_{fl}^2 b(1 + 2Fr^2) \tag{6.4}$$

unter Vernachlässigung des Winkeleinflusses $\cos\Theta \approx 1$. Durch diese Umformung wird gezeigt, dass bei einer Froude-Zahl von 2 bereits der dynamische Murdruck achtmal so gross ist wie der hydrostatische Anteil. Bei noch grösseren Froude-Zahlen kann der hydrostatische Anteil in der Praxis deshalb vernachlässigt werden.

Für granulare Murgänge gibt Coussot den Ansatz

$$F = \rho\zeta u^2 h_{fl} b \tag{6.5}$$

mit ζ als Koeffizient, der von der Dichte der Körner an der Front und der Bremszeit t abhängt. Coussot gibt hier Werte für $\zeta = 5-15$ an. Als Einschlagzeit/Bremszeit gibt er Werte zwischen $0.03-2$ s an. Der hydrostatische Murdruck wird bei der Überhöhung von ζ bei granularen Murgängen dann vernachlässigt.

6.1.4 Ansatz Armanini und Scotton

Um die Anpralllast eines Murgangs auf ein starres Bauwerk berechnen zu können, muss zuvor die Dynamik bzw. der Fliessprozess des Murgangs genauer untersucht werden [3]. Das Problem kann nach dem Ansatz von Savage/Hutter [87] auf das eindimensionale, tiefenintegrierte, vereinfachte Modell reduziert werden (siehe Abschnitt 2.2.2.1). Es gelten die Transportgleichungen 2.7 und 2.9 aus Abschnitt 2.2.2.1. Diese Gleichungen sind zum Beispiel für die Randbedingungen eines Dammbruchs lösbar. Hierbei wird eine Störung mit der Wellengeschwindigkeit $c = \sqrt{gh\cos\Theta}$ angenommen und in die beiden Gleichungen eingesetzt. Θ ist die Neigung des Gerinnes. Es wird dadurch die Lösung für die Frontgeschwindigkeit $u_{front} = 2c = 2\sqrt{gh\cos\Theta}$ gefunden.
Beim Murgangfliessprozess muss man davon ausgehen, dass die Frontgeschwindigkeit und die Fliessgeschwindigkeit im Murgang selbst von der oberen Gleichung abweichen (siehe Abschnitt 4.4). Je nachdem, ob der Murgang gerade beschleunigt wird oder durch dominierende Reibungskräfte am Abbremsen ist. Armanini [3] sagt, dass sich folgender Unterschied in der Druckverteilung beim Aufprall auf ein starres Bauwerk ausbildet:

a) Wenn der Murgang gerade beschleunigt ($a > 0$), also die Gravitationsarbeitsrate grösser ist als die Reibungsarbeitsrate ($\dot{W}_g > \dot{W}_b$), so bildet sich beim Aufprall auf ein starres Hindernis eine vertikale Ausbreitung bzw. Umlenkung der Störung aus. Es wirkt auf das Bauwerk der hydrostatische Druck P_{stat} und der dynamische Druck $\triangle P$ aus dem Impuls der Strömung (siehe Abb 6.1a). Die dynamische Kraft der Murgangströmung berechnet sich nach dem Impulserhaltungsssatz zu

$$F = \rho Q(u_1 - u_2) \tag{6.6}$$

mit u_1 als Aufprallgeschwindigkeit in Fliessrichtung und u_2 als Geschwindigkeit nach dem Bremsprozess. Im Fall der Anprallasten eines Murgangs ist $u_1 = u_{front}$ und $u_2 = 0$. Q kann ersetzt werden durch Gleichung 3.2 mit $Q = uA$ und somit ergibt sich die dynamische Gesamtstosskraft zu

$$\triangle F = \rho u^2 A \quad bzw. \quad \triangle P = \rho u^2. \tag{6.7}$$

$\triangle P$ ist die dynamische Druckerhöhung. Armanini vernachlässigt in diesem Ansatz die zeitliche Änderung der Momentenerhaltung im Kontrollvolumen V_c, da diese dementsprechend klein ist. Zudem vernachlässigt er die Ausbreitung von $\triangle P$ über $\triangle h$ (siehe Abb. 6.1).

b) Wenn die Reibungsarbeitsrate überwiegt, d.h. $\dot{W}_b > \dot{W}_g$, ist der Murgang am Abbremsen. Dies ist meist bei einer granularen Front der Fall, bei welcher die Fliesshöhe kontinuierlich abnimmt. Beim Aufprall kommt es zu einer Reflexion der Druckwelle, welche eine grössere Belastung für das Bauwerk darstellt (siehe Beobachtung Druckstosswelle auch bei den Laborversuchen in Abschnitt 5.3.1). Es bildet sich eine Art Druckstoss im offenen Gerinne aus (siehe Abb. 6.1b). Eine Störung setzt sich nach Oberstrom fort. Der dynamische Druck kann dann näherungsweise nach [3] berechnet werden zu

$$\triangle P = \rho u(u + c) \tag{6.8}$$

mit c als Wellengeschwindigkeit der Rückstosswelle, näherungsweise angesehen als ein hydraulisches Problem des Absperrschwalls [86]. Die Wellengeschwindigkeit der Hebungswelle im tiefen Wasser berechnet sich zu

$$c = \sqrt{gh} \tag{6.9}$$

und im flachen Wasser zu

$$c = \sqrt{g\left(h + \frac{3}{2}\triangle h\right)} \tag{6.10}$$

mit $\triangle h$ Höhe der Hebungswelle. Wird $\triangle h$ nach [3] vernachlässigt, da es im Vergleich zu h klein ist, ergibt sich der Druck aus der Rückstosswelle und aus dem Murgangdruck zu

$$\triangle P = \rho u(u + \sqrt{gh}). \tag{6.11}$$

In diesem Fall ist der Murdruck höher als im Fall a). Die Druckerhöhung ist aber wieder proportional zu u^2.

c) Befindet sich der Prozess gerade weder im beschleunigenden, noch im abbremsenden Zustand, so liegt ein Zustand der gleichförmigen Bewegung ("steady state") vor, d.h. $\dot{K} = 0$ und damit $\dot{W}_g = \dot{W}_b$. Die Ausbildung des Murstosses ist dann ungewiss, es kann entweder zu einer Ablenkung oder zu einer Rückstosswelle kommen [3]. Im Zweifelsfall ist der massgebende Fall, Fall b anzunehmen.

In [1] wird eine Ersatzmurdruckkraft abhängig von der Fliesshöhe h_{fl} als Überschlagsformel hergeleitet. Hierzu drückt Armanini die Frontgeschwindigkeit durch die Störungsausbreitung der Dammbruchwelle $u_{front} = 2c = 2\sqrt{gh\cos\Theta}$ aus. Diese setzt er für den dynamischen Murdruck (Faktor 2 überhöht) ein zu [2]

$$\Delta P = 2\rho u_{front}^2 = 4\rho g h_{fl}\cos\Theta \tag{6.12}$$

plus einem hydrostatischen Teil mit

$$P_{stat} = \gamma h_{fl}. \tag{6.13}$$

Dies ergibt eine Druckkraft von

$$P_{Ar} = 5\rho g h_{fl} \tag{6.14}$$

bzw. die Ersatzkraft

$$F_{Ar} = F_{dyn} + F_{stat} = 4\rho g h_{fl}^2 + \frac{1}{2}\gamma h_{fl}^2 = 4.5\gamma h_{fl}^2. \tag{6.15}$$

Durch diese Herleitung ist aus einem komplexen Lastansatz ein statischer Ansatz als Überschlagswert zur Abschätzung von Murganglasten entstanden.

6.1.5 Ansatz Hübl und Holzinger

Von Hübl und Holzinger [49; 53] wird eine Druckformel für Murgänge anhand von Laborversuchen abgeleitet. Zur Beschreibung des Fliessverhaltens werden die Froude-Zahlen

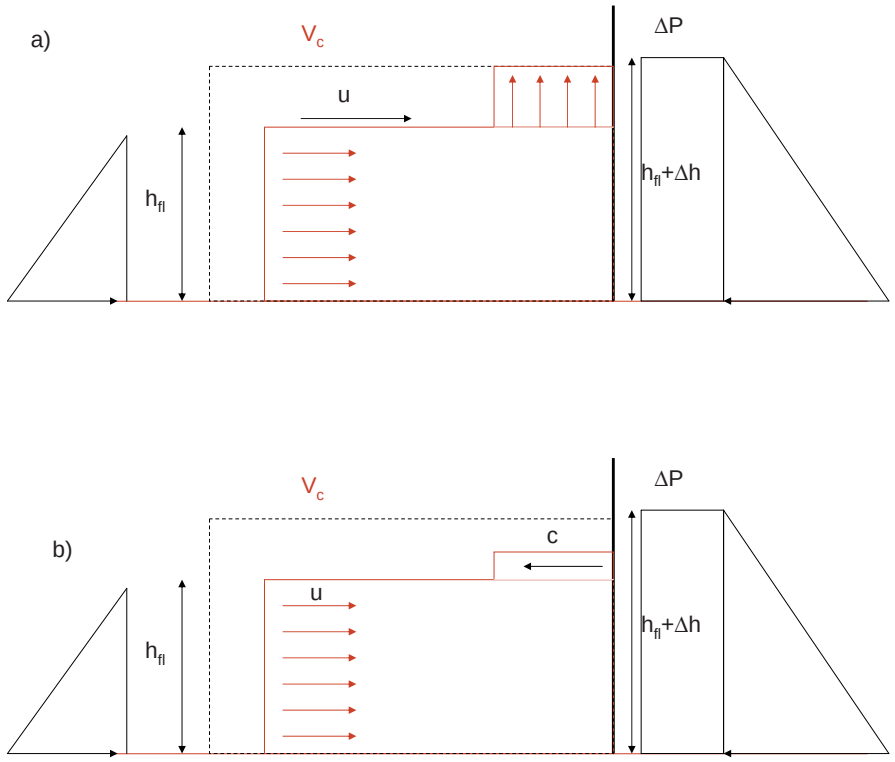


Abbildung 6.1: a) Aufprall eines viskosen Murgangs auf ein Hindernis mit Ausbreitung nach oben und b) Aufprall eines granularen, langsamen Murgang mit reflektierter Stosswelle nach [3]

herangezogen und zur Beschreibung der auftretenden Maximaldrücke sog. Druckfaktoren definiert, die den hydrostatischen und dynamischen Druck beschreiben. Zusammen ergibt sich danach folgende Berechnungsformel

$$p_{max} = 4.5\rho u^{0.8}(gh_{fl})^{0.6} \tag{6.16}$$

mit p_{max} maximaler Murdruck (statisch und dynamisch), ρ Dichte des Murgangs, u Fliessgeschwindigkeit und h_{fl} Fliesshöhe des Murgangs. Diese Formel wird auch in [8] zur Dimensionierung von Wildbachschutzbauwerken vorgeschlagen. Hergeleitet wird diese Formel, indem ein Druckfaktor $K_p = \frac{p_{max}}{\rho v^2}$ eingeführt wird. Dieser wird mit den durchgeführten Laborversuchen geeicht zu $K_p = 4.5Fr^{-1.2}$ [49] bzw. in [53] ursprünglich zu $K_p = 5.0Fr^{-1.2}$. K_p entspricht einem ähnlichen Faktor wie das in dieser Arbeit definierte $\Pi_1 = \frac{\triangle P}{\rho u}$ mit dem Unterschied, dass hier nicht die Maximalbelastung, sondern der dynamische Anteil $\triangle P$ eingeht (siehe Abschnitt 5.3.5.1).
In Gleichung 6.16 zeigen sich für langsame Froudezahlen ($Fr < 2$) Druckwerte K_p deutlich über eins.

6.1.6 Kantonale Gebäudeversicherungen

Auf Grund fehlender bemessungstechnischer Vorgaben zum Umgang mit Murgangbelastungen, wurde von den kantonalen Gebäudeversicherungen eine Wegleitung für Planer und Ingenieure herausgegeben [60]. Sie basiert auf der zuvor publizierten, bereits erprobten Grundlage der Gebäudeversicherung St. Gallen. Als gesamtschweizerisch ausgerichtete Fassung berücksichtigt sie die neuesten SIA-Tragwerksnormen. Sie besitzt allerdings keinerlei behördliche Verbindlichkeit.
Der Ansatz von Murganglasten in der Wegleitung der Kantonalen Gebäudeversicherung GBV ist ähnlich dem Ansatz nach Coussot [20] und lässt sich aus der Fliessdynamik der Lawinen herleiten. Der Druck aus der dynamischen Beanspruchung ist abhängig von der Fliessgeschwindigkeit u, der Dichte ρ und einem dynamischen Faktor a. Es ergibt sich die Murdruckformel

$$q_f = a\rho u^2 \tag{6.17}$$

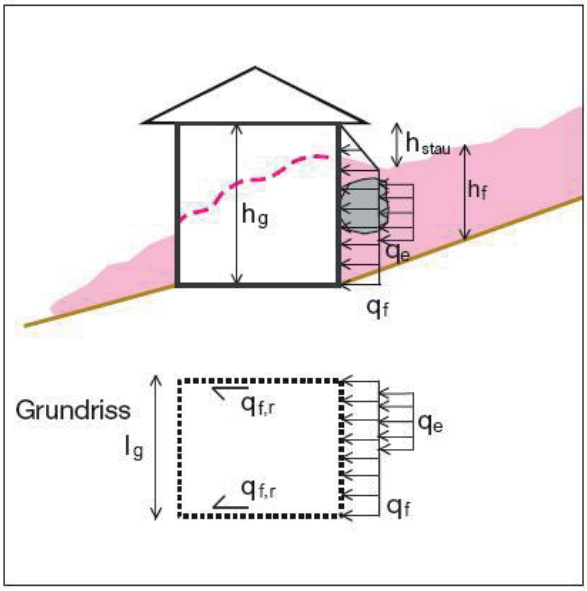


Abbildung 6.2: Anprall eines Murgangs auf ein Gebäude. q_f ist der auftretende dynamische Murdruck, q_e ist die quasi-statische Ersatzlast des Einzelanpralls und $q_{f,r}$ die massgebende Reibungskraft auf die Seitenwände [60]

mit $a = 2$ für feinkörnige Muren und $a = 4$ für granulare Murgänge. Bei dieser Formel ist zusätzlich noch der hydrostatische Murdruck anzusetzen. Ebenfalls muss nach [60] ein Anprall von Einzelblöcken berücksichtigt werden. Zur Berechnung der auftretenden Einzellast und deren Einflussfaktoren sowie deren räumliche Verteilung am Bauwerk siehe [60] Seite 81. Der Nachweis eines Einzelanpralls auf ein Tragseil einer Ringnetzbarriere wurde im Bemessungsbeispiel in Abschnitt 8.6.6.2 untersucht.
Bezüglich der Lastverteilung wird der Murdruck konstant über die Höhe h_{fl} verteilt und über die Stauhöhe $h_{stau} = u^2/(2g)$ linear ansetzt (siehe Abb. 6.2). Die Einzellast ist an der ungünstigsten Stelle anzusetzen. Auf die Reibungskraft des Murgangs beim Vorbeifliessen an parallel stehenden Bauwerken wird hier nicht eingegangen (näheres siehe [60]). Diese Kraftkomponente ist für die Bemessung von Murgangbarrieren senkrecht zur Fliessrichtung nicht relevant.

6.1.7 Schweizerische Baunorm SIA

Generell liegen für Murgangbelastungen weder in der Schweiz (SIA) noch in Deutschland (DIN, siehe Abschnitt 6.1.8) konkrete Baunormen vor. Die im vorherigen Abschnitt beschriebene Wegleitung der GBV [60] ergänzt den fehlenden Bereich der SIA Norm in der Schweiz.
In der SIA 261/1 [93] werden Murgänge als aussergewöhnliche Einwirkung bezeichnet. Diese werden allgemein mittels Gefahren- und Intensitätskarten nach Empfehlungen und Richtlinien des Bundes erfasst. Darin werden Wiederkehrperioden von 30, 100 und 300 Jahren angenommen. Murgänge werden nach der SIA 261/1 in zwei Intensitätsstufen - mittel und stark - unterteilt. Bei der mittleren Intensität treten Fliesshöhen $h_{fl} < 1\ m$ und Fliessgeschwindigkeiten $u < 1\ m/s$ auf, bei der starken Intensität sind die Fliessgeschwindigkeiten und Fliesshöhen jeweils grösser als diese genannten Grenzwerte.
Auf Grundlage der SIA 260 [91] und GBV gibt es deshalb folgendes Bemessungskonzept mit passenden Sicherheitsfaktoren nach Tab. 6.1.

Tabelle 6.1: Sicherheitsfaktoren der Einwirkung von Murganglasten nach GBV [60] basierend auf die SIA 260 [91]

Wiederkehrperiode	**Sicherheitsfaktor** γ_f	Einwirkung
1 - 30 Jahre	$\gamma_f = 1.5$	F_d[1]
30 - 100 Jahre	$\gamma_f = 1.3$	A_d[2]
über 100 Jahre	$\gamma_f = 1.2$	A_d[2]

[1] Normale Einwirkung F_d gemäss Ziffer 4.4.2.1 SIA 260
[2] Aussergewöhnliche Einwirkung A_d gemäss Ziffer 3.2.2.8 SIA 260

Der Bemessungswert einer Einwirkung F_d bzw. einer aussergewöhnlichen Einwirkung A_d berechnet sich dann zu

$$F_d = \gamma_f F_{rep} \text{ bzw. } A_d = \gamma_f A_{rep} \tag{6.18}$$

mit F_{rep} als repräsentativer Intensität bzw. A_{rep} als aussergewöhnlicher Intensität der Murgangeinwirkung. Die Murgangeinwirkung muss nach dem Lastansatz der Wegleitung der GBV ermittelt werden.
Widersprüchlich ist das vorgeschlagene Bemessungskonzept der GBV bezüglich der Aussage der SIA 261/1 [92], indem Murgänge immer als aussergewöhnliche Einwirkungen einzustufen sind. Hiermit kämen nach Tab. 6.1 nur die Wiederkehrperioden über 30 Jahre mit $\gamma_f = 1.3$ und $\gamma_f = 1.2$ in Betracht. Mehr Information zu einem vorgeschlagenen Bemessungskonzept für die Ringnetzbarrieren und die kritische Analyse der in der GBV basierend auf die SIA vorgeschlagenen Sicherheitsbeiwerte folgt in Kapitel 8. Des Weiteren stellt die Frage nach den erforderlichen Sicherheitsparameter auch noch Potential für den Ausblick dieser Arbeit dar.

6.1.8 Deutsche Industrienorm DIN

In den deutschen DIN-Normen gibt es keine explizite Berücksichtigung von Murganglasten. Bemessungen von Wildbachsperren erfolgen in Deutschland nach Aussage des Bayrischen Amts für Umwelt mit dem Lastansatz von Lichtenhahn [89] (siehe Abschnitt 6.1.2).
Bei den Sicherheitsbeiwerten auf der Einwirkungsseite hängt es davon ab, ob man den Murgang als aussergewöhnliche Einwirkung A_d oder als ungünstige veränderliche Einwirkung (Verkehrslast) definiert.

- Aussergewöhnliche Einwirkungen haben nach DIN 1055-9 [28] gewöhnlich eine kurze Einwirkungsdauer und eine geringe Eintritts-Wahrscheinlichkeit. Hier gilt für die Einwirkung dann $A_d = \gamma_A A_k$ mit $\gamma_A = 1.0$ (nach DIN 1055-100 [27]). Auch die ständige Belastung aus Eigengewicht ist in dieser Bemessungskombination mit $\gamma_G = 1.0$ anzusetzen und mit der aussergewönlichen zu kombinieren.
- Gilt die Murgangeinwirkung nicht als aussergewöhnliche Einwirkung, sondern als veränderliche Einwirkung, so verändert sich der Sicherheitsbeiwert zu $\gamma_Q = 1.5$. Die ständigen Lasten sind hierbei mit $\gamma_G = 1.35$ zu berücksichtigen.

6.1.9 Beurteilung der Lastansätze für starre Barrieren

Generell kann man die Lastansätze für Murgänge in drei unterschiedliche Arten aufteilen.

- **Statische Ansätze** Hier geht nur die Fliesshöhe des Murgangs als abhängige Grösse mit in die Berechnung ein (siehe Ansatz nach Lichtenhahn [66]). Dichte und Fliessgeschwindigkeiten werden nicht explizit berücksichtigt. Die dynamische Murenlast berechnet sich dann aus einer Überhöhung des statischen Wasserdrucks mit einem Faktor von $3 - 11$.
- **Gemischte Ansätze** Bei diesen gehen sowohl der hydrostatische als auch der dynamische Murdruck als getrennte Grössen mit ein (Ansätze nach Kherkheulidze [61], Armanini/Scotton [3] und der Schlammstromansatz nach Coussot [20]). Durch die Berücksichtigung beider Komponenten getrennt (sowohl statisch, als auch dynamisch), basiert diese Vorgehensweise auf den Gesetzen der Physik. Bei der dynamischen Komponente geht bei allen Ansätzen die Geschwindigkeit zum Quadrat mit ein, was auf die Bewegungsenergie hindeutet.
- **Dynamische Ansätze** Bei dieser Vorgehensweise wird meist nur die dynamische Murdruckkomponente berechnet. Die statische muss separat berücksichtigt werden (siehe Ansatz GBV [60]) oder sie wird auf Grund der grossen Überhöhung der dynamischen Komponente vernachlässigt (siehe Coussot Ansatz für granulare Murgänge [20]). Es gibt auch Ansätze, die beides mit abdecken, da sie auf gemessenen Maximaldrücken basieren, wie der Ansatz nach Hübl/Holzinger [8].

Einen Vergleich der Ergebnisse der starren Lastansätze gibt Abb. 6.3. Es zeigt sich, dass alle statischen Ansätze ab einem bestimmten Geschwindigkeitsbereich ($u > 10\ m/s$) unter

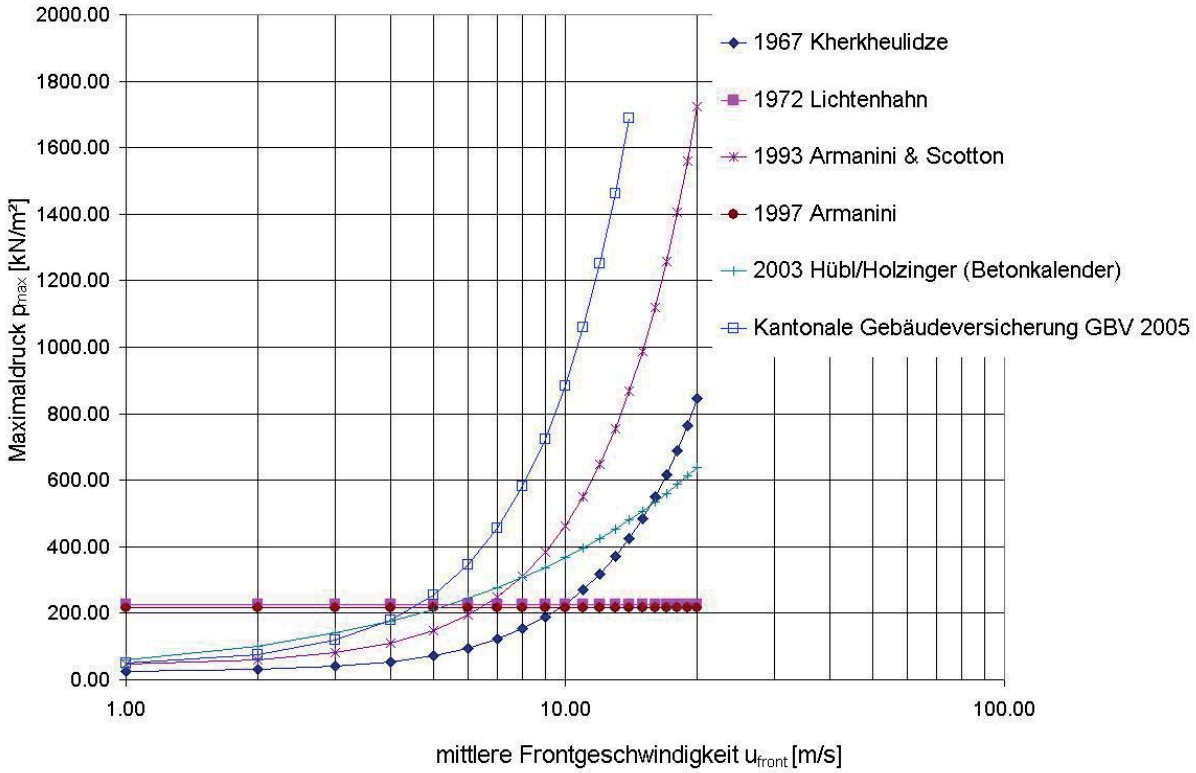


Abbildung 6.3: Vergleich der unterschiedlichen Murdrücke für starre Barrieren bei einer mittleren Dichte von 2100 kg/m^3 und einer Fliesstiefe von 2.1 m nach [89]

den gemischten und den dynamischen Ansätzen liegen. Bei den Ansätzen, die jeweils von der Geschwindigkeit abhängen (gemischt und dynamisch), liegt der Ansatz nach Kherkheulidze am tiefsten. Die weitaus grössten Belastungen liefert die GBV, wobei $\alpha = 4$ angesetzt wird. Dieser Wert liegt wohl im Rahmen einer Wegleitung für Objektschutz [60] angemessen auf der sicheren Seite.
Bisher noch nicht mit in den Vergleich aufgenommen wurde der Ansatz nach Coussot [20]. Er schlägt für die dynamische Überhöhung einen Faktor von $5 - 15$ vor, wobei der statische Anteil dann vernachlässigt wird. Ansonsten ist der Ansatz von den eingehenden Grössen identisch mit der GBV. Er liegt aber nochmals über den Ergebnissen der GBV, die eine dynamische Überhöhung vom Faktor 4 berücksichtigt.
Vergleicht man den Ansatz nach Hübl und Holzinger [53; 49], welcher auch Druckbeiwerte beim Aufprall ableitet bzw. diese aus Messwerten herleitet, mit den Messwerten der Laborversuche aus Abschnitt 5.3, so zeigt sich, dass der Ansatz auf der sicheren Seite liegt (siehe Abb. 6.4).

Ansätze für Murganglasten in Baunormen existieren fast nicht. Der Ansatz der Murgangbelastung als aussergewöhnliche Bemessungssituation bei einem Murgangschutzbauwerk scheint für den Verwendungszweck des Bauwerks nicht sinnvoll zu sein. Die Auftretenswahrscheinlichkeit ist für die Wahl einer aussergewöhnlichen Bemessungssituation zu gross. Auf die Wahl der Sicherheitsbeiwerte wird noch in Abschnitt 8.6 im Rahmen eines Berechnungsbeispiels eingegangen.

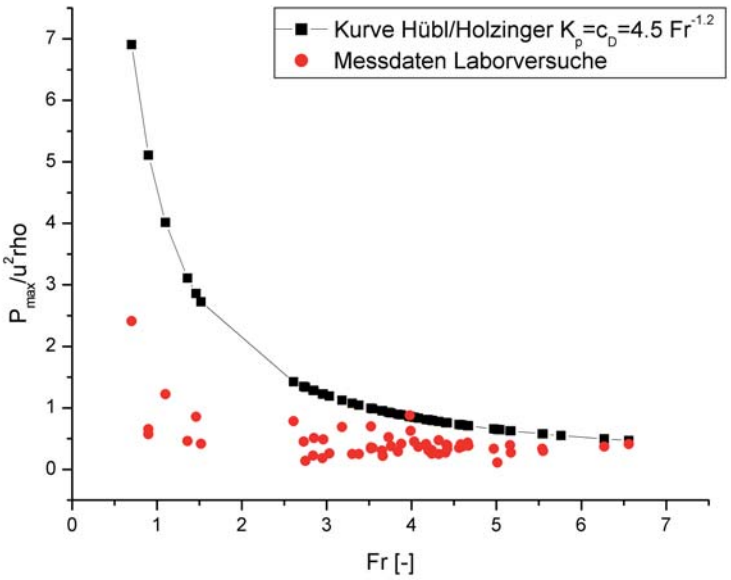


Abbildung 6.4: Vergleich des c_D-Wertes des Ansatzes Hübl/Holzinger mit den Laborversuchen. Hier wird im Vergleich zu Abb. 5.19 für Π_1 nicht ΔP, sondern P_{max} eingesetzt

6.2 Ansätze für flexible Barrieren

Bisher existieren nur wenige Ansätze zur Murgangbelastung auf flexible Barrieren [82]. Betrachtet man das Problem genau, müsste man es mit einer FSI[1]-Berechnung lösen [104; 107]. Die Ringnetzbarriere verformt sich während des Auffüllprozesses und bildet dann mit jedem Zeitschritt Δt wieder eine neue Gleichgewichtsbedingung für das einströmende Fluid. Dieser doch relativ umständliche Berechnungsprozess wird bei den folgenden Lastansätzen und Berechnungsmethoden durch die Ermittlung einer quasistatischen Ersatzlast umgangen.

6.2.1 Vergleich der Einwirkungen Steinschlag und Murgang

Der massgebende Unterschied bei der Einwirkung durch einen Murgang auf ein Ringnetz ist die flächig einwirkende Belastung, die sich durch das Einströmen des Murgangs ausbildet. Zudem ist die Einwirkungsdauer bzw. Auffüllzeit grösser und weniger dynamisch als die Kontaktdauer eines Steinschlags mit einer flexiblen Barriere. Diese Aspekte wurden durch entsprechende Fallversuche bestätigt, welche in der Arbeit von Franke [42] näher beschrieben sind. Eine Übersicht über die Unterschiede von Steinschlag- und Murgangbelastungen auf flexible Barrieren gibt Tab. 6.2.

Tabelle 6.2: Vergleich von Steinschlag- und Murgangeinwirkungen auf flexible Barrieren

	Steinschlag	**Murgang**
Einwirkung	Punktuell	Flächig: Murdruck Punktuell: Einzelanprall eines Blocks
Einwirkungsdauer	$0.2 - 0.5\ s$	$1 - 90\ s$
Prozess	Einzelstoss	Auffüllen in Schüben
Verformung	$5 - 12\ m$	$2 - 3\ m$

Der Einzelanprall eines Steins wird bei den weiteren Lastansätzen nicht berücksichtigt, da dieser bei den Ringnetzbarrieren durch die Verwendung als Steinschlagbarriere bereits grundlegend erforscht ist. Viele Studien und Anwendungen haben gezeigt, dass ein Einzeleinschlag eines Steins innerhalb der dafür vorgesehenen Energieklasse von Ringnetzen aufgehalten werden kann [103; 45]. Auch bei Ringnetzen für den Holzrückhalt konnten bei Einzelanprallversuchen mit Baumstämmen kinetische Energien von bis zu 2500 J im Ringnetz und bis zu 700 J direkt am Tragseil zurückgehalten werden [83]. Zum Ansatz einer Ersatzlast beim Einzelanprall eines Steins im Murgang kann der Ansatz der GBV [60] basierend auf der kinetischen Energie (Masse m und Fliessgeschwindigkeit u des Steins), verwendet werden. Ein Einzelanprall eines Blocks am Tragseil ist im Rahmen des Bemessungsbeispiel in Abschnitt 8.6.6.2 behandelt.

[1] Fluid-Struktur-Interaktionsberechung

6.2.2 Rückrechnung von gemessenen Seilkräften auf die Einwirkungen

In diesem Abschnitt werden die mechanischen Eigenschaften von Stahlseilen aufgezeigt und dazu der Hintergrund der Seilgleichung und ihre Näherungslösung erklärt. Es werden für verschiedene Formen der einwirkenden Belastung (Gleichlast, parabelförmige Belastung und Dreieckslast) ihre resultierenden Seillasten und Verformungen bestimmt und diese mit den gemessenen Werten verglichen (siehe Abschnitt 4.5.3).

6.2.2.1 Mechanische Eigenschaften von Seilen

Es wird bei Stahlseilen vorausgesetzt, dass sie ideal biegsam sind und damit nur Zugkräfte aufnehmen können. Es ist zwar eine geringe Biegesteifigkeit vorhanden, diese ist aber im Vergleich zur Dehnsteifigkeit sehr klein und wird vernachlässigt [72].
Bezüglich des Verformungsverhaltens von Seilen weisen diese unter Belastung folgendes Verhalten auf:

- elastische Dehnung, die nach der Entlastung reversibel ist,
- bleibende Dehnung, die nach der Belastung irreversibel ist,
- rheologische Dehnung, die infolge von Kriechen unter Dauerbelastung entsteht.

Bei Stahllitzenseilen ist die bleibende Dehnung nach der Erstbelastung von grosser Bedeutung. Diese entsteht auf Grund von Zwischenräumen bei den Einzeldrähten, welche sich bei der Erstbelastung erst ausrichten und somit zu einer bleibenden Dehnung führen. Die typische Spannungs-Dehnungslinie von Seilen ist bei der Erstbelastung deshalb nicht linear. Erst nach mehrmaligem Belasten stellt sich eine lineare Spannungs-Dehnungsbeziehung ein. Für diesen Bereich wird dann der **Seilelastizitätsmodul** entweder als Tangenten- oder als Sekantenmodul definiert [40]. Für die weiteren Berechnungen wird in dieser Arbeit ein E-Modul von $1.28 \cdot 10^{11}\ N/m^2$ für die Litzenseile verwendet. Für welchen Belastungsbereich dieser genau bestimmt wurde, spielt auf Grund der grossen Dehnungen durch die Bremselemente in den Tragseilen keine Rolle, da die elastischen Dehnungen im Vergleich dazu sehr klein sind. Zudem werden die Seile vor dem Einbau i.d.R. nicht vorbelastet.
Eine wichtige Grösse beim Einbau der Seile spielt noch der angenommene Seildurchhang. Es wurden Seildurchhänge l_d zwischen $l/30$ und $l/50$ der Spannweite l angenommen [39]. Es wurde jeweils der Unterschied beider Werte auf die resultierende Belastung untersucht. Hier erweist sich die Längung der Bremsen im Tragseil als massgebender für die Seilbelastung als der Anfangsdurchhang.

6.2.2.2 Seilgleichung

Es liegt ein Seil unter einer beliebigen Belastung $q(x)$ mit der Dehnsteifigkeit EA vor. Zwischen den einzelnen Seillängen im Anfangs- und Endstadium bestehen folgende

Beziehungen

s	Länge des Seils im Endzustand
$s_0 = l + l_d$	Länge des Seils im Ausgangszustand, l ist die Spannweite, $l_d = l/50..l/30$ der Durchhang
Δs	elastische Längenänderung des Seils
Δs_t	Verlängerung des Seiles infolge Temperaturänderung

Die Auflagerkräfte F und H haben auf beiden Seiten die gleiche Grösse (siehe Abb. 6.5). Die Annahme, dass das Biegemoment M in jedem Teil des Seils null ist, liefert demnach

$$M - Hy = 0. \tag{6.19}$$

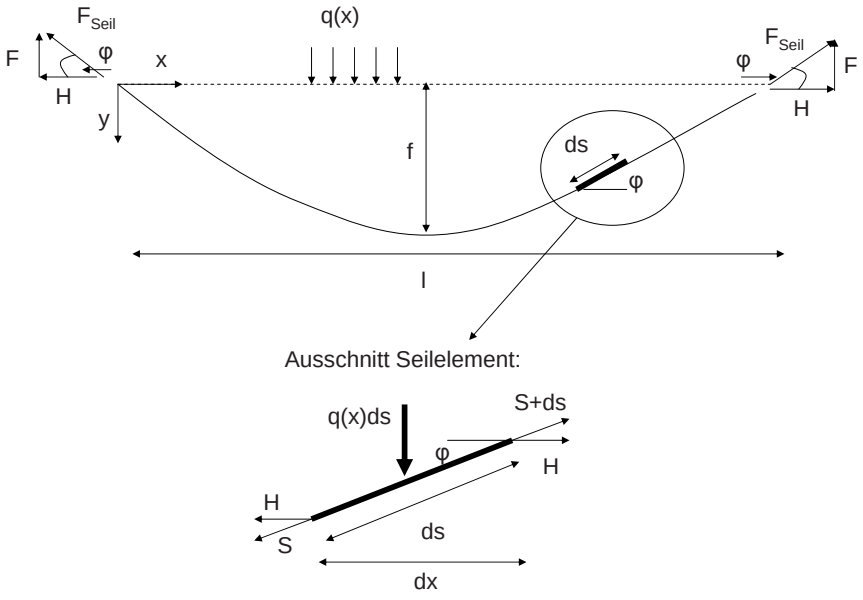


Abbildung 6.5: Seil unter Einwirkung beliebiger Gleichlast und Kräfte und ein herausgeschnittenes Seilelement

An der Stelle des max. Durchhangs f resultiert

$$f = \frac{maxM}{H} \tag{6.20}$$

Der Stich f ist aber oft vor der Belastung nicht bekannt. Es muss deshalb die geometrische Länge des Seils s_0 und s vor und nach der Belastung mit hergeleitet werden. Betrachtet man das Seilelement ds (Abb. 6.5) so gilt [72]

$$ds = \sqrt{dx^2 + dy^2} = dx\sqrt{1 + y'^2}. \tag{6.21}$$

ds über die ganze Seillänge integriert, ergibt

$$s = \int_0^l \sqrt{1 + y'^2} dx = \int_0^l \sqrt{1 + \left(\frac{1 dM}{H dx}\right)^2} dx. \tag{6.22}$$

dM/dx kann durch die Querkraft Q ersetzt werden und führt zu

$$s = \int_0^l \sqrt{1 + \left(\frac{Q}{H}\right)^2} dx. \tag{6.23}$$

Die elastische Verformung des Seils Δs kann damit berechnet werden aus

$$\Delta s = \int_0^s \epsilon ds = \int_0^l \frac{H}{EA \cos\phi} \sqrt{1 + y'^2} dx = \frac{H}{EA} \int_0^l (1 + y'^2) dx = \frac{H}{EA} \int_0^l \left(1 + \frac{Q^2}{H^2}\right) dx. \tag{6.24}$$

Die Verlängerung des Seiles infolge Temperatur berechnet sich zu

$$\Delta s_t = \alpha_t \Delta t s_0 \tag{6.25}$$

mit α_t Temperaturdehnungswert für Stahl und Δt der Temperaturdifferenz. Alles in $s = s_0 + \Delta s + \Delta s_t$ eingesetzt ergibt

$$\int_0^l \sqrt{1 + \left(\frac{Q}{H}\right)^2} dx = s_0(1 + \alpha_t \Delta t) + \frac{H}{EA} \int_0^l \left(1 + \frac{Q^2}{H^2}\right) dx. \tag{6.26}$$

Diese Gleichung stellt die allgemein gültige exakte Seilgleichung dar. Sie beinhaltet beliebige Belastungen und beliebig grosse Seildurchhänge.
Die Lösung dieser Gleichung bereitet jedoch einige Probleme, weil sie nur mit Hilfe von numerischer Integration möglich ist. Um praktische Berechnungen durchzuführen, muss man eine Näherungslösung herleiten. Zudem werden die im Fall der Seile bei Ringnetzbarrieren noch relevante Bremsenlängung mit in die Gleichung implementiert.

6.2.2.3 Näherungslösung der Seilgleichung

Nähert man Gleichung 6.22 durch eine Taylorreihe an, ergibt sich

$$s = \int_0^l \left(1 + \frac{1}{2} y'^2 - \frac{1}{8} y'^4 + \frac{1}{16} y'^6 ...\right) dx \tag{6.27}$$

Für kleine Seildurchhänge kann man sich auf die ersten zwei Glieder beschränken, es gilt daher

$$s \approx \int_0^l \left(1 + \frac{1}{2} y'^2\right) = \int_0^l \left(1 + \frac{1}{2} \frac{Q^2}{H^2}\right) dx \tag{6.28}$$

Auch die elastische Längenänderung kann approximiert werden zu

$$\Delta s \approx \frac{H s_0}{EA}. \tag{6.29}$$

Die Seilgleichung lässt sich dann gesamt vereinfachen zu

$$1 + \frac{1}{2H^2} \int_0^l Q^2 dx = s_0(1 + \alpha_t \Delta t s_0) + \frac{H s_0}{EA}. \tag{6.30}$$

Diese Gleichung lässt sich umformen zu

$$H^3 + H^2 EA \left[1 - \frac{1}{s_0}(l - \alpha_t \Delta t s_0)\right] = \frac{EA}{2s_0} \int_0^l Q^2 dx \tag{6.31}$$

Durch eine Substitution von H kann diese Gleichung iterativ gelöst werden. Sie entspricht der Form $H^3 + bH^2 - c = 0$ und besitzt für H nur eine reale Lösung [72].
Als erste Näherungslösung für den ersten Iterationsschritt berechnet man H für $EA \to \infty$ zu

$$H = H_1 = \sqrt{\frac{\int_0^l Q^2 dx}{2(s_0(1 + \alpha_t \Delta t) - l)}} \tag{6.32}$$

Nun wird die Bremsenlängung mit hineingebracht und die erste Iteration für die Haltekraft H erneut durchgeführt. Auch die elastische Seildehnung Δs kommt bei $H_{1,korr}$ mit hinein. Es wird $s_{ges} = s_0 + \Delta s + l_{br}$ anstelle von $s_0(1 + \alpha_t \Delta t)$ eingesetzt, die Temperaturdehnung wird in diesem Fall vernachlässigt. Es ergibt sich

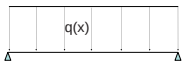
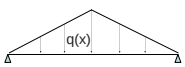
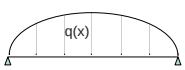
$$H_{1,korr} = \sqrt{\frac{\int_0^l Q^2 dx}{2(s_{ges} - l)}} \tag{6.33}$$

Ist $H_{1,korr}$ bekannt, werden die nächsten Schritte mit Hilfe eines Newton-Verfahrens bestimmt. Für die zweite Näherung von H gilt

$$H_2 = \frac{2H_{1,korr}^3 + bH_{1,korr}^2 + c}{3H_{1,korr}^2 + 2bH_{1,korr}} \tag{6.34}$$

mit $b = EA\left(1 - \frac{l - l_{br}}{s_0}\right)$ und $c = EA\frac{\int_0^l Q^2 dx}{2s_0}$. Gleiches Vorgehen gilt bei der i-ten Iteration, wobei in der Praxis meist $2 - 3$ Iterationen ausreichen. Unterschiedliche Belastungen und ihre Auswirkung bezüglich Seilkraft und Verformungen werden im Folgenden untersucht. Hierfür ist es notwendig, das Integral $\int_0^l Q^2 dx$ zu bestimmen und die max. Verformungswerte aus der Momentenlinie zu berechnen (siehe Tab. 6.3).

Tabelle 6.3: Einwirkende Belastung q mit Auflagerkraft, $\int_0^l Q^2 dx$ und max. Verformung f

Belastung q	**Auflagerkraft** F	$\int_0^l Q^2 dx$	max $f = \frac{maxM}{h}$
	$\frac{1}{2}ql$	$\frac{1}{12}q^2l^3$	$\frac{ql^2}{8H}$
	$\frac{1}{4}ql$	$\frac{7}{240}q^2l^3$	$\frac{ql^2}{12H}$
	$\frac{1}{4}ql$	$\frac{q^2l^3}{18.53}$	$\frac{5ql^2}{48H}$

Die Stichgrösse f der Seilverformung ist immer von der direkten Spannweite l abhängig, da sich die max. Verformung f aus Gleichung 6.19 ableitet. Um nun die Bremsenlängung bei der horizontalen Verformung des Seils mit einzubringen, geht man gemäss Abb. 6.6 vor: Zuerst wird für die direkte Spannweite l und die iterierte Haltekraft H die senkrechte Auslenkung f_1 ermittelt. Mit dieser wird durch die Auflagerreaktionen der Winkel ϕ bestimmt. Es wird die Komponente senkrecht zur Fliessrichtung der Bremse $l_{br,\perp} = l_{br} \cos \phi$ bestimmt und diese zu l addiert. Die neue fiktive Spannweite l' wird nun zur Bestimmung von f_2 verwendet. Letztendlich wird zur Verformung f_2 noch die Komponente der Bremse in Fliessrichtung ($l_{br,||}$) addiert.

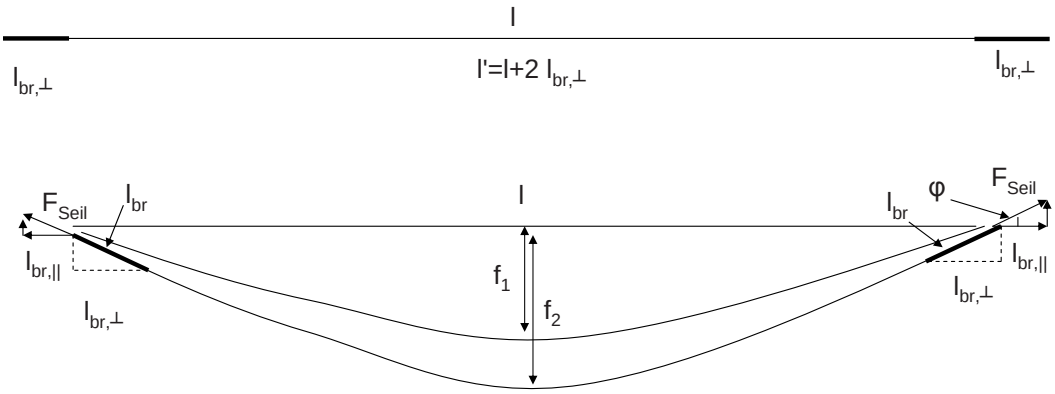


Abbildung 6.6: Verformung f des Tragseils in Fliessrichtung (Draufsicht) unter Berücksichtigung der Bremsenlängung l_{br} bei beidseitiger Bremsenanordnung

6.2.2.4 Rückrechnung mit Messdaten des Füllereignisses 2006

Es werden für die max. auftretenden Seilbelastungen die max. Einwirkungen q (konstant, dreiecksförmig oder parabelförmig) und die dabei auftretenden Verformungen f bestimmt. Für die max. auftretende Seilbelastung ist nach Gleichung 6.33 auch die Bremsenlängung relevant. Tab. 6.4 zeigt die Mittelwerte der Bremsenlängungen nach dem Füllereignis 2006.

Tabelle 6.4: Mittlere Bremsenlängungen je Tragseil nach dem Ereignis am 18. Mai 2006. Die Einzelwerte der Bremsen l_{br} sind bei zwei Bremsen in Serie bereits zusammenaddiert

	Bremsenlängung $[cm]$	
Tragseil	*oben*	*unten*
Nr.1	47	80
Nr.2	62	55[1]
Mittelwert	55	68

[1] Bremse durch Stein verklemmt

Die daraus resultierenden Einwirkungslasten q für $F_{seil,oben} = 150\ kN$ und $F_{seil,unten} =$

230 kN (jeweils Mittelwerte beider Tragseile nach Abb. 4.24) und die jeweiligen Verformungsgrössen sind in Tab. 6.5 gezeigt.

Tabelle 6.5: Einwirkende Seillast q und errechnete Verformungswerte bei Gleich-, Dreiecks- oder Parabellast und einwirkende Gesamtbelastung für einen Anfangsdurchhang von $l_d = l/50$ und die gemessenen Bremsenlängungen nach Tab. 6.4

	Gleich-,	**Dreiecks-,**	**Parabellast**
q $[kN/m]$ auf obere Tragseile	21	38	28.2
q $[kN/m]$ auf untere Tragseile	48	90	63.1
f' $[m]$	1.91	2.25	1.88
ϕ $[°]$	28.2	25.1	24.6
f $[m]$	2.20	2.48	2.02
Gesamtbelastung F_{ges} $[kN]$	780.6	722.6	689.4

Die einwirkenden Lasten für den Anfangsdurchhang $l_d = l/30$ sind um knapp 3% höher als die Werte aus Tab.6.5 für $l_d = l/50$. Die Gesamtbelastung F_{ges} errechnet sich aus q $[kN/m]$ verteilt auf die jeweilige Seillänge der oberen und unteren Tragseile ($l_{oben} = 13.4$ m und $l_{unten} = 10.4$ m).
Die Verformungsberechnungen zeigen für die Dreiecksverteilung der Belastung q die besten Ergebnisse, denn der max. Bauch der Barriere lag bei $f \approx 2.5$ m (siehe Tab. 6.5). Dennoch werden die auftretenden Belastungen q bei den weiteren Berechnungen als gleich verteilt angenommen, da diese Annahme für die einwirkende Gesamtbelastung auf der sicheren Seite liegt (siehe Tab. 6.5).

Bei der Rückrechnung auf die einwirkende Belastung q mit der angenäherten Seilgleichung werden etliche Vereinfachungen getroffen. Zum einen ist bei der Näherungslösung für grosse Verformungen f eine Ungenauigkeit von der exakten Seilgleichung vorhanden. Nach [72] liegt für einen errechneten Stich $f = 2.5$ m bei einer Spannweite $l = 10.4$ m der Fehler für das Verhältnis $f/l = 0.24$ bei der Haltekraft H bei 3% und bei der Verformung f bei 7%. Der Fehler wirkt sich also hauptsächlich bei der berechneten Stichgrösse aus, wohingegen die Haltekraft nahezu korrekt abgebildet wird. Zudem sind die errechneten Seillängen mit der implementierten Bremsenlängung auch nur Näherungen, da zum einen die Bremsenlängungen nicht exakt zum Zeitpunkt der Spitzenbelastung messbar sind und zum anderen auch andere Grössen bei der Länge der Seile wie Durchhang, elastische Dehnung etc. abgeschätzt werden müssen. Für eine Näherungsberechnung der einwirkenden Belastung q sind die Berechnungen aber trotzdem von Vorteil.
Nach der Analyse des Seilwiderstands wird im Folgenden der Widerstand des Ringnetzes beim Durchströmen des Murgangs näher betrachtet.

6.2.3 Strömungswiderstand Ringnetz

Bei sehr schlammigen Murgangereignissen mit kleinen Korngrössen durchströmt das meiste Material die Ringnetzbarriere, bevor es zu einer Verkeilung einzelner Steine und zum Auffüllen des Ringnetzes kommt. Der dabei auf das Ringnetz ausgeübte Strömungsdruck dient in diesem Abschnitt als untere Grenze für das Lastmodell der Ringnetzbarrieren.
Um den Strömungswiderstand des ganzen Ringnetzes berechnen zu können, wird zuerst ein Einzelring betrachtet. Ein Einzelring mit 16 Windungen nach Abschnitt 3.2.2.5 besitzt einen ungefähren Draht-Bündel-Durchmesser von $d_{Ring,\emptyset} \approx 1.7\ cm$. Wird dieser nach Abb. 6.7 mit $u_{front} = 3\ m/s$ (Frontgeschwindigkeit Schlammstromereignis am 18. Mai 2006, siehe Abschnitt 4.5.1) und mit einer Dichte $\rho = 1600\ kg/m^3$ angeströmt, liegt die Reynoldszahl der Anströmung bei

$$Re = \frac{u_{front} \cdot d_{Ring,\emptyset} \cdot \rho}{\eta} = \frac{3.0 \cdot 0.017 \cdot 1600}{5...11} = 7.5...16 \tag{6.35}$$

Die Viskosität des Murgangschlammes wird anhand der Schergeschwindigkeit für ein

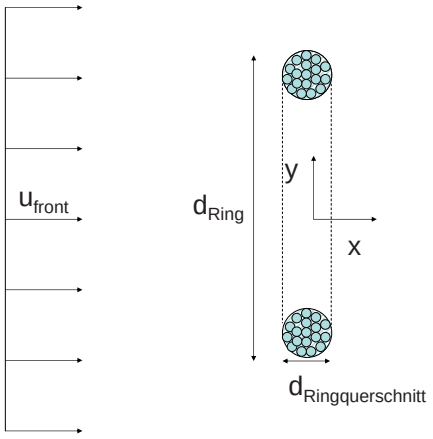


Abbildung 6.7: Murganganströmung eines Einzelrings mit u_{front} bei einem schlammigen Ereignis

lineares Geschwindigkeitsprofil mit der Fliesshöhe $h = 1\ m$ zu $\dot{\gamma} = \frac{3\ m/s}{1m} = 3\ [1/s]$ abgeschätzt. Für die Schergeschwindigkeit $\dot{\gamma} = 3\ [1/s]$ wurde eine mittlere Viskosität (linear interpoliert) von $\eta \approx 5\ Pas$ für eine Suspension mit Partikeln $d < 2\ mm$ und $\eta \approx 11\ Pas$ für eine Suspension mit Partikeln $d < 4\ mm$ gemessen. Die Feststoffkonzentration C_v der Lösungen lag bei 0.54 und 0.59 bei einem Wassergehalt von $w = 30\%$ (Viskositätsbestimmungen siehe Abschnitt 5.2.3.4). Die Feststoffkonzentration ist eher hoch für einen Schlammstrom, aber es handelt sich hierbei auch nur um die Viskosität der Murgangmatrix mit Partikeln kleiner 2 und 4 mm. Im Schlammstrom selbst sind wesentlich grössere Partikel vorhanden. Als Grössenordnung reichen darum die Viskositätsmessungen zum Einordnen des Reynoldszahlbereichs aus. Für den ermittelten Reynoldszahlbereich von 7.5...16 bildet sich bei der Zylinderumströmung (Carmansche Wirbelstrasse) gerade ein Wirbelpaar im Nachlauf aus. Bei einer Reynoldszahl $Re = 4$ würde es sich noch um eine schleichende Strömung ohne Wirbelbildung handeln [55]. Es resultieren Druckbeiwerte $c_w = 3.5 - 4$ (siehe Abb. 6.8). Die resultierende Strömungskraft auf den Ringquerschnitt

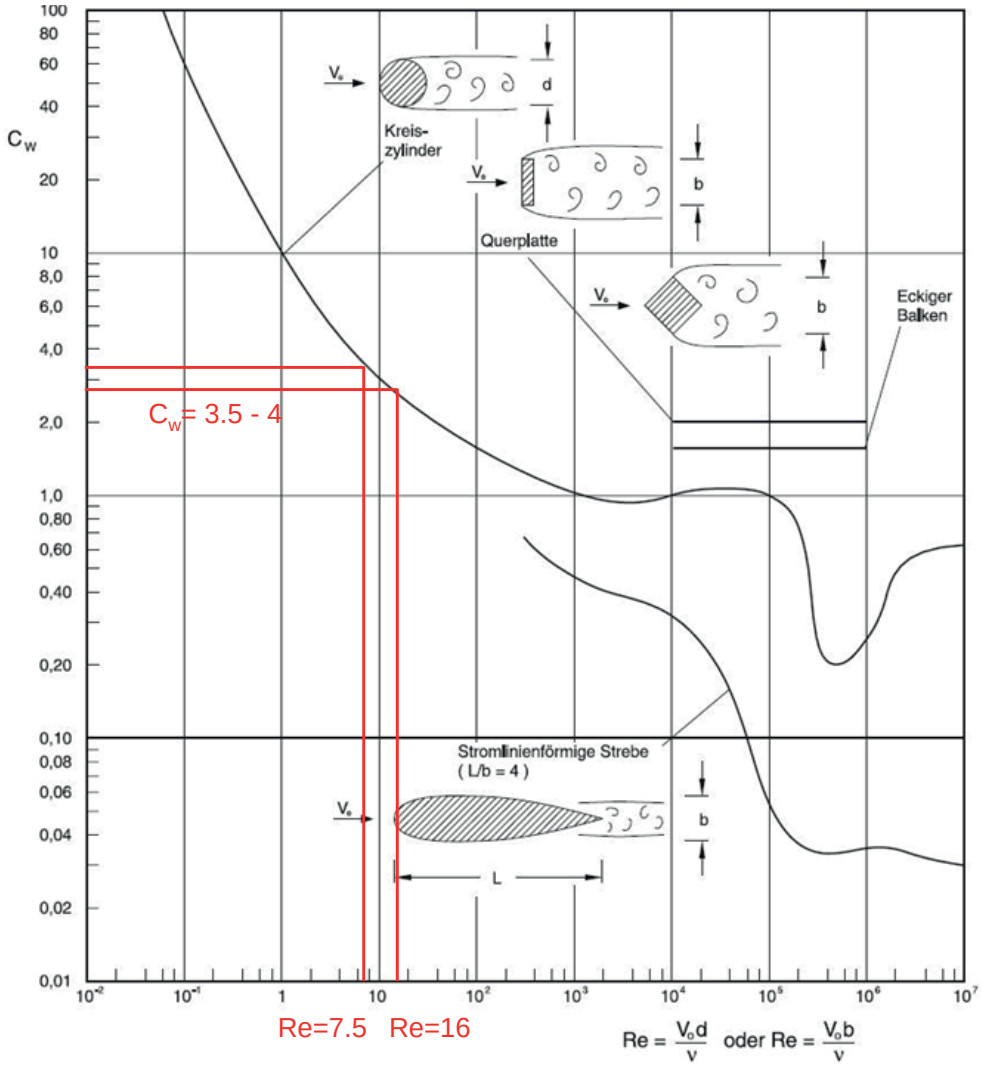


Abbildung 6.8: Widerstandsbeiwerte c_w als Funktion der Reynoldszahl Re für zweidimensionale Körperformen [55]

errechnet sich aus

$$F_D = \frac{1}{2} c_w \rho u^2 d_{Ring,\emptyset}. \tag{6.36}$$

Die Umströmungskraft des kompletten Rings ergibt dann

$$F_{Ring} = U_{Ring} F_D = \pi d_{Ring} F_D \tag{6.37}$$

mit U_{Ring} Umfang eines Einzelrings.
Vernachlässigt man im folgenden die Überlappungsbereiche, wo die Ringe beim Ringnetz ineinander greifen, und multipliziert die Druckbelastung eines umströmten Rings mit der Anzahl der durchströmten Ringe in der Murgangströmung, so lässt sich die Belastung des Ringnetzes während der Durchströmung eines Schlammstromereignisses berechnen. Viele kleine Steine gehen beim Durchströmen mit der Murgangmatrix durch das Ringnetz, bevor der Murgang sich im Ringnetz verkeilt und dieses langsam auffüllt. Bis zu diesem Zeitpunkt ist die Belastung aus dem Strömungsdruck des Murgangs als untere Grenze für die einwirkende Belastung eines Schlammstroms wirksam.

6.2.4 Ansatz nach Rickenmann auf Energiebasis

Basierend auf dem Prinzip der Energieerhaltung wurde der Ansatz nach Rickenmann aufgestellt [82]. Beim Stopprozess muss die ganze Bewegungsenergie $K = \frac{1}{2}mu^2$ des einschlagenden Murgangs mit der mitwirkenden Masse m nach Gleichung 2.24 vernichtet werden. Zudem wird die Erkenntnis aus den Rutschbahnversuchen in Oregon mit aufgegriffen, dass die Belastung der Barrieren linear mit der Verformung der Barrieren ansteigt und zum Zeitpunkt der max. Verformung auch die max. Belastung F_{max} vorliegt [23; 35]. Aus dem linearen Anstieg der Kraft F über die Verformung f aufgetragen, resultiert die entstehende Energie/Arbeit aus der Fläche unter der Kurve F(t) zu

$$W = \int_0^f F(t)df = \frac{Ff}{2} \tag{6.38}$$

mit f als Verformung der Barriere in Fliessrichtung.
Setzt man die beiden Gleichungen $W = K$ als auftretende Energien gleich und löst sie nach der Kraft F auf, entsteht

$$F = \frac{mu^2}{f} \tag{6.39}$$

mit u Aufprallgeschwindigkeit des Murgangs und m mitwirkende Masse des gestoppten Murgangs. Die Grösse der gestoppten Masse des Murgangs hinter dem Netz ist die unbekannte Grösse bei diesem Ansatz. Sie wird hier approximiert als Volumen, das sich hinter der Barriere befindet und dadurch abgeschätzt aus dem mittleren Durchfluss $\overline{Q}$ mit der Dichte ρ während der Einschlagdauer t_{imp} zu $m = \overline{Q} \cdot t_{imp} \cdot \rho$. Die mitwirkende Masse m in Gleichung 6.39 eingesetzt ergibt

$$F = \frac{\rho \overline{Q} t_{imp} u^2}{f}. \tag{6.40}$$

Die auftretende Gesamtbelastung nach diesem Ansatz ist demzufolge auch von der Aufprallgeschwindigkeit u^2 abhängig. Zudem gehen noch schwer abschätzbare Grössen wie die Auffüllzeit bzw. Einschlagzeit t_{imp} oder die mitwirkende Masse m mit ein.
Eine Bemessung der Barrieren für schlammige Murgänge, die eine grosse Auffüllzeit t_{imp} haben und wo zudem während des Auffüllens ein grosser Anteil des Murgangs das Ringnetz durchströmt, ist mit diesem Ansatz nicht sinnvoll. Die dabei einwirkenden Lasten werden zu sehr überschätzt (siehe Abschnitt 6.4.2).

6.2.5 Erddruckansatz

Es existieren auch Ansätze für Murganglasten basierend auf einer Überhöhung der statischen Belastung (siehe Abschnitt 6.1.2 und [66]). Aufbauend darauf wird in diesem Abschnitt untersucht, ob sich die Ringnetzbarrieren durch eine dynamische Überhöhung des statischen Lastfalls berechnen lassen können.
Berechnet man den aktiven Erddruck für eine Wichte $\gamma = 23\ kN$, eine Füllhöhe $h_{fuell} = 3\ m$ (siehe Abschnitt 4.5.3) und eine Breite b als Mittelwert zwischen beiden Seillängen $b_m = 10.4 + 13.4 = 11.9\ m$, ergibt sich folgende Berechnung nach Gleichung

5.24 für eine lineare Erddruckannahme: $F_{stat} = \frac{1}{2} K_{a,h} \gamma h_{fuell}^2 b = \frac{1}{2} 0.3 \cdot 23 \cdot 3^2 \cdot 11.9 = 370\ kN$ mit $K_{a,h} = 0.3$ ($\phi = 33°$).
Wird die einwirkende Belastung q durch Rückrechnung der auftretenden Seilkräfte bei gefüllter Barriere ermittelt, ergibt sich eine Gesamtbelastung von $\approx 300\ kN$ (siehe Tab. 6.6). Dabei sind die oberen Tragseile mit je 100 kN und eines der beiden unteren mit 150 kN belastet. Das andere ist während des Füllereignisses gerissen, die Messzelle misst noch 50 kN durch das eingeklemmte Seilende.
Bei einer Zugkraftannahme von 15 kN in den Dimoelementen aus der FARO-Simulation der Barriere (siehe Abschnitt 7.1) kommt eine Komponente in Fliessrichtung von $15 \cdot 8\ Dimos \cdot \sin(28°) = 56\ kN$ hinzu. Dadurch ergibt sich die Gesamtbelastung der Barriere im gefüllten Zustand von 356 kN.

Tabelle 6.6: Einwirkende Belastung q aus vereinfachter Seilgleichung nach Abschnitt 6.2.2

	Einwirkende Belastung
obere Tragsseile	14 kN/m
untere Tragseile	11 kN/m (ein Tragseil gerissen)
Gesamtbelastung F_{ges}	302 kN

Die Berechnungen für den aktiven Erddruck stimmen also gut mit der Rückrechnung der gemessenen Werte aus den Seillasten über ein.

6.2.5.1 Weiterentwicklung des Erddruckansatzes

Basierend auf dem Ansatz nach Lichtenhahn [66] wird hier die Berechnung der dynamischen Belastung aus der statischen Belastung untersucht. Nach [46] zeigt sich bei den Laborversuchen eine Abhängigkeit des Quotienten F_{max}/F_{stat} von der Geschwindigkeit u zum Quadrat, da sich Einflussfaktoren wie unterschiedliche Dichten und Massen innerhalb des Quotienten herauskürzen. Für das Trachtbachmaterial zeigt sich eine steilere Regressionskurve wie für alle anderen Materialien. Es ergibt sich folgende funktionelle Abhängigkeit

$$\ln\left(\frac{F_{max}}{F_{stat}}\right) = \beta u^2 \tag{6.41}$$

mit $\beta = 0.144$ für Trachtbachmaterial und $\beta = 0.070$ für Illgraben, Alpbach und Merdenson bei $R^2 = 0.9$. Das Trachtbachmaterial hatte zudem einen höheren Druckbeiwert c_d bei den Laborversuchen, wodurch sich die steilere Kurve in Abb. 6.9 erklären lässt (siehe Abschnitt 5.3.5.1).

6.2.5.2 Rückrechnung Messdaten Füllereignis 2006

Nimmt man als statische Belastung den aktiven Erddruck als gegeben an und bestimmt für die Frontgeschwindigkeit von $u_{front} = 3\ m/s$ (siehe Abschnitt 4.5.1) das Verhältnis von F_{max}/F_{stat} nach Gleichung 6.41, ergibt sich eine Überhöhung der statischen Belastung von

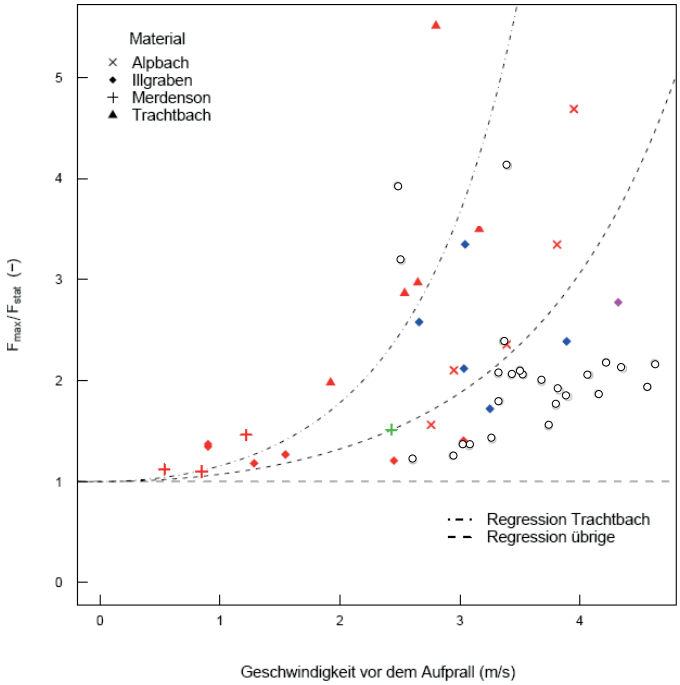


Abbildung 6.9: Verhältnis der maximalen zur statischen Belastung abhängig von der Aufprallgeschwindigkeit u. Die Regression basiert auf Versuchen mit Maschenweite 3 cm. Versuche mit anderen Maschenweiten sind durch ein nicht ausgefülltes Symbol dargestellt

$F_{max}/F_{stat} = 1.88$. Die Belastung aus dem aktiven Erddruck E_{ah} beträgt $F_{stat} \approx 370\ kN$ und mit dem errechneten Faktor überhöht ergibt sich $F_{dyn} = 1.88 \cdot 370 = 690\ kN$. Dieser Wert liegt im unteren Bereich der rückgerechneten Gesamtbelastung auf die Barriere nach Tab. 6.5 mit $690 - 780\ kN$ (ohne Berücksichtigung der eingebauten Dimoelemente).
Rückrechungen und Simulationen mit Faro (siehe Abschnitt 7.1) haben gezeigt, dass zur dynamischen Überhöhung noch die Lastverteilung modifiziert werden muss (siehe Abb. 6.10). Überhöht man die Verteilung des aktiven Erddrucks mit dem dynamischen Faktor (Annahme: Er ist linear verteilt) und berechnet mit diesen Lasten die Seilkräfte, ergibt sich eine zu grosse Last in den unteren Tragseilen und eine zu kleine Last in den oberen. Bei einer linearen Erddruckverteilung fehlt noch die Auflast und die Schubkomponente des überströmenden Murgangs. Dadurch verschiebt sich die zuerst angenommene Verteilung von P_{dyn} zu $P_{dyn,korr.}$ (siehe auch Abb. 6.20). Gleichzeitig muss die Belastung im unteren Bereich verringert werden. Dies erfolgt durch Berücksichtigung der Stützkraft des Rückstaus auf die Barriere verursacht durch den Überfall des Murgangs (siehe Abb. 6.11).

6.2.6 Beurteilung der Lastansätze für flexible Barrieren

Der Vergleich zwischen Steinschlag- und der Murgangbelastung zeigt, dass der Murgang flächig im Vergleich zum punktuellen Steinschlag und gleichzeitig weniger dynamisch einwirkt. Der Abschnitt "Rückrechnung der Seilkräfte" (siehe Abschnitt 6.2.2) dient zur Bestimmung der einwirkenden Belastung q aus den gemessenen Seilkräften, soll jedoch nicht als Lastansatz zur Berechnung der Barrieren verstanden und angewendet werden.
Die diskutierten Ansätze zur Berechnung flexibler Barrieren weisen folgende Vor- und

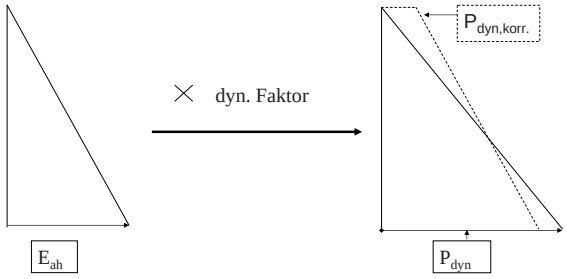


Abbildung 6.10: Überhöhung des aktiven Erddrucks zum dynamischen Murdruck und Modifikation des dynamischen Murdrucks als gestrichelte Linie

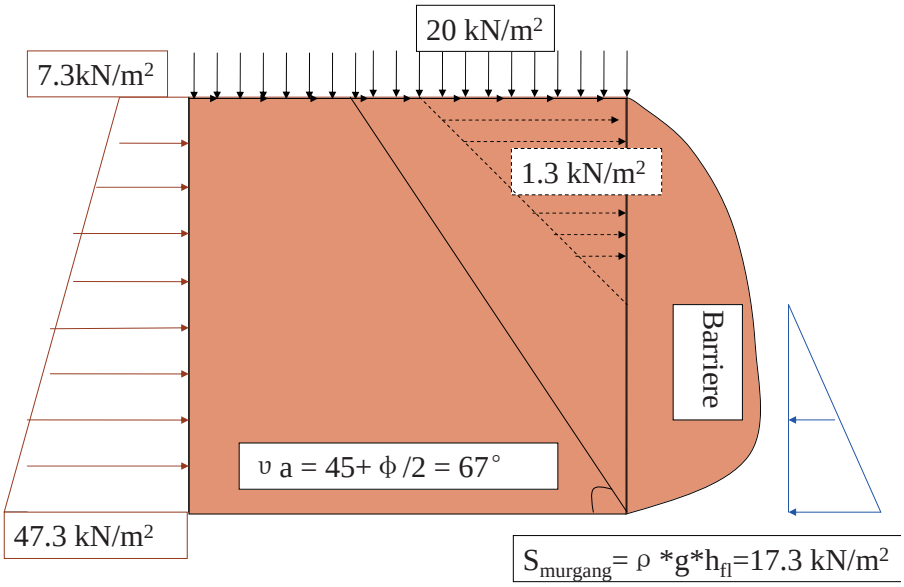


Abbildung 6.11: Modifizierter Erddruckansatz für Auflast des überströmenden Murgangs und entgegenwirkender Stützkraft

Nachteile auf.

- **Ansatz nach Rickenmann:** Er basiert auf der physikalischen Grundlage der Energieerhaltung. Diese Vorgehensweise ist zum Berechnen der auftretenden Murganglasten beim Stoppprozess sinnvoll. Zudem geht die Geschwindigkeit durch die Vernichtung der kinetischen Energie in diesen Ansatz quadratisch mit ein. Dies unterstreicht auch die Ergebnisse der Laborversuche (siehe Abschnitt 5.5.3).
  Ein Nachteil dieses Berechnungsansatzes sind die unbekannten Grössen der mitwirkenden, gestoppten Masse m bzw. die Ermittlung dieser über den mittleren Durchfluss $\overline{Q}$ und der unbekannten Grösse t_{imp}. Die Einschlag- bzw. Interaktionszeit t_{imp} ist bisher schwer zu bestimmen gewesen und variiert in einer Grössenordnung von $1 - 90\ s$. Zudem ist es schwierig festzulegen, wie lange man diese Zeitdauer setzt, ob dies nur der Erstkontakt und damit der Stoppprozess der ersten Murgangwelle ist, oder die ganze Auffüllzeit bis zum Überströmen der Barriere. Da meistens die

maximale Belastung aber zum Zeitpunkt des Überströmens auftritt (ausser bei sehr schnellen Murgängen), ist die ganze Auffüllzeit für t_{imp} zur Bestimmung der mitwirkenden Masse wahrscheinlich sinnvoller.
Bei eher schlammigen und flüssigeren Murgängen wird durch grosse Zeiten von t_{imp} und auch auf Grund der Annahme, dass der ganze Durchfluss $\overline{Q}$ die Barriere auffüllt (obwohl viel Wasser mit kleinen Partikeln die Barriere durchströmt), die einwirkende Belastung überschätzt (siehe Abschnitt 6.4.2).

- **Ringnetzwiderstandsberechnung:** Dieser Ansatz dient der Berechnung der unteren Grenze der einwirkenden Belastung. Er bildet nicht den Auffüllprozess des Ringnetzes ab, sondern nur die einwirkenden Lasten durch den Strömungsdruck eines sehr flüssigen Murgangs.

- **Erddruckansatz bzw. Überhöhung durch F_{max}/F_{stat}:** Der Ansatz des aktiven Erddrucks kommt für die Berechnung der statischen Belastung einer Ringnetzbarriere zur Anwendung. Hier zeigt er, dass die gefüllte Ringnetzbarriere durch einen linear verteilten Erddruck berechnet werden kann.
Die Grenzen dieses Ansatzes liegen bei der Feinverteilung der einwirkenden Belastung. Hier zeigt sich, dass beim Überströmen die oberen Tragseile direkt mitbelastet werden. Zudem sind die unteren Tragseile bei einer Überhöhung des linear wirksamen Erddrucks stark belastet. Hier kann nur mit einem Stützkraftansatz auf der Gegenseite der Barriere die Belastung verkleinert werden.
Schwierig ist es, wegen des stark materialabhängigen, unbekannten Reibungswinkels ϕ, die statische Belastung F_{stat} abzuschätzen. Wird diese durch einen Überhöhungsfaktor noch überhöht, wirken sich Fehler in der Berechnung stark auf das Ergebnis aus. Auch die Bestimmung des Überhöhungsfaktors aus der Aufprallgeschwindigkeit zum Quadrat führt bei falschen Geschwindigkeitsangaben schnell zu einer Unter- bzw. Überschätzung der Belastung. Zudem müssen noch Kräfteumlagerungen festgelegt werden, die grosse ingenieurstechnische Erfahrung bei der Abschätzung der mitwirkende Auflast und der Stützkraft des überströmenden Murgangs benötigen.

Im Grossen und Ganzen haben alle Ansätze ihre Berechtigung und ihren Wirksamkeitsbereich. Dennoch soll im Rahmen dieser Arbeit im nächsten Abschnitt ein Modell vorgestellt werden, welches einige der bisherigen Probleme minimieren bzw. lösen kann und deshalb als neues Berechnungsmodell für flexible Murgangbarrieren verwendet werden soll.

6.3 Lastmodell mit Druckstosswellen

Die Annahmen von Armanini in Abschnitt 6.1.4 bestätigen sich durch folgende Beobachtungen in den Labor- (siehe Kap 5) und Feldversuchen (siehe Kap 4):

- Die dynamisch gemessene Maximalkraft ist proportional zur Aufprallgeschwindigkeit u^2 (Aussagen a) und b) in Abschnitt 6.1.4).
- Bei sehr langsam fliessenden Murgängen, z.B. bei den Labormurgängen (Neigung von 25%), konnte eine Rückstromwelle beobachtet werden (Annahme b) in Abschnitt 6.1.4).
- Bei flüssigen, und damit auch schnelleren Murgängen wurde eine Ablenkung des Murgangstroms an der Barriere nach oben festgestellt (Annahme Fall a) in Abschnitt 6.1.4). Zudem sind die Reibungswerte μ bei flüssigeren Murgängen kleiner (siehe Kap 5).
- Grössere Startvolumina führen zu schnelleren Murgängen, bei denen die Reibungskräfte weniger dominieren. Auch hier kommt es zu einer Ablenkung des Murgangs nach oben beim Aufprall auf die Barriere.
- An der Scherwand im Illgraben konnte eine hydrostatische Druckverteilung in Murgängen gemessen und bestätigt werden (siehe Abschnitt 4.4). Die dynamische Belastung aus dem Impuls der Strömung fällt in diesem Fall weg, da sich die Messtechnik der Scherwand senkrecht zur Fliessrichtung befindet und damit die Geschwindigkeitskomponente $u_\perp$ senkrecht zur Strömungsrichtung ungefähr gleich null ist.

6.3.1 Druckstösse auf Ringnetzbarrieren

Es wird zunächst angenommen, dass der Murgang mit der Fliesshöhe h_{fl} an den unteren Tragseilen anschlägt und dadurch der erste Teil der Front gestoppt wird (siehe Abb. 6.12 a). Es wirken somit der hydrostatische Murdruck P_{stat} und der Impuls ΔP auf das untere Tragseil. Es berechnet sich die einwirkende Belastung je Breitenmeter zu

$$F = \underbrace{\frac{1}{2}\gamma(h_{fl}+\triangle h)^2}_{hydrostatischer\ Anteil} + \underbrace{\begin{cases} \rho h_{fl} u^2 & \text{bei schlammiger Front} \\ \rho h_{fl} u(u+\sqrt{g h_{fl}}) & \text{bei granularer Front} \end{cases}}_{hydrodynamischer\ Anteil} \tag{6.42}$$

$\gamma = \rho g$ ist die Wichte des Murgang mit der Dichte ρ.

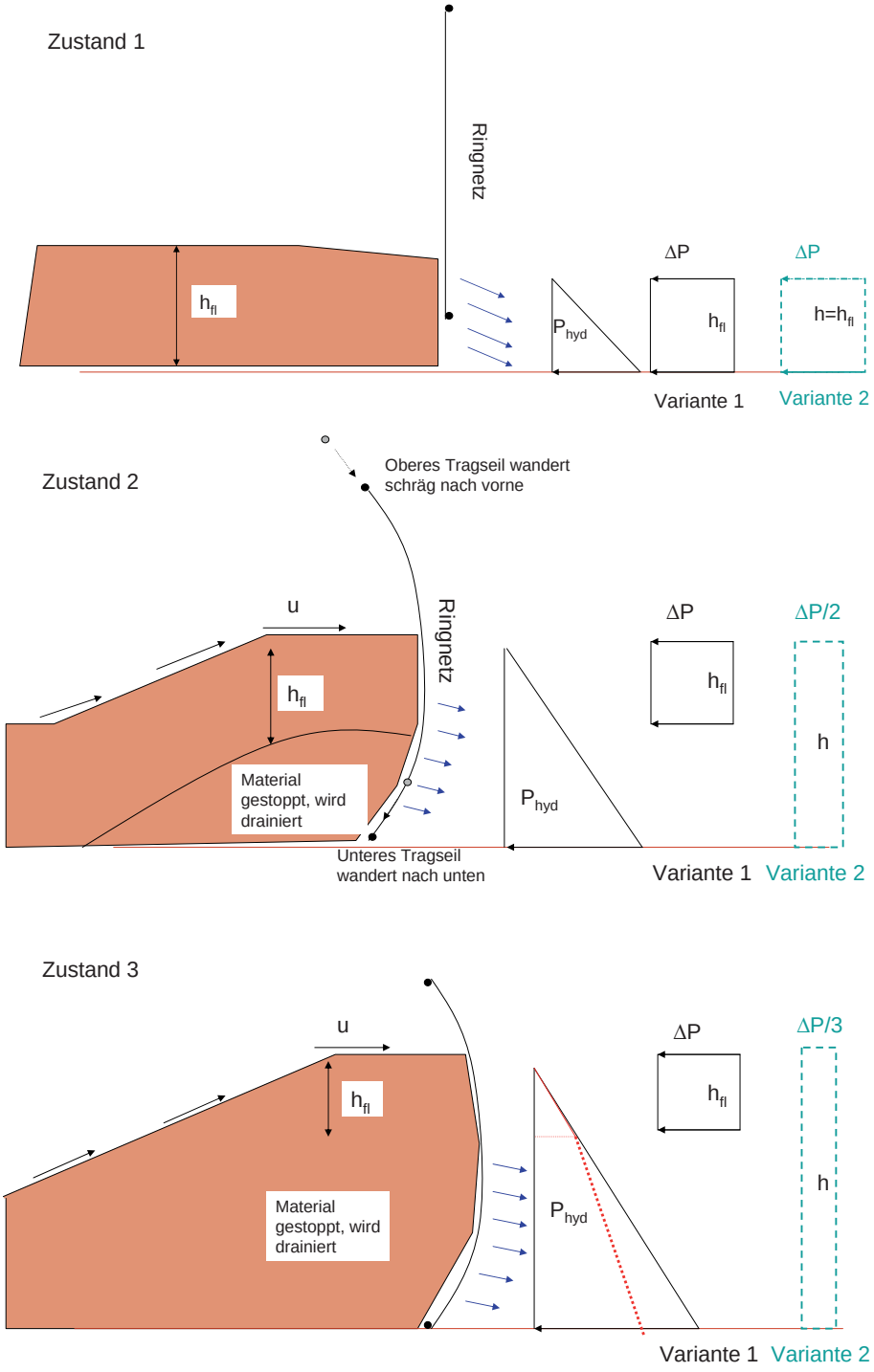


Abbildung 6.12: Zustand 1: Murdruck beim Anprall am unteren Tragseil; Zustand 2: Murdruck nach dem Stoppen des ersten Teils; Zustand 3: Angenommener weiterer Auffüllprozess und Abminderung hydrostatischen Murdrucks durch drainierten Erdkegel (gepunktete Linie). Es sind jeweils zwei denkbare Varianten für die Verteilung des dynamischen Murdrucks aufgezeigt.

Für den weiteren Füllprozess sind zwei verschiedene Auffüllarten denkbar:

- **Variante 1** Ist der erste Murgangteil gestoppt, schiebt sich der nächste Teil im Modell **über** den ersten (siehe Abb. 6.12). Der darunter gestoppte Teil wird durch das Ringnetz langsam drainiert. Bei Zustand 2 wirkt der hydrostatische Murdruck über $\approx 2h_{fl}$ und der dynamische Druck mit $\triangle P$ über die Fliesshöhe h_{fl}. Im Zustand 3 schiebt sich dann wieder der nächste Teil über das bereits gestoppte Material und wirkt mit $\triangle P$ über die Fliesshöhe h_{fl} und der hydrostatische Druck breitet sich gleichzeitig über $3h_{fl}$ aus.
- **Variante 2** Hier schiebt sich der nächste Teil in den bereits gestoppten Teil und hebt dadurch die Füllstandshöhe an. Der Impuls wirkt dadurch mit $\triangle P \cdot h_{fl}/h_{fuell} = \triangle P/2$ abgeschwächt, da bereits gestopptes Material vorliegt. Er verteilt sich dafür über die volle Füllhöhe ($\approx 2h_{fl}$ bei Zustand 2). Bei Zustand 3 verteilt sich der dynamische Anteil dann mit $\triangle P/3$ über die Füllhöhe $3h_{fl}$.

Ist die Barriere gefüllt und wird sie anschliessend überströmt, so finden folgende Umwandlungsprozesse des gestoppten Murgangmaterials statt:

- Zuerst befindet sich zwischen den Körnern und Steinen überall Wasser. Bei bindigen Böden mit geringer Durchlässigkeit (kleiner k_f-Wert) wird die auftretende Spannung σ durch den Porenwasserdruck p_p abgetragen. Es tritt keine Reibungsfestigkeit des Murgangmaterials auf, da sich die Körner untereinander nicht berühren.
- Der Druckanstieg durch den überströmenden Murgang verdrängt mehr und mehr das Wasser aus den Zwischen- und Porenräumen. Der Porenwasserdruck $p_p(t)$ wird über die Zeit abgebaut, da immer mehr Wasser vorne zur Barriere ausströmt. Diesen Vorgang nennt man auch Konsolidierung (siehe Abb. 6.13 und 6.14) [47].

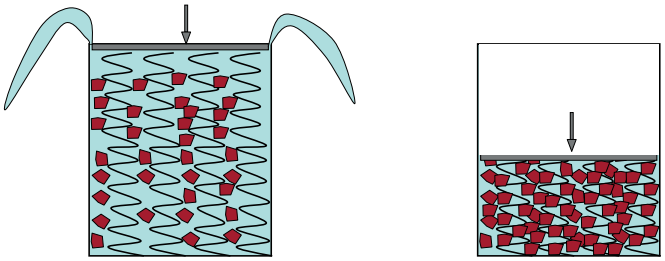


Abbildung 6.13: Vorgang der Konsolidierung als Modellvorstellung: Zuerst trägt die Belastung das Porenwasser, bevor nach der Konsolidierung das Korngerüst die Belastung übernimmt

- Je mehr Porenwasser ausgepresst wird, umso grösser werden die effektiven Spannungen $\sigma'(t) = \sigma - p_p(t)$ auf das Korngerüst. Der Reibungswinkel ϕ wird mit zunehmender Konsolidierung grösser und nähert sich dem effektiven inneren Reibungswinkel ϕ' an (siehe Abb. 6.15). Das Murgangmaterial hinter der Barriere hat dann seine optimale Verdichtung und den optimalen Wassergehalt erreicht (siehe Bestimmung Reibungswinkel in Abschnitt 5.2.3.5).
- Da sich die Barriere in Fliessrichtung nach vorne verformen kann, geht der hydrostatische Druck in den aktiven Erddruckzustand mit dem Reibungswinkel ϕ' über. Für den Zeitraum zwischen diesen beiden Belastungszuständen gilt

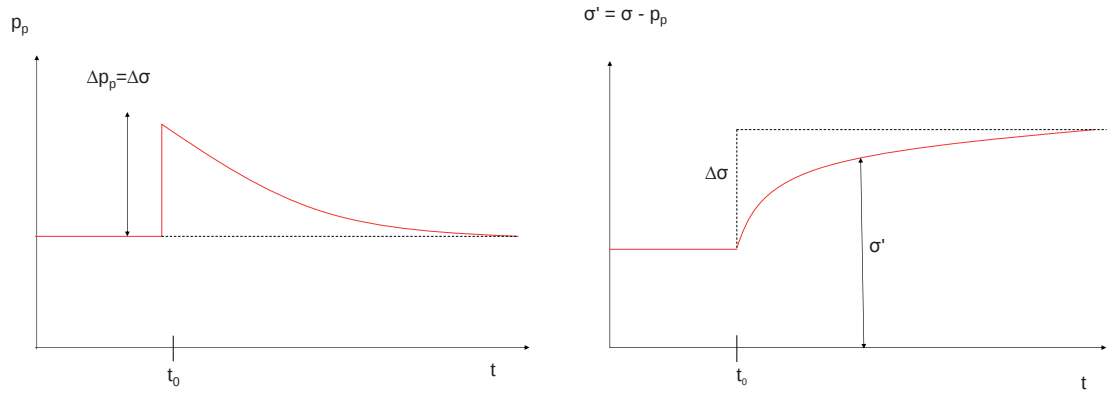


Abbildung 6.14: Vorgang der Konsolidierung mit Entwicklung des Porenwasserdrucks p_p und der effektiven Spannungen σ' über die Zeit t

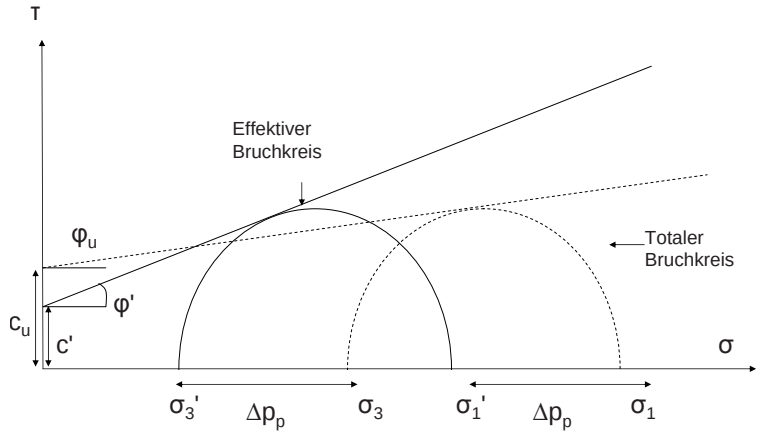


Abbildung 6.15: Einfluss des Porenwasserdifferenzdrucks auf den Winkel der inneren Reibung ϕ'. Zu Beginn liegt die Anfangsscherfestigkeit c_u vor, die fast keine innere Reibung aufweist (kleines ϕ_u oder $\phi_u = 0$). Die Anfangsscherfestigkeit c_u ist durch die scheinbare Kohäsion der Van-der-Waals-Kräfte der Wassermoleküle grösser als die effektive Kohäsion c' durch die Anziehung der Kapillarkräfte [47]

$$\frac{1}{2}K_{a,h}\gamma h_{fuell}^2 < F_{stat} < \frac{1}{2}\gamma h_{fuell}^2 \tag{6.43}$$

mit $K_{a,h}$ als Faktor des aktiven Erddrucks (siehe Abschnitt 5.3.5.2). Wie schnell sich der aktive Erddruckzustand des entwässerten Murgangkegels ausbildet, hängt in erster Linie von der Beschaffenheit des Murgangmaterials ab. Hat das Murgangmaterial einen sehr hohen Feinanteil (Anteil der Korngrössen $d < 0.06\ mm$ grösser 20%), weist es meist einen kleinen k_f-Wert auf und der Konsolidierungsprozess dauert dementsprechend länger. Handelt es sich um mehr kiesiges Material mit grösseren Blöcken, braucht es deutlich weniger Zeit zur Entwässerung und der aktive Erddruck stellt sich dadurch früher ein.

Das Übergangsstadium ist als gepunktete Linie in Abb. 6.12 Zustand 3 eingezeichnet (siehe auch Abschnitt 6.3.5).

Die Verteilung der Druckbelastung auf die Tragseile erfolgt als statisches Problem über die mitwirkenden Ringnetzflächen. Hierbei ist der Unterschied zwischen der Druckverteilung der Variante 1 und 2 zu berücksichtigen, der im Abschnitt 6.3.3 untersucht wird.

6.3.2 Vergleich Lasten granulare Front - schlammige Front

In diesem Abschnitt werden die Daten eines schlammigen Murgangereignisses mit den Daten eines granularen Ereignisses im Bezug auf die obigen Druckverteilungen verglichen. Die Aufprallgeschwindigkeiten werden zu $u_{front} = 3\ m/s$ und $5\ m/s$ bei Fliesshöhen von $1\ m$ angenommen. Beim schlammigen Ereignis setzt man die Dichte $\rho = 1600\ kg/m^3$ und beim granularen Murgang zu $2000\ kg/m^3$. Es ergeben sich die einwirkenden Belastungen auf die Barrieren nach Tab. 6.7.

Tabelle 6.7: Vergleich Lasten granularer Murgang Schlammstrom mit Ansatz nach [3]

		Murgang schlammig		Murgang granular	
	$u_{front}[m/s]$	$F_{stat}[kN/m]$	$F_{dyn}[kN/m]$	$F_{stat}[kN/m]$	$F_{dyn}[kN/m]$
Zustand 1	3	8	14.4	10	24.7
Zustand 2	3	32	14.4	40	24.7
Zustand 3	3	72	14.4	90	24.7
Zustand 1	5	8	40	10	50
Zustand 2	5	32	40	40	50
Zustand 3	5	72	40	90	50

Bei den berechneten einwirkenden Kräften in Tab. 6.7 ist $\triangle P$ bei schlammigen Ereignissen zu $\triangle P = \rho u^2$ gesetzt und bei granularen gemäss der sich ausbildenden Rückstosswelle zu $\triangle P = \rho u(u + \sqrt{gh_{fl}})$. In Armanini et. al. [2] wird für schlammige Ereignisse mit sehr geringen Dichten und hohen Fliessgeschwindigkeiten der dynamische Druckanteil $\triangle P \approx 0.7\rho u^2$ gesetzt. Bei granularen Murgängen, die langsam fliessen, da die Reibungskräfte überwiegen, wird die dynamische Überhöhung $\triangle P = 2\rho u^2$ gewählt. Dadurch vergrössert sich der Unterschied der Kräfte zwischen schlammigen und granularen Murgängen (siehe Abb. 6.16).

Es zeigt sich in Abb. 6.16, dass die bei granularen Murgängen wirkenden Kräfte mit dem Ansatz nach Armanini um ungefähr 70% grösser liegen, als die schlammigen. Ohne die Berücksichtigung der Vorfaktoren nach Armanini liegen die Kräfte bei granularen Murgängen um etwa 50% höher.

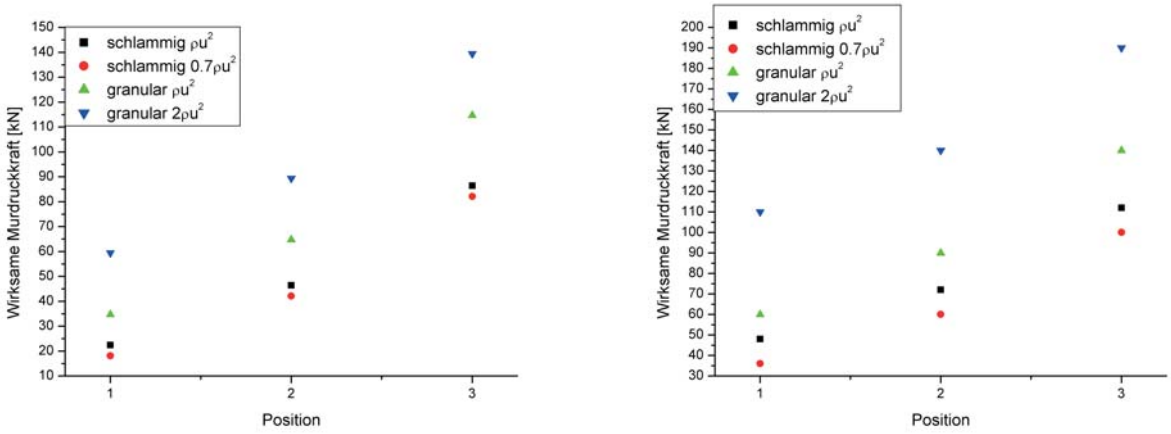


Abbildung 6.16: Kraftverteilung bei 3 m/s: Vergleich schlammiges und granulares Ereignis jeweils mit und ohne Vorfaktor von 0.7 und 2.0 nach Armanini (links) und Kraftverteilung bei 5 m/s: Vergleich schlammiges und granulares Ereignis mit Variation des Vorfaktors (rechts)

6.3.3 Übertragung auf Messwerte Illgraben

Die erste Welle, die zum Verkeilen und damit zum Auffüllprozess der Barriere im Mai 2006 führte, hatte eine Fliesshöhe von ungefähr 1 m. Sie wirkt bei einem Basisdurchlass von h_d mit einem halben Meter auf die Barriere ein (siehe Abb. 6.17). Es wird die Abminderung des dynamischen Druckes bei einem schlammigen, schnellen Murgang nach [2] verwendet mit $\triangle P \approx 0.7\rho u^2$. Die Barrierenhöhe verringert sich zwischen den einzelnen Füllzuständen von $h_b = 4\ m$ auf $h_b' = 3\ m$. Die einwirkenden Kräfte sind in Tab. 6.8 zusammengefasst. Sie werden näherungsweise gleichverteilt über die Barrierenbreite angesetzt.
Ist die Barriere ganz gefüllt, so wirkt der überströmende Murgang mit seiner Auflast σ als endlose Flächenlast (in Fliessrichtung) und mit seiner Schubkraft τ als Flächenlast zusätzlich zum hinterfüllten Murgangkegel ein. σ und τ sind gemessene Grössen der Murgangwaage zum Zeitpunkt des Überströmens (siehe Daten Waage in Abschnitt 4.5.1).

Tabelle 6.8: Murganglasten Schlammstrom nach [3] für die einzelnen Auffüllstadien gemäss Abb. 6.12 und 6.17

Zustand	$F_{hyd}[kN/m]$	$F_{dyn}[kN/m]$	$F_{ges}[kN/m]$
1	4	5	9
2	18	10.8	28.8
3	50	10.8	60.8 [1]
ganz gefüllt	72	10.8	82.8 [1]
Überströmen	72+64	$\sigma = 20$, $\tau = 1.3$	136 [1]

[1] Wirkt bereits auf obere und untere Tragseile

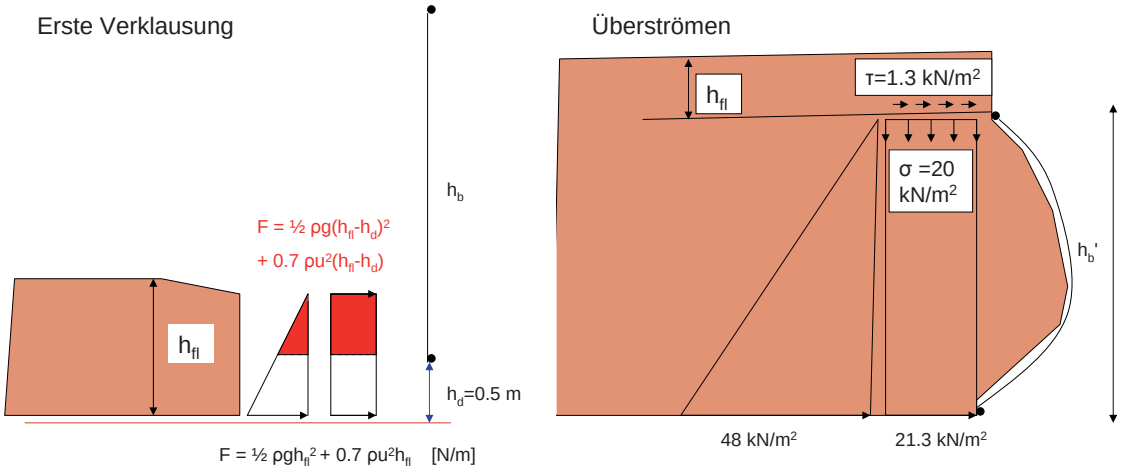


Abbildung 6.17: Kraftverteilung Beginn Auffüllprozess (links) und Beginn Lastfall Überströmen (rechts)

6.3.4 Rückrechnung auf Seilkräfte

Es kann nach Abschnitt 6.2.2 auf die einwirkende Belastung q aus den gemessenen Seilkräften zurück gerechnet werden. Die über die Zeit gemessenen Seilkräfte sind für das Füllereignis in Abb. 6.18 abgebildet. Es werden jeweils die oberen und die unteren Tragseile gemittelt. Bei der Rückrechnung wird vorerst die Lastkomponente vernachlässigt, die von den Dimoelementen und vom Flügelseil aufgenommen wird.

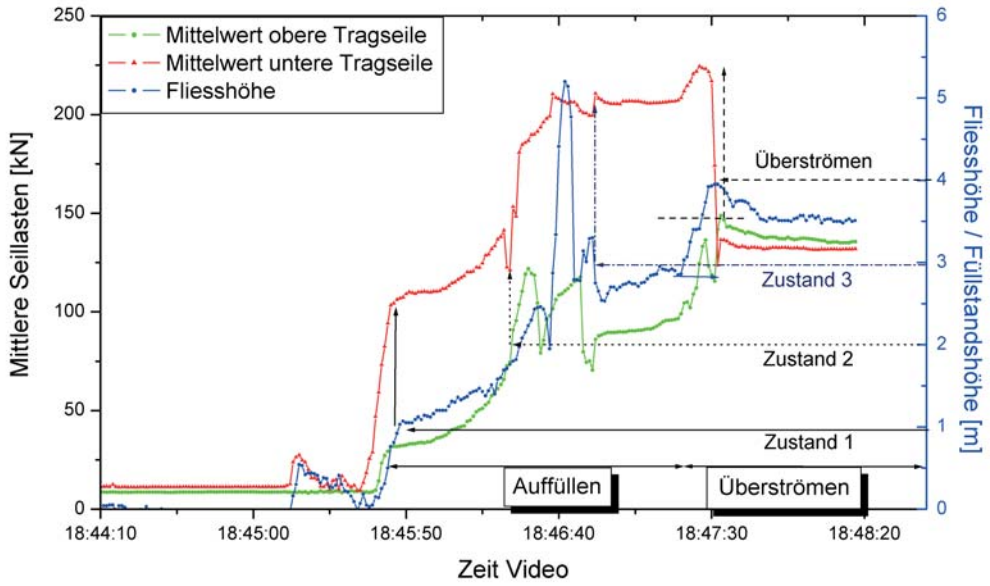


Abbildung 6.18: Gemittelte Kräfte der oberen und unteren Tragseile während des Auffüllprozesses im Mai 2006

Für die Seilgleichung relevant sind auch die Bremsenlängungen, da sie die jeweilige Spitzenbelastung im Seil reduzieren (siehe Abschnitt 6.2.2.4 und Tab. 6.4).
Im Folgenden werden die Zustände 1-3 und der Zustand Überströmen entsprechend Abb. 6.12 und 6.17 quantitativ näher untersucht. Es wird ausführlich das Vorgehen für die Variante 1 beschrieben, wohingegen die Resultate der Variante 2 nur qualitativ im Abschnitt 6.3.5 aufgezeigt werden.

6.3.4.1 Zustand 1

Die aus Tab. 6.8 einwirkende Belastung wirkt voll auf die unteren Tragseile. Die Murgangmasse, die sich zum Zeitpunkt des Verkeilens unterhalb der Barriere im Basisdurchlass befindet, trägt ihre Belastung hauptsächlich über Reibungskräfte in den Boden des Gerinnes ab. Es wirken somit 9 kN/m auf die unteren Tragseile. Bei einer Seillänge von 10.4 m und einer angenommenen Teilbremsenlängung von 0.1 m ergibt sich eine Belastung von ungefähr 80 kN pro unteres Tragseil. Die Bremsenlängung von 0.1 m wurde gemäss dem Lastverformungsdiagramm der verwendeten Bremse GN 9017 in Abschnitt 3.2.2.3 gewählt. Vernachlässigt man jedoch in diesem Zustand die Bremsenlängung, so ergibt sich eine Seilbelastung von 100 kN pro Tragseil. Dieser Wert entspricht dem mittleren Lastniveau in Abb. 6.18 zum Zeitpunkt der ersten Verklausung (18:45:50 Uhr) bei einer Füllstandshöhe von 1 m.

6.3.4.2 Zustand 2

Bei Zustand 2 wirkt eine gleichmässig verteilt angenommene Belastung von 28.8 kN/m nach Tab. 6.8 auf die unteren Tragseile. Mit einer Füllstandshöhe der Barriere von 1.5 $m = h_b'/2$ wirkt noch keine Belastung aus den Einzugsflächen des Ringnetzes auf die oberen Tragseile. Es ist dennoch bei den Messwerten in Abb. 6.18 ein Anstieg der Belastung in den oberen Tragseilen auf etwa 75 kN ersichtlich. Dieser Anstieg lässt sich dadurch erklären, dass sich das Ringnetz im unteren Bereich bereits leicht ausbaucht und dadurch die Barrierenhöhe verkleinert wird und eine kontinuierliche vertikale Kraft aus dem Ringnetz auf die oberen Tragseile wirkt (siehe Abb. 6.12 Zustand 2). Für die unteren Tragseile ergibt sich nach Iteration der Seilgleichung, mit der Annahme einer Bremsenlängung von $l_{br} = 0.6$ m (nach Abb. 3.7 in Abschnitt 3.2.2.3), eine wirkende Belastung von 144 kN. Die Längung der Bremsen bei diesem Lastniveau ist auch deutlich in Abb. 6.8 für diesen Zeitpunkt ersichtlich. Die Belastungskurve der unteren Tragseile weist dort einen markanten Abfall des Lastniveaus bei Zustand 2 auf. Das errechnete Lastniveau der unteren Tragseile stimmt gut mit dem gemessenen von ungefähr 150 kN in Abb. 6.18 überein.

6.3.4.3 Zustand 3

Hier wirken jetzt auch die oberen Tragseile mit. Es teilt sich die Gesamtbelastung nach den einwirkenden Flächenbelastungen zu 18.8 kN/m auf die oberen Tragseile und 42 kN/m

auf die unteren Tragseile auf. Die Längung der Bremsen in den unteren Tragseilen wird weiterhin mit $l_{br} = 0.6\ m$ angenommen, da keine weitere Bremsenlängung in Abb. 6.18 ersichtlich ist. Die Bremsen der oberen Tragseile längen sich gleich zu ihrem gemessenen Maximalwert von $l_{br} = 0.55\ m$. Die Rückrechnung ergibt für die unteren Tragseile eine Belastung von 200 kN und für die oberen eine von 135 kN. Die gemessenen Kräfte der unteren Tragseile lagen bei etwa 200 kN und die der oberen bei 130 kN (siehe Abb. 6.18).

6.3.4.4 Ganz gefüllt

Die Barriere ist mit dem letzten auftreffenden Murgangschub bis an die Unterkante gefüllt und im nächsten Moment beginnt der Überströmprozess. Es wirken auf die oberen Tragseile 28.8 kN/m und auf die unteren 54 kN/m ein. Es ergibt sich eine Seilbelastung der oberen Tragseile bei $l_{br} = 0.55\ m$ von 200 kN und der unteren von 260 kN. Diese Werte liegen über den gemessenen Werten für diesen Füllstatus mit 150 kN für die oberen und 200 kN für die unteren. Es kommt jetzt hinzu, dass sich der Bauch der Barriere fast vollständig ausgebildet hat, sich damit die Barriere nach vorne und durch das Eigengewicht des Murgangmaterials nach unten verformt hat. Sowohl das Flügelseil als auch die Dimoelemente werden jetzt mitbelastet. Gemäss der Simulation der Barriere 2006 in FARO (siehe Abschnitt 7.1) sind die Dimoelemente mit je 30 kN belastet. Aus der Seilverformung (siehe Abschnitt 6.2.2) lässt sich der Seilwinkel ϕ_{Seil} aus der Haltekraft im Seil H und der iterierten Seilkraft F_{Seil} zu $\phi_{Seil} = 27.7°$ bestimmen (siehe Abb. 6.5). Es wird angenommen, dass der Winkel der Dimoelemenente zwischen der horizontalen Linie der Barriere und der Tangente in der Ebene der Dimoelemente beim verfüllten Bauch ungefähr gleich ist. Es ergibt sich somit eine gesamte Kraftkomponente der 8 Dimoelemente in Fliessrichtung zu $F_{D,fl} = 30 \cdot \sin(27.7°) \cdot 8 = 108.9\ kN$. Verteilt man die reduzierende Lastkomponente der Dimoelemente jeweils zur Hälfte auf die oberen und unteren Seilkräfte, so erhält man für die oberen Seile eine Reduktion von 55 $kN/13.4\ m = 4.1\ kN/m$ und für die unteren Tragseile 55 $kN/10.4m = 5.3\ kN/m$. Die durch die Dimoelemente reduzierte Seilbelastung $q = 28.8\ kN/m - 4.1\ kN/m = 24.7\ kN/m$ und $q = 54\ kN/m - 5.3\ kN/m = 48.7\ kN/m$ ergibt dann für die oberen Tragseile eine Belastung von je 170 kN und bei den unteren von 240 kN je Tragseil.
Das Flügelseil trägt auf Grund seiner Verformungsfigur ähnlich einer vertikalen Kettenlinie wenig Last in Fliessrichtung ab. Es wirkt auf das Flügelseil hauptsächlich das Eigengewicht der Barriere.
Die rückgerechneten Belastungen sind um $20-30\%$ höher als die gemessenen Belastungen.

6.3.4.5 Überströmen

Während des Überströmens ist die Barriere ganz gefüllt und der Murgang fliesst mit der Fliesshöhe h_{fl} über die Barriere (siehe Abb. 6.17 rechts). Es wirken die Auflast σ und die Scherkraft τ auf das zurückgehaltene Murgangvolumen ein. Für die unteren Tragseile ergibt sich nach Abb. 6.17 eine einwirkende Belastung von 86 kN/m und für die oberen Tragseile eine von 50 kN/m. Diese Belastungen, abzüglich der Dimoelemente, ergeben Seilbelastungen von 300 kN in den oberen Tragseilen und 360 kN in den unteren. Diese

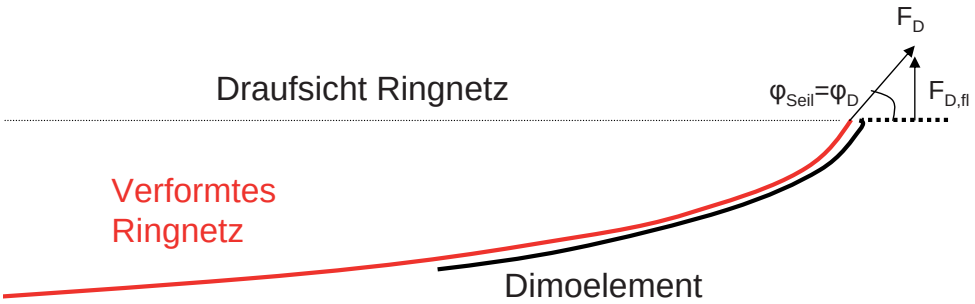




Abbildung 6.19: Belastungsrichtung der Dimoelemente im gefüllten Zustand

Seilbelastungen sind für den Lastfall Überströmen deutlich zu hoch. Es stellt sich zwar eine kurze massgebende Lastspitze in den Tragseilen von 150 kN und 230 kN während der ersten überströmenden Welle ein, jedoch ist diese nur von 10 s Dauer. Dennoch ist die Belastung aus dem Lastansatz um $50-60\%$ zu gross. Nach der kurzen Maximalbelastung gehen die Seilbelastungen während des Überströmens auf 140 kN zurück. Es scheint die bereits teilweise fortgeschrittene Konsolidierung des Materials eine Rolle zu spielen und der Übergang zum aktiven Erddruck langsam schon zum Tragen zu kommen.

6.3.5 Beurteilung des Ansatzes mit der Druckstosswelle

Es zeigt sich nach Tab. 6.9, dass die Variante 2 die Kräfte der oberen Tragseile unterschätzt. Variante 1 hingegen bildet sowohl die oberen als auch die unteren Tragseile korrekt ab. Die Modellvorstellung der sich darüber schiebenden Murgangfront scheint der Realität näher zu kommen, als das Modell, dass sich die nachfolgende Murgangfront in den bereits gestoppten Kegel schiebt und dadurch die Füllhöhe anhebt. Durch die

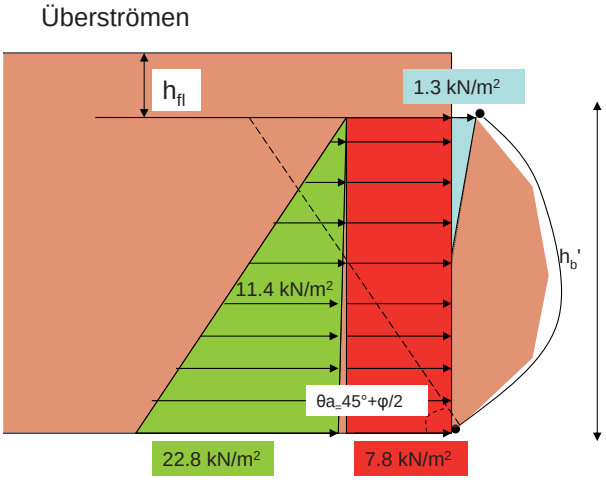


Abbildung 6.20: Wirksame Kräfte beim Überströmen mit dem Ansatz des aktiven Erddrucks für $\phi = 26°$.

Tabelle 6.9: Vergleich gemessene Lasten granularer Murgang Schlammstrom mit Lasten aus Bemessungsansatz für Variante 1 und Variante 2 für die jeweiligen Füllzustände

Kräfte in den Tragseilen$[kN]$		**Gemessen**	**Var. 1**	**Var. 2**
Zustand 1	oben	0	0	0
	unten	100	90	90
Zustand 2	oben	75	0	0
	unten	125-150	144	125
Zustand 3	oben	130	135	81
	unten	200	200	220
Ganz gefüllt	oben	150	170	130
	unten	230	240	250

Bestätigung der Variante 1 zeigt sich auch, dass das darunter liegende Material bereits vollständig gestoppt ist und damit nicht mehr am Impulsaustausch der nachfolgenden Front mitwirkt. Es wird durch die sich darüber schiebende Front konsolidiert und etwas zusammengedrückt. Die Zusammendrückung wird aber im Modell der darüber schiebenden Front vernachlässigt, da die Setzung des gestoppten Materials im Rahmen der Genauigkeitsmessungen bzw. Prognosen der auftretenden Fliesshöhen liegt.
Ab Zustand 3 beginnt die Variante 1 die auftretenden Lasten generell zu überschätzen, was aber durch die voranschreitende Konsolidierung des Murgangmaterials begründbar ist. Während des zeitlich langsamen Füllprozesses beim schlammstromartigen Murgang (Dauer über 90 s) im Mai 2006 wird bereits durch das Eigengewicht des gestoppten Materials und der sich darüber walzenden nächsten Murgangmasse (siehe Abb. 6.12 Zustand 3) Wasser aus dem Material drainiert. Dadurch erhöht sich die wirksame Dichte

des Materials hinter der Barriere sowie der innere Reibungswinkel des Materials durch das Auffüllen von Hohlräumen mit Feststoffpartikeln. Der Zustand nähert sich dem aktiven Erddruckzustand an (siehe Abschnitt 6.3.1).
Der innere Reibungswinkel ϕ wurde unter idealen Laborbedingungen für Illgrabenmaterial mit 90% der Körner kleiner als $d_{90} = 3\ cm$ und dem idealen Anfangswassergehalt von $w = 6\%$ zu $\phi = 43°$ bestimmt (nähere Informationen zum Reibungswinkel siehe Abschnitt 5.2.3.5). Der basale Reibungswinkel im Illgraben in einem nassen Murgang lässt sich nach [69] bestimmen zu $\phi_{bas} = 26°$.
Die Anfangsdichte des Schlammstroms lag bei 1600 kg/m^3 (siehe Tab. 4.1 in Abschnitt 4). Dies entspricht einem Anteil an Wasser von $w = 60\%$. Zu Beginn ist das grösste Gefälle zwischen wasserhaltigem porösen Medium und der freien Atmosphäre vorhanden. Deshalb fliesst am Anfang viel Wasser ab. Dieser Effekt wird durch die Auflast σ des überströmenden Murgangs verstärkt, der das zurückgehaltene Material dadurch drainiert. Der Wasserabfluss nimmt über die Zeit exponentiell ab (siehe Abschnitt 5.3.6). Die Dichte nimmt man je nach Zeitpunkt zwischen $\rho = 1600 - 2300\ kg/m^3$ (Wassergehalt $w = 60 - 20\%$) hinter der Barriere an. Nimmt man für die weiteren Berechnung den Mittelwert der Dichtespanne zum Zeitpunkt des Überströmens, d.h. $\rho = 1950\ kg/m^3$ bei einem Wassergehalt von $w = 42\%$ und als Reibungswinkel den basale Reibungswinkel $\phi_{bas} = 26°$, ergibt sich ein Faktor für den aktiven Erddruck von $k_{a,h} = 0.39$ nach Gleichung 5.25. Die daraus resultierenden einwirkenden Belastungen sind in Abb. 6.20 dargestellt. Die Schubkraft wurde linear bis zur halben Füllstandshöhe angesetzt, da sie weiter unten keine Wirkung mehr zeigt. Es ergeben sich daraus Seilbelastungen von 160 kN für die unteren und 130 kN für die oberen Tragseile. Dies entspricht ungefähr dem Lastniveau für den Lastfall Überströmen nach Abb. 6.8.
Es ist zu Beginn des Lastfalls Überströmen für eine kurze Zeit von 20 s ein höheres Traglastniveau von ungefähr 230 kN in den unteren Tragseilen und 150 kN in den oberen Tragseilen gemessen worden (siehe Abb. 6.8). Dies ist das Übergangsstadium von dem noch voll wirksamen hydrostatischen Druck der Murgangmasse hinter der Barriere und dem Übergang zum aktiven Erddruckstadium (siehe Gleichung 6.43).
Nicht massgebend für die Bemessung werden die Lastfälle Überströmen von einer bereits länger zuvor gefüllten Murgangbarriere. Dieser Fall wurde im Abschnitt 4.5 anhand von zwei gemessenen Ereignissen am 2. August 2005 und am 27. Juni 2006 vorgestellt. Für die Lasterhöhung der Tragseile in diesem Fall liegt ein aktiver Erddruck mit zusätzlicher Auflast σ und Schubkraft τ vor. Dieser Nachweis wird im Rahmen dieser Arbeit nicht mehr durchgeführt. Er funktioniert analog zu den Belastungsannahmen für den Lastfall Überströmen, nur dass das Material bereits als vollkommen verfestigt angenommen werden kann. Lediglich das bisher eher konstruktiv betrachtete Flügelseil erfährt beim Ereignis vom 27. Juni 2006 eine markante Lasterhöhung von 100 kN, die für die Dimensionierung des Flügelseils massgebend wird (siehe Abschnitt 8.6).
Durch das Lastmodell der Variante 1 kann eine auf der sicheren Seite liegende Berechnung erfolgen. Berechnet man den Lastfall Überströmen mit der Belastung nach Variante 1 (siehe Abb. 6.17) so liegt man mit $50 - 60\%$ höheren Seilkräften auf der sicheren Seite. Hier kann bereits in Erwägung gezogen werden, eine Abminderung für den einstellten Zwischenzustand bei F_{stat} durchzuführen. Das Abwägen des Konsolidierungszeitpunktes und des damit verbundenen Übergangs zum aktiven Erddruck bedarf aber eines sicheren Ingenieurverständnisses im Fachbereich der Bodenmechanik. Hier

spielen die eingehenden Materialparameter wie Korngrössenverteilung, Kohäsion, Dichte und innerer Reibungswinkel eine bedeutende Rolle. Zu diesen Grössen kommen dann noch die Eigenschaften des Murgangs selbst, wie Wassergehalt, Dichte, Viskosität und das Entwässerungsverhalten der Gesamtmischung. Kurz gesagt, es beeinflussen viele Material- und Prozess-spezifische Eingangsgrössen den Umwandlungsprozess hinter der Barriere, die in der Realität bei Planung und Bemessung von Murgangschutzkonzepten dem Ingenieur und Planer oft nicht konkretisierbar werden.

6.4 Diskussion

6.4.1 Methoden zum Vergleich von Barrieren mit verschiedenen Steifigkeiten

Der im Modell der Druckstosswellen beschriebene Ansatz berücksichtigt nicht explizit die Flexibilität der Barriere. Es wird darum in diesem Abschnitt auf die Auswirkung der Steifigkeit von Barrieren beim Aufprall eingegangen, um anschliessend zu beurteilen, ob auch Ansätze für starre Barrieren für weiche Strukturen und umgekehrt gültig sind.
Auf Grund des Verformungsverhaltens der Ringnetzbarriere während des Auffüllprozesses anhand der Videoaufzeichung wurde folgender Steifigkeitsverlauf des Barrierensystems 2006 abgeschätzt (siehe Abb. 6.21 unten). Zuerst wirkt sich die Steifigkeit beim Füllprozess bis zu einer Verformung in Fliessrichtung von etwa 1.2 m kaum aus, da sich die gesamte Struktur weich verhält. Geht man bei der ersten anschlagenden Welle des Füllereignisses 2006 von einer Seilbelastung von $q = 9\ kN/m$ aus (siehe Abschnitt 6.3.3, Tab 6.8), beträgt der Stich des Seiles $f \approx 1.5\ m$ (siehe Abschnitt 6.2.2.4). Bei der dann vorhandenen Seillast von ungefähr 100 kN beginnen die Bremsen zu laufen. Die Steifigkeit steigt linear an. Sind dann die meisten flexiblen Eigenschaften aufgebraucht, d.h. die Bremselemente grösstenteils gezogen und die Ringe plastisch verformt, wird die gesamte Struktur immer steifer (siehe [42]), bis sie sich ab einem bestimmten Wert einer konstante Steifigkeit annähert (siehe Abb. 6.21 unten).

Um nun unterschiedliche Barrierensysteme miteinander vergleichen zu können, muss eine andere Ansatzweise verfolgt werden, welche die Verformung der Struktur explizit mit berücksichtigt. Sie wird nicht, wie bei der FSI-Berechnung[2], für jeden Zeitschritt von neuem berechnet und berücksichtigt, dafür aber für den Zeitpunkt des Erstanpralls der Murgangwelle (siehe Abb. 6.12, Zustand 1). Dies geschieht über Energieerhaltungsmethoden mittels eines mechanischen Ersatzmodelles, welches die Verformung der Struktur als Federweg und die Steifigkeit der Struktur als Ersatzfederkonstante beschreibt (siehe Abb. 6.21 oben).
Es gilt beim Erstanprall der Murgangwelle die Vereinfachung, dass die ganze Bewegungsenergie über das Federpotential bzw. die Verformung der Barriere abgebaut wird und allfällig auftretende andere Verluste wie z.B. die Reibungsenergie vernachlässigt werden.

[2]Fluid-Struktur-Interaktionsberechnung

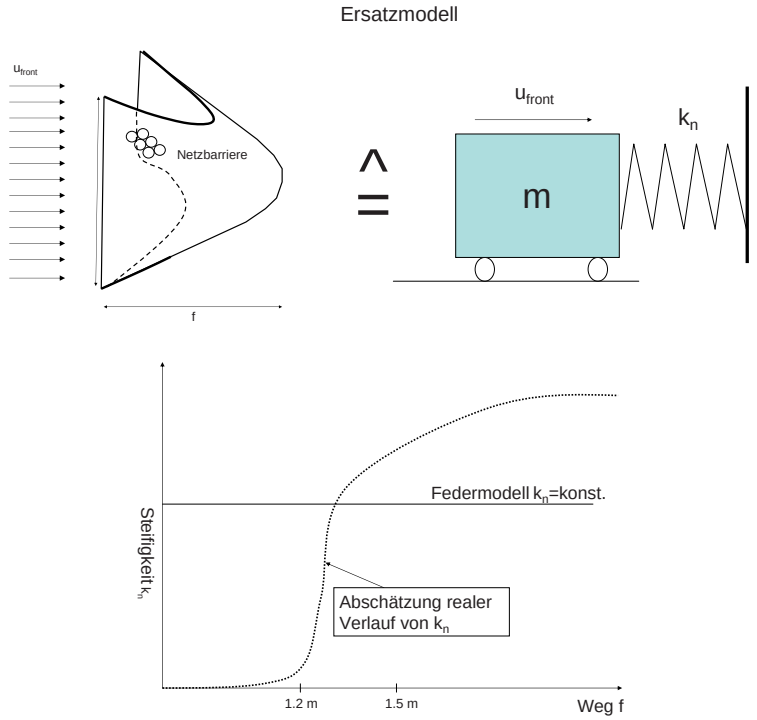


Abbildung 6.21: Ersatz der flexiblen Ringnetzbarriere durch ein stark vereinfachtes Federmodell (oben) und Modellsteifigkeit im Vergleich zur geschätzten realen Steifigkeit der Ringnetzbarriere (unten)

Es gilt dann

$$K = \frac{1}{2} m u_{front}^2 = \frac{1}{2} k_n f^2 = E_{pot} \tag{6.44}$$

mit K der kinetischen Energie des Murganges nach Gleichung 2.24, m der gestoppten Masse beim Erstanprall, u_{front} der Frontgeschwindigkeit, k_n der Ersatzsteifigkeit der Feldbarriere und f der Verformung der Barriere beim Erstanprall. Es ist nun schwierig, die mitwirkende Masse beim Anprall abzuschätzen. Dafür wird angenommen, dass sich die Einwirkungslänge zu $l = h_{fl}/tan(\phi)$ über den Einwirkungsbereich des Reibungswinkels berechnen lässt. Als Reibungswinkel wird der basale Reibungswinkel des Murgangs mit $\phi_{bas} = 26°$ angenommen. Daraus kann eine Abschätzung der mitwirkenden Murgangmasse getroffen werden. Ist die Masse m bekannt, kann für verschiedene Verformungen die Ersatzsteifigkeit k_n aus Gleichung 6.44 ermittelt werden. Über die Gesetzmässigkeit des Federgesetzes kann dadurch auf die einwirkende Belastung

$$F_{max} = k_n f \tag{6.45}$$

geschlossen werden. Dieses Gesetz zeigt einen linearen Kraftanstieg über den Weg, welcher auch teilweise bei den Rutschversuchen in Oregon beobachtet wurde [23; 35]. Diese Gesetzmässigkeit ist sicherlich stark vereinfacht, da zu Beginn des Füllprozesses die wirksame Kraft im Netz langsam und erst kurz vor dem vollen Stoppprozess des Murgangs im Netz entsprechend schneller ansteigt. Auch der konstante Wert für k_n entspricht einer Vereinfachung, da die Steifigkeit der Ringnetzbarriere nicht über den ganzen Füllprozess konstant bleibt (siehe Abb. 6.21 unten).

Berechnet man, als zusätzlichen Vergleichswert, die Ersatzsteifigkeit nach der Balkentheorie von Timoshenko (Gleichlast q auf einem Einfeldträger) ergibt sich [48]

$$k_n = \frac{48EI}{l^3} \tag{6.46}$$

mit EI Biegesteifigkeit des Einfeldträgers und l der Spannweite des Einfeldträgers.
Um einen Vergleich der Ergebnisse der Energieerhaltung nach Gleichung 6.44 für ein starres System zu bekommen, wurde für ein HEB 180 Stahlprofil und für einen Holzquerschnitt der Höhe 1 m und der Dicke 0.3 m jeweils mit einer Spannweite von 10.4 m (Spannweite unteres Tragseil) die Steifigkeiten nach der Timoshenko-Theorie (Gleichung 6.46) ermittelt. Gleiches Vorgehen wurde auch für die Ringnetzbarriere durchgeführt. Berücksichtigt man wieder die Verformung des unteren Tragseils während des Zustandes 1 mit ungefähr 1.5 m bei einer einwirkenden Belastung $q = 9\ kN/m$, kann man eine sog. Ersatzbiegesteifigkeit $EI_{Barriere}$ ermitteln und daraus die Ersatzsteifigkeit k_n ermitteln. Die Ergebnisse sind mit den Ergebnissen der Energiegleichung in Abb. 6.22 dargestellt. Es zeigt sich, dass die Steifigkeiten aus der Energiebilanz nicht für sehr kleine Verformungen gelten, denn die Steifigkeiten k_n gehen durch den exponentiellen Verlauf der Kurve schnell ins Unendliche. Zudem liegt das Steifigkeitsmodell des Timoshenko-Balkens unter den errechneten Steifigkeiten der Energiebilanz. Für die Barriere liegt die Steifigkeit aus der Energiegleichung bei $k_n \approx 133\ kN/m$ (Verformung $f = 1.5\ m$) für eine angenommene mitwirkende Masse $m \approx 33\ t$ bei einer Frontgeschwindigkeit von $u_{front} = 3\ m/s$ (siehe Füllereignis am 18. Mai, Abschnitt 4.5.1). Die Ersatzsteifigkeit des Timoshenko-Modells ergibt eine Barrierensteifigkeit von $k_n \approx 63\ kN/m$ für die Verformung von 1.5 m und liegt damit tiefer als die Energieerhaltungsgleichung, dennoch mit einem Faktor 2 in der selben Grössenordnung.

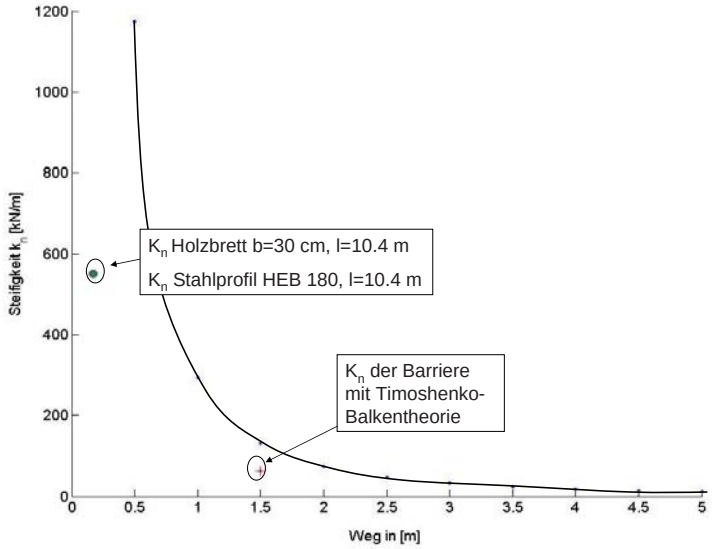


Abbildung 6.22: Steifigkeit k_n einer Barriere in Abhängigkeit vom Weg f basierend auf der Energieerhaltung des Ersatzfedersystems. Zusätzlich wurden noch die Steifigkeiten eines Stahl- bzw. Holzquerschnitts und die Steifigkeit der Ringnetzbarriere, berechnet als Timoshenko Balken, eingezeichnet

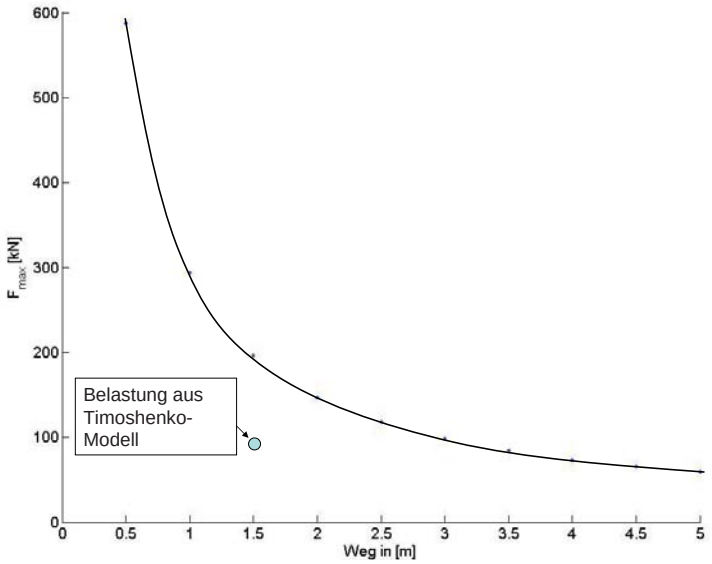


Abbildung 6.23: Abnahme der Gesamtbelastung durch eine grössere Flexiblilät der Barriere verbunden mit einer geringeren Systemsteifigkeit k_n

Berechnet man mit den jeweiligen Steifigkeiten die auftretende Belastung über das Verformungsgesetz der Feder $F_{max} = f \cdot k_n$, ergibt sich für die unterschiedlichen Verformungen der Verlauf nach Abb. 6.23. Zusätzlich wurde noch die Belastung aus dem Timoshenko-Balken-Modells, welche indirekt der Belastung aus dem Druckstossmodell entspricht, eingezeichnet. Dieser Wert liegt, wie bereits anhand der verglichenen Steifigkeiten erwartet, unter demjenigen der Energiemethode.
Es wäre jetzt denkbar, dass die mitwirkende Masse bei der Energiemethode zu gross abgeschätzt wurde. Man könnte die mitwirkende Masse in der Energiegleichung jetzt soweit reduzieren, dass sich die Kurve der Energiegleichung soweit nach unten verschiebt, bis sie letztendlich die Belastung aus dem Timoshenko-Modell schneidet. Dieser Schritt wird jedoch wegen der nicht quantifizierbaren mitwirkenden Masse nicht durchgeführt.

Es wird hingegen in diesem Abschnitt aufgezeigt, in wie weit sich unterschiedliche Verformungseigenschaften auf die Belastung auswirken können, da die Verformung der Barriere im ermittelten Lastmodell der Druckstosswellen nicht explizit mit eingeht. Die Verformung geht indirekt über die in der Seilgleichung mit berücksichtigte Längung der Bremsen bei der Verifizierung des Lastmodells ein. Eine im folgenden Kap. 7.3 durchgeführte Formfindungsanalyse unterstreicht nochmals den Einfluss der Flexibilität der Struktur auf die einwirkende Belastung. Zudem wird im Rahmen einer daran anschliessenden Simulation einer Barrerie mit dem Finite-Element-Programm FARO (siehe Abschnitt 7.1) die Flexibilität der Struktur mit abgebildet.

6.4.2 Diskussion der Lastmodelle

Die einzelnen Ansätze zur Berechnung von Murdrücken wurden im Rahmen dieses Kapitels in Ansätze für starre und flexible Barrieren unterteilt. Jeweils am Ende dieser Ab-

schnitte wurden die jeweiligen Ansätze miteinander verglichen. Es wurden Vor- und Nachteile der einzelnen Ansätze aufgezeigt.
Es stellte sich bei den bisherigen starren Lastansätzen meist eine Abhängigkeit der auftretenden Belastung von der Geschwindigkeit zum Quadrat heraus. Diese Abhängigkeit bestätigt sich auch im Rahmen der durchgeführten Laborversuche und basiert zudem auf dem Ansatz der Bewegungsenergie, welche durch einen Stopprozess abgebaut wird. Dieser Ansatz wurde aber auf Grund seiner schwierig messbaren bzw. abschätzbaren Grössen, wie die Einschlagzeit t_{imp} oder die mitwirkende Masse m, nicht weiter verfolgt. Es wurde ein Modell hergeleitet, welches diese beiden Eingangsgrössen nicht benötigt und nur auf "einfach" messbaren und quantifizierbaren Grössen (Dichte ρ, Fliessgeschwindigkeit u, Fliesshöhe h_{fl} und die Murgangart) aufbaut.
Eine Übersicht der Lastniveaus aller flexiblen Ansätze für das Füllereignis des 18. Mai 2006 (siehe Abschnitt 4.5.1) gibt Tab. 6.10. Es wird das Modell der Druckstosswellen als Lastmodell für flexible Ansätze betrachtet, obwohl es die Flexibilität nicht direkt berücksichtigt.

Tabelle 6.10: Vergleich der Lastansätze für flexible Barrieren ausgewertet am Murgangereinis des 18. Mai 2006. Es wurde jeweils die max. Gesamtbelastung auf die Ringnetzbarriere angebeben

Ansatz	**Gesamtbelastung** $[kN]$
Rickenmann	11270
Umströmung Ringnetz	310
Überhöhung aktiver Erddruck	680
Druckstoss	1570
Rückrechnung Seilbelastungen	890

Es zeigt sich, dass für schlammstromartige Murgänge der Ansatz nach Rickenmann durch die eingehende Einschlagzeit/Auffüllzeit t_{imp} die auftretende Belastung weit überschätzt. Es geht während der Auffüllzeit zuviel Material durch die Ringnetzbarriere, welches in diesem Ansatz fälschlicherweise als mitwirkende Masse berücksichtigt wird. Es wäre natürlich denkbar, diesen Ansatz für Schlamm zu modifizieren, indem der Gesamtdurchfluss Q aufgeteilt wird in einen Durchfluss Q_{Netz}, der das Netz füllt ($d_{min} \approx Maschenweite\ M$) und in einen Restdurchfluss Q', der das Netz passiert. Hierzu bedarf es aber einer groben Angabe über die Korngrössenverteilung des Murgangs.
Die Umströmung des Ringnetzes dient als untere Lastgrenze und beschreibt nur den Zustand des Durchströmens, bevor die ersten Steine vom Netz gestoppt werden.
Die Überhöhung des statischen Belastungszustandes mit einem dynamischen Überhöhungsfaktor wäre prinzipiell denkbar. Es zeigten sich aber bei den Laborversuchen (siehe Abb. 6.9 und [46]) unterschiedliche Überhöhungskurven und Gesetzmässigkeiten für unterschiedliche Murgangmaterialien. Viskose Materialien, wie das Trachtbachmaterial, haben eine grössere dynamische Belastung zur Folge. Deshalb ist auch dieser Ansatz nicht für die Praxis anwendbar, bzw. würde eine ausführliche Materialstudie und Versuchsserie vor der Bemessung beinhalten.
Die Theorie der Druckstosswellen, die sich übereinander schieben, passt für die ersten

Füllzustände gut (siehe Abschnitt 6.3.3). Grössere Abweichungen gibt es, wenn die Barriere nahezu gefüllt ist, denn dann überschätzt dieser Ansatz die auftretende Belastung durch den Durchlässigkeitseffekt der Barriere. Bei kleineren Fliesshöhen und grösseren Barrieren tritt dieser Effekt wahrscheinlich schon früher auf, da sich mehr Schübe übereinander schieben und das Material bereits schneller drainiert ist. Treten nur zwei Schübe bis zur Füllung des Netzes innerhalb kurzer Zeit auf (hohe Fliesshöhen h_{fl}), wird sich der Einfluss der Durchlässigkeit bestimmt langsamer bemerkbar machen. Auch der Lastfall Überströmen wird durch den Einfluss des bereits drainierten Materials beim Ereignis 2006 überschätzt. Hier ist eine Abminderung der Belastung durch die fortgeschrittene Konsolidierung des Materials bereits denkbar, diese bedarf aber einer grundlegenden Kenntnis über das Murgangmaterial und sein Entwässerungsverhalten. Deshalb wird für das im Kap. 8 durchgeführte Bemessungskonzept diese Abminderung vernachlässigt und die sichere Seite des Lastmodels gewählt. Eine genauere Berechnung mit der Abminderung durch das bereits selbsttragende gestoppte Erdmaterial ergibt die auftretenden Seilbelastungen.

6.4.3 Wahl des Druckstossmodells

Es zeigen sich verifizierbare Resultate des Druckstossmodells für das Schlammstromereignis im Mai 2006. Auch die Ergebnisse der Laborversuche und die Feldmessungen bestätigen dieses Modell in vielen Punkten (siehe Abschnitt 6.3). Zudem sind die Eingangsgrössen des Modells relativ "einfach" abzuschätzen. Die dynamische Komponente wird über die Impulserhaltung, unabhängig von der Einschlagzeit, berücksichtigt. Der sog. Druckfaktor c_d für den dynamischen Impuls bei granularen Murgängen konnte bisher aus Angaben nach Armanini et. al. [2] abgeleitet werden. Dieser wurde bisher noch durch keine 1:1 Feldmesswerte verifiziert. Auch die Druckwerte des dynamischen Anteils bei den Laborversuchen lagen blos zwischen $0.1 - 0.9$ und decken damit die Druckwerte eines Schlammstroms ab. Für einen granularen Murgang wird der aus der Literatur angebene Wert $c_d = 2$ empfohlen. Somit kann mit einem Berechnungsansatz über die Wahl des Druckbeiwertes die Bemessung für schlammige und granulare Murgänge erfolgen. Treten beide Arten von Murgängen in einem Gerinne auf, ist zwangsweise der Faktor $c_d = 2$ anzusetzen.
Mit dem Druckstossmodell lässt sich zwar durch die Abminderung des Zustandes "Überströmen" mit dem Erddruckansatz die Durchlässigkeit der Barrieren berücksichtigen, eine Flexibilität des Systems bleibt jedoch unberücksichtigt. Abschnitt 6.4.1 hat gezeigt, dass eine vertiefte Bestimmung der Systemsteifigkeit (z.B. mit FSI, Formfindung, siehe Abschnitt 7.3) die Berücksichtigung der Flexibilität verbessern kann. Zudem sind bisher nicht messbare Parameter, wie die mitwirkende Masse, durch gezielte Versuche näher zu bestimmen.
Im Rahmen dieser Arbeit wird auf der sicheren Seite liegend durch die Wahl des Druckstossmodels die Flexibilität nicht berücksichtigt. Das in FARO berechnete Bemessungsbeispiel berücksichtigt die Flexibilität zwar auf der Strukturseite, jedoch nicht auf der Lastseite (siehe Abschnitt 8).

7 Numerische Modellierung

Vorteile der numerischen Modellierung von Schutzverbauungen liegen in der Ersparnis von notwendigen zeit- und kostenintensiven 1:1 Feldversuche. Des Weiteren erlaubt eine bessere Kenntnis der Modellbildung eine Optimierung der Dimensionierung bestehender Verbauungssysteme und gleichzeitig eine Weiterentwicklung neuer Tragsysteme.
Zuerst werden die Barrieren mit der Software FARO simuliert, die ursprünglich zur Simulation von flexiblen Steinschlagbarrieren entstanden ist [103]. Es werden die notwendigen Modellierungsdetails aufgezeigt, als auch die für Murgangbarrieren erforderlichen neuen Software-Komponenten kurz erläutert. Anschliessende Beispielsimulationen des Füllereignisses 2006 erklären die Einflüsse bestimmter Parameter bei der Modellgenerierung und liefern gleichzeitig die Validierung der gemessenen Feldkräfte.
Im zweiten Abschnitt dieses Kapitels wird auf die bei flexiblen Strukturen notwendige Formfindungsanalyse eingegangen. Es wird anhand eines vereinfachten Modells eine schnelle Überschlagsrechnung einer Formfindungsanalyse durchgeführt und diese in die baupraktische Umsetzung eingeordnet. Ergänzende Berechnungen zum erforderlichen Einbauzustand der einzelnen Komponenten erfolgt innerhalb der baulichen Durchbildung.
Einen Vergleich der Ergebnisse der beiden verwandten Programme in Bezug auf ihren Anwendungsbereich und ihre Grenzen beinhaltet die abschliessende Diskussion.

7.1 Software FARO zur Simulation von Steinschlagschutzverbauungen

Das auf der Methode der finiten Elemente basierende Simulationsprogramm wurde speziell zur numerischen Modellierung von flexiblen Steinschlagschutzverbauungen entwickelt und es wurde anhand der Ergebnisse von 1:1 Feldversuchen (Steinschlagversuche) mit flexiblen Verbauungen kalibriert und validiert. Die einzelnen Verbauungskomponenten wie Stützen, Ringnetz, Seile und Bremsen werden durch spezielle diskrete Elemente entsprechend ihrer Eigenschaften modellgetreu simuliert. Die Numerik ist in C++ geschrieben, wohingegen die graphische Oberfläche und die Visualisierung in Java und Java3D programmiert sind.

7.1.1 Nichtlineare dynamische Analyse

Im Gegensatz zu einer statischen linearen Finiten-Element-Analyse müssen bei dynamischen Berechnungen die auftretenden Trägheitskräfte der bewegten Massen mit berücksichtigt werden. Es muss darum die folgende Bewegungsgleichung numerisch gelöst wer-

den:

$$Ma + Cu + K(x) = F \tag{7.1}$$

mit M als Massenmatrix der einzelnen Knoten, C als Dämpfungsmatrix und K der Steifigkeitsmatrix des Gesamtsystems. $K(x)$ steht für die element-internen Kräfte, die während des Simulationszeitraums auftreten, wohingegen F den Lastvektor der äusseren Lasten darstellt. a ist die Beschleunigung, die auch als $a = \ddot{x}$ ausgedrückt werden kann, u ist die Geschwindigkeit, das Integral der Beschleunigung ($u = \dot{x}$) und letztendlich x als Wegvariable.
Auf Grund der grossen, zu erwartenden Nichtlinearitäten der dynamischen Simulation und des kurzen Simulationszeitraums von $T_{ges} \approx 0.5\ s$ beim Steinschlag empfiehlt sich ein explizites Zeitintegrationsverfahren mit sehr kurzen Zeitschritten zur numerischen Lösung der Bewegungsgleichung [103]. Es berechnet die neuen Geschwindigkeiten und Verschiebungen zum Zeitschritt $t + \Delta t$ direkt aus den aktuellen Beschleunigungen. Diese werden über einen sehr kleinen Zeitschritt Δt als konstant angenommen. Problematisch beim expliziten Verfahren ist darum die Wahl eines zu grossen Zeitschrittes, wodurch die Annahme der konstanten Beschleunigung keine Gültigkeit mehr hat und sich dadurch das Ergebnis vom Realitätswert entfernt.
Eine andere Möglichkeit würde ein sog. impliziten Verfahren darstellen, welches im Vergleich zum expliziten für jeden Zeitschritt Δt das Gleichgewicht neu bildet und das nichtlineare Gleichungssystem neu löst. Dies führt bei grossen Nichtlinearitäten allerdings zu vielen Iterationszyklen und zu folglich langen Rechenzeiten trotz deutlich grösser wählbarer Zeitschritte.
Der implementierte Zeitintegrationsalgorithmus in FARO basiert deswegen auf einer expliziten Zeitintegration nach der Methode der finiten Differenzen [103]. Er berechnet die Geschwindigkeit zum neuen Zeitpunkt $t = t_0 + \Delta t$ zu

$$v(t + \Delta t) = v(t) + a\Delta t \tag{7.2}$$

mit der Annahme $a = konst.$ während dieses Zeitschrittes. In gleicher Weise werden auch die Verschiebungsgrössen aus der Geschwindigkeit u berechnet. Der Algorithmus selbst bewegt sich dabei immer zwischen dem Zeitschritt $t - \Delta t$ und $t + \Delta t$ basierend auf dem zentralen Differenzenquotienten. Innerhalb dieses Zeitintervalls sind die entsprechenden Beschleunigungen, Geschwindigkeiten, Verschiebungen und Energieinhalte konstant. Zum Zeitpunkt $t = 0\ s$ gelten für die jeweiligen Systemknoten die Anfangsbedingungen $u_{t=0} = u_t = -\Delta t$ und $x_{t=0} = x_0$. Die Aktualisierung der Geschwindigkeiten und Verschiebungen erfolgt dann jeweils nach Gleichung 7.2 vom Zeitschritt t zum Zeitpunkt $t + \Delta t$

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \frac{f}{m}\Delta t \tag{7.3}$$

$$x_{t+\Delta t} = x_t + u_t\Delta t \tag{7.4}$$

mit $f = m \cdot a$ (Newton) als Matrix der einwirkenden Kräfte auf die Systempunkte und m der Matrix der jeweiligen Punktmassen.
Für die Wahl des Zeitschritts wird eine Grössenordnung zwischen $\Delta t = 10^{-4} - 10^{-6}$ vorgeschlagen. Kleiner gewählte Zeitschritte führen zu unerwünscht längeren Rechenzeiten und grössere Zeitschritte zu numerischen Instabilitäten und grossen Ergebnisabweichungen.

7.1.2 Statische Analyse

Der statische Gleichgewichtszustand einer Struktur wird in herkömmlichen FE-Programmen direkt über die Lösung eines (nicht-)linearen Gleichungssystems des Knotengleichgewichts gefunden. Das in FARO zur Abbildung dynamischer Prozesse implementierte explizite Verfahren wird auch für die Berechnung quasistatischer Gleichgewichtszustände verwendet. Bei sehr grossen Verformungen kann sogar eine explizite Berechnungsweise empfehlenswert werden.
Wichtig ist bei quasistatischen Berechungen, die auftretende Knotengeschwindigkeiten so gering wie möglich zu halten, um die hier unerwünschten Trägheitskräfte zu minimieren. Alle Massenpunkte haben zu Beginn die Geschwindigkeit $u = 0\ m/s$ und werden durch die quasistatische Kraft f_{stat} zwar beschleunigt, doch wird diese Beschleunigung im nächsten Zeitschritt durch eine relativ hohe Dämpfung wieder reduziert und somit die Geschwindigkeit klein gehalten. Dieses Verfahren wird solange durchgeführt, bis die Differenz der kinetischen Energie von einem Zeitschritt zum nächsten ein vordefiniertes Minimum erreicht hat ($u \rightarrow 0$). Werte für den vorzugebenden Dämpfungsgrad und für den Grenzwert der kinetischen Energie siehe [103].

7.1.3 Berechnungsdurchführung

Das Modell wird in FARO über eine Textdatei eingeben. Das Syntaxdiagramm zur Eingabe ist [103] zu entnehmen. Bei der Eingabe aller mit Einheiten behafteten Grössen (Weg, Kraft und Geschwindigkeit) ist auf eine konforme Eingabe in den SI-Basiseinheiten m, kg, s zu achten.
Nach einer erfolgreichen Modellgenerierung ist die Simulation selbst über die grafische Benutzeroberfläche oder mittels Kommandozeile (für "Batchbetrieb") zu starten. Die einzelnen Schritte der Modellgenerierung werden im folgenden Abschnitt anhand einer Murgangbarriere aufgezeigt und erläutert.

7.2 Simulation von Murgangschutzverbauungen mit FARO

Da Murgänge, wie bereits in Tab. 6.2 gezeigt, flächig auf die Verbauung einwirken, wird eine Vorgehensweise zur Eingabe von Flächenlasten in FARO entwickelt. Zudem wird die bisher für Steinschlagschutzsysteme angewandte Knotengenerierung von im Steinschlag eher üblichen rechteckigen Ringnetzen auf trapezförmige Querschnitte erweitert. Eine grafische Implementierung der Belastung *Murgang* in die Software FARO wird der visuellen Animation dieses Lastfalls dienen. Ein Berechnungsbeispiel der Ringnetzbarriere 2006 im Illgraben zeigt im Folgenden die Vorgehensweise bei der Modellgenerierung und die damit verbundenen Modellierungsdetails auf.

7.2.1 Flächenlasten

Flächenlasten und Drücke werden in Finite-Element-Formulierungen häufig auf Knotenkräfte umgelegt. Es bestehen darum zwei denkbare Möglichkeiten zur Modellierung der Murganglasten bei einer generierten Modellverbauung in FARO:

- **Beschleunigte Massen** Hier wird jeder belastete Systemknoten i mit einer Anfangsgeschwindigkeit und einer zusätzlichen Masse m_i belegt. Dies entspricht äquivalenten Knotenlasten gemäss Newtonschem Gesetz von $F_i = m_i a_i$ (siehe Abb. 7.1 links).
- **Knotenkräfte** Die einwirkende Gesamtbelastung wird gleichmässig über die in der Einzugsfläche liegenden Knoten verteilt (siehe Abb. 7.1 rechts).

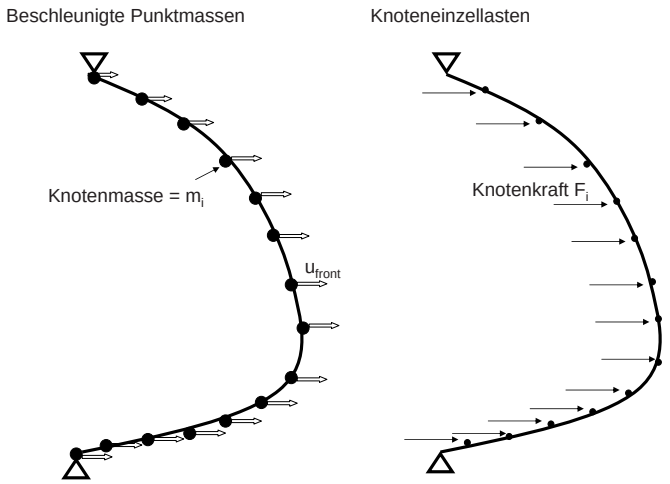


Abbildung 7.1: Beide Varianten der Belastungseingabe, links mit bewegten Punktmassen und rechts mit Knoteneinzellasten

Bei der Vorgehensweise der Massenbelegung eines jeden belasteten Knotens bedarf es einer Abschätzung der einwirkenden Gesamtmasse. Dadurch bleibt insgesamt die "Dynamik" im System erhalten, wohingegen sie bei der quasistatischen Ersatzlast entfällt. Die

eingehende Knotenanfangsgeschwindigkeit kann gleich gesetzt werden mit der Einströmgeschwindigkeit des Murgangs u_{front}. Wird jeder Knoten auf Grund des Widerstandes der Barriere langsam bis zu $u = 0$ abgebremst, fällt die belastete Struktur der Barriere jedoch in sich zusammen und weist keine reale Verformungsfigur mehr auf. Es kann also kein gefüllter Endzustand der Barriere mit dieser Methode dargestellt werden.

Bei der Vorgehensweise der Knoteneinzellast ergibt sich hingegen eine schöne Verformungfigur der belasteten Struktur, jedoch stellt sich die Frage nach der Grösse und Art (Verteilung über die Zeit t) der einwirkenden Kräfte.

Bei einer richtigen Abschätzung der einwirkenden Masse bzw. der Kräfte sollten beide Vorgehensweisen zum gleichen Ergebnis führen. Auf Grund des gewählten Lastansatzes, basierend auf Drücken der einwirkenden Murgangfront, wird bei der aufgezeigten Berechnung die Vorgehensweise der Knoteneinzellast gewählt. Zudem ergibt sich dadurch eine Verifizierung des entwickelten Lastansatzes bezüglich der auftretenden Seillasten der Barrierenstruktur. Eine ausreichend genaue Abschätzung der mitwirkenden Masse beim Stoppprozess ist, auf Grund eines einzigen vorliegenden Messresultats zum Füllprozess, jedoch nicht möglich.

7.2.2 Modellgenerierung und Simulation der Barriere 2006 im Illgraben

7.2.2.1 Allgemeine Simulationsparameter

Für eine ungefähre Dauer der einzelnen Wellenschübe (siehe Abschnitt 6.3) wird der Simulationszeitpunkt $t_{sim} = 1\ s$ zum Zeitpunkt $t_{real} = 1\ min$ nach der Netzverklausung gesetzt. Die Zeitschrittgrösse wird für die Berechnungen zu $\Delta t = 5 \cdot 10^{-6}$, der Dämfungsgrad zu $\alpha = 1$ festgelegt [103].

7.2.2.2 Elementknoten

Bei der Modellgenerierung sind die Knotengruppen Netzknoten, Auflagerknoten, Bremsknoten entsprechend Abb. 7.2 oben und [103] einzugeben. Das Koordinatensystem wird mit der z-Achse nach oben zeigend gewählt (gemäss den üblichen topographischen Landeskoordinatensystemen). Die Auflagerknoten werden mit der entsprechenden Randbedingung für eine unverschiebliche Lagerung belegt. Alle Knoten befinden sich bei der Barriere 2006 in einer Ebene, obwohl dies in der Realität bei der Konstruktion einer Ringnetzbarriere nicht ganz der Fall ist.
Bei der Lasteingabe werden Knoten ermittelt, die im jeweiligen Einzuggebiet eines Wellenschubs liegen (Wellenschub $1, 2, 3$ oder 4; siehe Abb. 7.2 unten). Eine Unterteilung der Ringnetzknoten in einzelne Gruppen in der Eingabedatei ermöglicht ein direktes Zugreifen auf die jeweiligen Knoten für den entsprechenden Lastteil. Die Lastschübe $1 - 3$ entsprechen den Füllzuständen $1 - 3$ aus Abschnitt 6.3. Lastschub 4 ist der letzte Schub, der zur vollständigen Auffüllung führt.

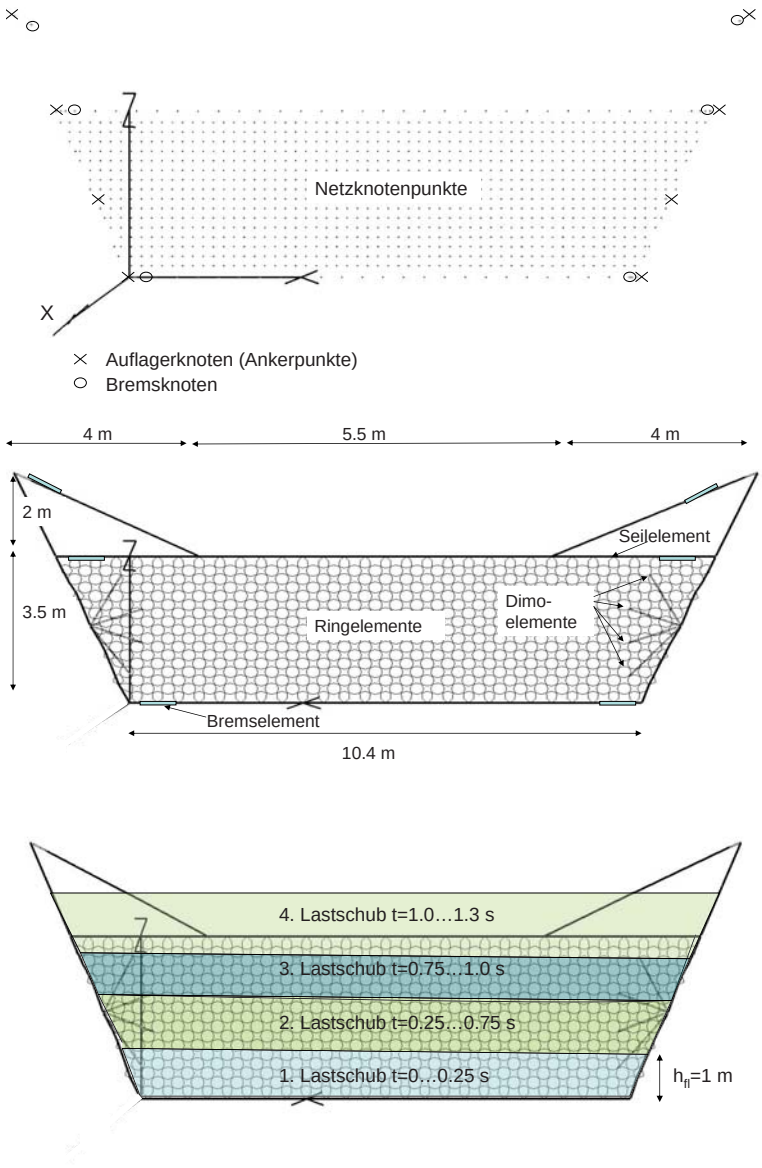


Abbildung 7.2: Dargestellte Knoten- und Elementgruppen (oben und Mitte) in FARO und Lasteinzugsflächen der Belastungsstösse beim Druckstossmodell unterteilt in unterschiedliche Einwirkungszeiten (unten)

7.2.2.3 Elementeingabe

Es sind die Seil-, Brems- und Dimoelemente jeweils als zweiknotige Elemente einzugeben, die Ringelemente für Innenringe als vierknotige und die Randringe als dreiknotige Elemente zu generieren (siehe Abb. 7.2 Mitte). Anschliessend folgt noch die Materialzuweisung der einzelnen Elemente in der Eingabedatei gemäss der Vorgabe nach [103]. Bei den Bremselementen können dynamische Kraft-Weg-Gesetze nach Abbildung 3.7 implementiert werden.

7.2.2.4 Lasteingabe

Die Belastungseingabe erfolgt durch Aufbringen von Einzellasten. Diese berechnen sich bei einer konstanten Druckverteilung aus dem Druck multipliziert mit der Fläche geteilt durch deren Knotenanzahl. Bei konstanter Belastung über die Barrierenhöhe kann diese somit gleichmässig über alle Knoten verteilt werden. Bei linearer Druckverteilung muss die Belastung für jede Knotenreihe über die Höhe gemittelt und mit der entsprechenden Breite multipliziert werden (siehe Abb. 7.4). Die Belastungen werden jeweils über den Einwirkungszeitraum linear von dem vorherig einwirkenden bis zum nächsten Maximalwert gesteigert.
In Tab. 7.1 ist das Vorgehen für Variante 2 nach Abschnitt 6.3 für die Belastungen des 18. Mai 2006 aus Abschnitt 6.3.3 dargestellt. Dort wird der dynamische und hydrostatische Druck gleichmässig über den aktuellen Füllzustand verteilt. Bei Variante 1 hingegen wird der dynamische Druck jeweils nur über die Fliesshöhe des letzten Lastschubs angesetzt. Diese Vorgehensweis hat eine aufwändigere Eingabe im Vergleich zu Variante 2 zur Folge. Als mittlere Breite zur Berechnung der Knoteneinzellasten aus den Drücken setzt man jeweils die mittlere Breite des dynamischen Lastschubs an bzw. beim hydrostatischen Druck die mittlere Breite der gefüllten Netzfläche.

Tabelle 7.1: Einwirkende Belastung q $[kN/m]$ aus Druckstossberechung verteilt auf die ganze Einzugsfläche des Füllzustands und jeweilige Steigerung der Belastung über die Auffüllzeit des Wellenstosses für Variante 2

Zustand/Welle	**1**	**2**	**3**	**4**	**Überströmen**
Belastung q $[kN/m]$	9.0	28.8	60.8	82.8	60[1]
b_m $[m]$	10.83	11.26	11.68	11.9	11.9
Knotenanzahl $[-]$	258	538	840	902	902
Knotenlast $[N]$	377	602	845	1092	792
Simulationszeit	0-0.25	0.25-0.75	0.75-1.0	1.0-1.3	1.3-1.6

[1] Ansatz aktiver Erddruck mit $\phi = 26°$

Eigengewicht

Das Eigengewicht von Barriere und zurückgehaltenem Material ist vor allem für die Dimensionierung des Flügelseils von Relevanz, da dieses das Eigengewicht des Bauches abträgt (Kettenlinie, siehe Abschnitt 8.6.6.1). Zudem wird durch das Eigengewicht die Verformung der Barriere in vertikale Richtung beeinflusst.
Das Eigengewicht des gefüllten Ringnetzes in negativer z-Richtung wird durch folgende Näherungsberechnung abgeschätzt (siehe Abb. 7.3). Die Verformungsfigur des Ringnetzes wird dreiecksförmig gemäss dem Schnitt A-A in Abb. 7.3 angenähert und konstant über die Breite angenommen. Die fehlenden Anteile durch die Näherung als dreiecksförmigen Verlauf werden durch die konstante Annahme der Verformung einigermassen ausgeglichen. Somit berechnet sich die Belastung durch Eigengewicht zu $F_g = 0.5 \cdot g \cdot f \cdot h'_b \cdot b_m \cdot \rho =$

$0.5 \cdot 9.81 \cdot 2.5 \cdot 3 \cdot 11.9 \cdot 1950 = 853\ kN$ mit einer Dichte ρ des zurückgehaltenen Materials von 1950 kg/m^3 (siehe Abschnitt 6.3.4.5).
Die Belastung durch Eigengewicht wird bis zum Ende des Lastschubs 4 auf den maximalen Wert gesteigert (Barriere ganz gefüllt).

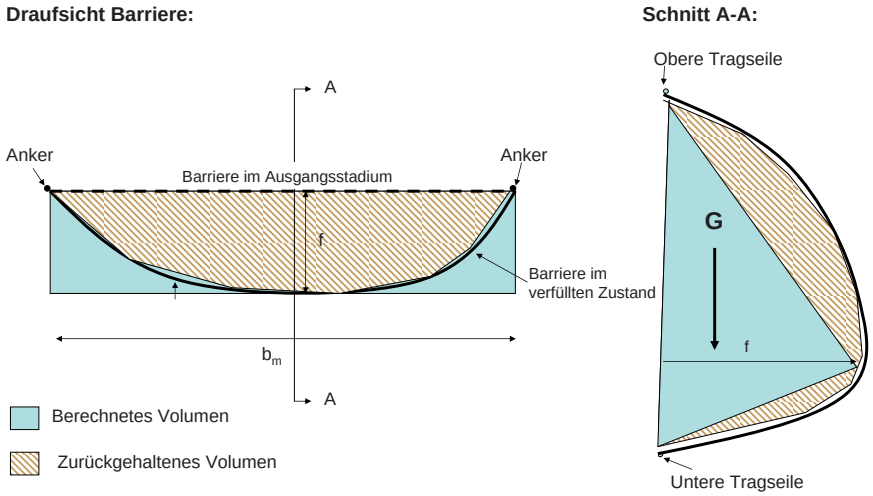


Abbildung 7.3: Annäherung des Volumens des Murgangbauches zur Bestimmung des Eigengewichts

7.2.3 Einfluss von Modellierungsdetails

Es werden in den Simulationen folgende massgebende Einflussgrössen untersucht:

- Hydrostatischer Druck konstant oder linear verteilt
- Dynamischer Druck nach Variante 1 oder Variante 2 (siehe Abschnitt 6.3)
- Variation der Zeitschrittgrösse
- Variation des Dämpfungsgrads
- Zeitliche Variation der Belastungssteigerung bis zur Volllast

Die Ergebnisse der variierten Einflussparameter werden in den folgenden Abschnitten dargestellt.

7.2.3.1 Hydrostatischer Druck linear oder gleichmässig verteilt

Der statische Druck von stehenden Flüssigkeiten oder von Murgangmaterial nimmt mit der Tiefe linear zu (siehe Abschnitt 4.4). Aus Gründen der einfacheren Modellierung ist an Stelle der dreiecksförmigen Druckverteilung auch ein gleichmässig verteilter Druck denkbar (siehe Abb. 7.4). Es wird darum der hydrostatische Druck mit einer linear anwachsenden und mit einer gleichmässigen Verteilung modelliert (siehe Abb. 7.4).

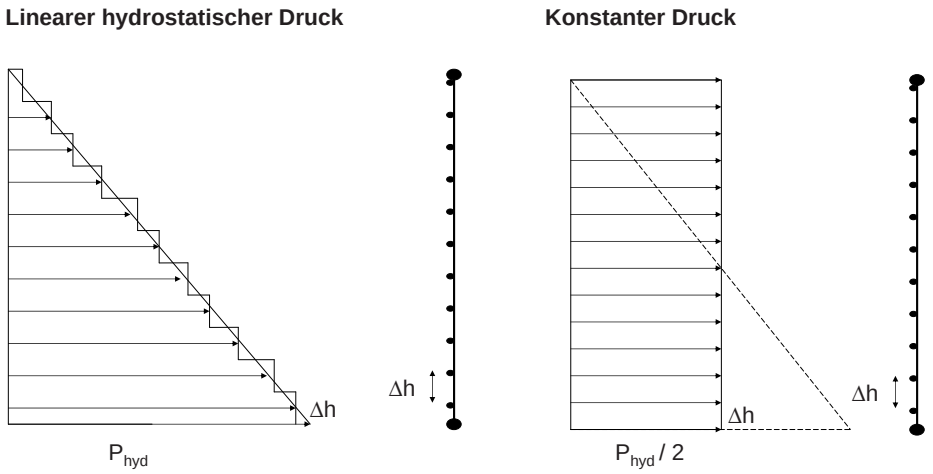


Abbildung 7.4: Modellierung einer linearen im Vergleich zur konstanten Druckverteilung

Tabelle 7.2: Vergleich der simulierten Maximalkräfte mit linearer oder konstanter Lastverteilung des hydrostatischen Anteils bezogen auf die gemessenen Seilkräfte (die prozentuale Abweichung steht jeweils in den Klammern)

	gem. Seilkräfte	P_{hyd} **linear**	P_{hyd} **konst.**
obere Tragseile $[kN]$	150	151 (≈ 0 %)	166 (+10 %)
untere Tragseile $[kN]$	230	242 (+5 %)	200 (−15 %)

Die Maximalbelastungen der oberen und unteren Tragseile sind als Mittelwerte in Tab. 7.2 dargestellt.
Hieraus wird ersichtlich, dass die lineare hydrostatische Druckverteilung mehr der Realität entspricht und die gemessenen Seilkräfte besser abbildet. Der Hauptunterschied ergibt sich bei der Belastung der unteren Tragseile. Hier liegt die Belastung bei einer linearen Druckverteilung bei 242 kN pro Tragseil, wohingegen sie bei gleichmässiger Verteilung mit 200 kN unterschätzt wird. Die oberen Tragseile werden bei der Verteilung überschätzt.
Es ist also sinnvoll, den hydrostatischen Druck linear verteilt anzunehmen. Im Beispiel des Füllereignisses 2006 spielt er bei den geringeren dynamischen Lasten auf Grund des sehr flüssigen Murgangs eine grössere Rolle. Überwiegt der dynamische Anteil bei granularen Murgängen, kann jedoch durchaus mit einer konstanten hydrostatischen Druckverteilung gerechnet werden.

7.2.3.2 Dynamischer Druck nach Variante 1 oder Variante 2

Die dynamische Komponente des wirksamen Murdrucks kann je nach gewähltem Modell gleichmässig über die Füllhöhe verteilt oder nur im oberen neu aufgefüllten Bereich wir-

ken (siehe Abschnitt 6.3). Es werden darum Variante 1 mit Variante 2 nach Abb. 7.5 miteinander verglichen.

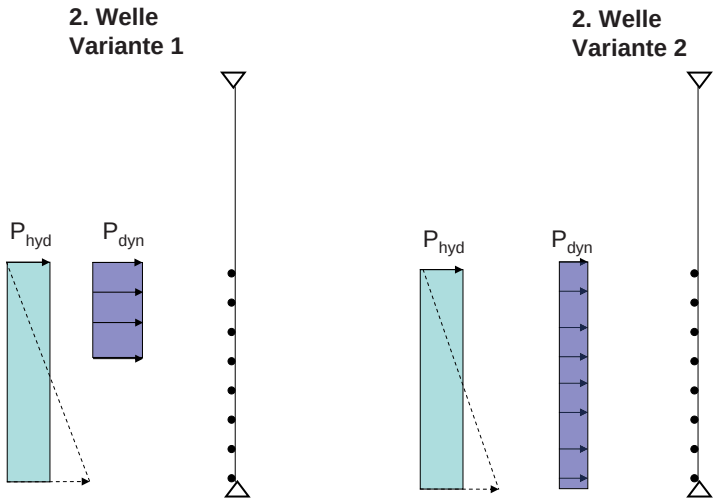


Abbildung 7.5: Lastverteilung auf die Ringnetzknoten nach Variante 1 und Variante 2 beispielhaft für Welle 2

Um den Einfluss der Verteilung des dynamischen Drucks zu untersuchen, wird die hydrostatische Druckverteilung gleichmässig über die Höhe verteilt angenommen, denn bei Murgängen mit grossen Fliessgeschwindigkeiten ist eher die dynamische Komponente die ausschlaggebende und somit der Einfluss der richtigen Modellierung des hydrostatischen Drucks eher untergeordnet.

Die Simulationsergebnisse der Varianten 1 und 2 zeigen kleine Unterschiede. Die Variante 1 weist, durch die Verteilung von F_{dyn} auf den jeweils oberen Wellenschub mit der Steigerung von 0 auf F_{dyn}, mehr Schwingungen in den Belastungskurven auf als Variante 2 (siehe Abb. 7.6). Die Maximalbelastung der oberen und unteren Tragseile wird durch Variante 1 etwas besser abgebildet (siehe Tab. 7.3). Dies ist eine zusätzliche Bestätigung des Modells aus Abschnitt 6.3.5 der sich übereinanderschiebenden Druckstosswellen.

Tabelle 7.3: Vergleich der simulierten Maximalkräfte mit der Druckvariante 1 und Druckvariante 2 bezogen auf die gemessenen Seilkräfte (prozentuale Abweichung in Klammern). Der statische Druck wurde gleichmässig verteilt angenommen

	gem. Seilkräfte	**Variante 1**	**Variante 2**
obere Tragseile $[kN]$	150	150 (0 %)	141 (−6.5 %)
untere Tragseile $[kN]$	230	212 (−8.5 %)	202 (−14 %)

Der Kräfteunterschied zwischen Variante 1 und 2 nach Tab. 7.3 ist bei einer anteilsmässig grösseren dynamischen Komponente in der Simulation grösser, z.B. bei granularen Fronten

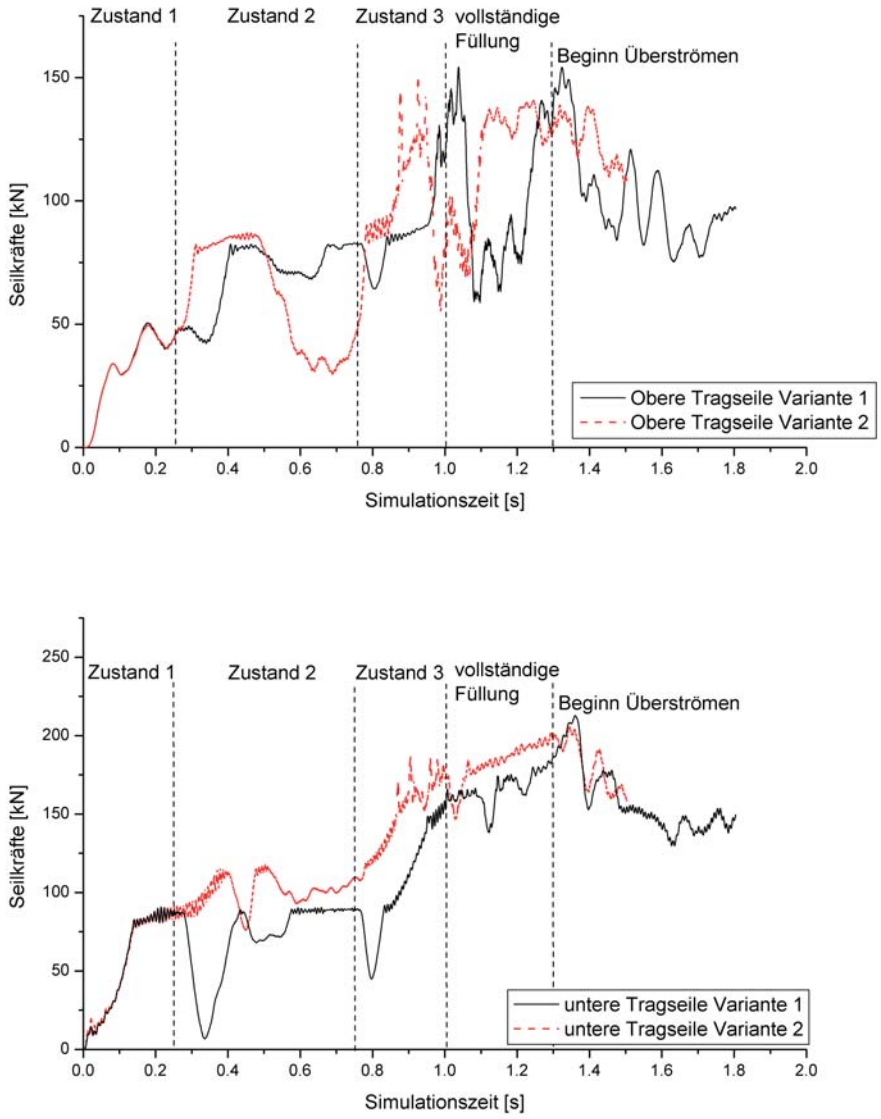


Abbildung 7.6: Simulierte Kräfte in den oberen (oben) und unteren Tragseilen (unten) bei den einzelnen Auffüllzuständen nach Variante 1 und Variante 2

oder schnell fliessenden Murgängen. Damit empfiehlt sich Variante 1 bei der Eingabe der Flächenlasten. Für den schlammigen Auffüllvorgang beim Füllereignis 2006 spielt die Unterteilung in den Wirkungsbereich der Variante 1 und 2 eine untergeordnete Rolle, weshalb auf Grund der Einfachheit der Lasteingabe Variante 2 ausreichend ist (siehe Tab. 7.3). Generell liegen die Simulationsabweichungen mit bis zu 14% Abweichung in einem guten Bereich für die errechneten Tragseillasten. Es ist dabei aber zu beachten, dass die auftretenden Lasten dabei unterschätzt werden.

Die Variation der unterschiedlichen Lastverteilungen ergibt, dass die korrekten Simulationsergebnisse mit der Variante 1 für die dynamische Belastung und mit einer linearen Verteilung für die hydrostatischen Belastung erzielt werden. Die Seilkräfte der unteren Tragseile liegen bei 244 kN, die der oberen bei 180 kN (siehe Abb. 7.7). Sie überschätzen

die gemessenen Seilkräfte um max. 20%. Diese Belastungseingabe wird für die weiteren Studien gewählt.

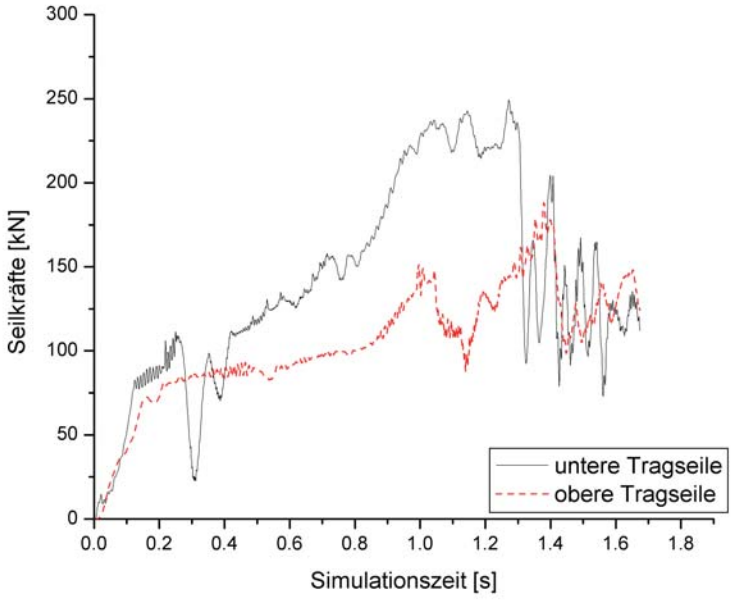


Abbildung 7.7: Simulierte Kräfte der oberen und unteren Tragseile nach Variante 1 und linearer statischer Druckverteilung

Des Weiteren ergaben sich folgende Einzelergebnisse:

- **Flügelseil:** In Abb. 7.8 ist jeweils die Belastung des Flügelseils mit eingetragen. Dieses wurde im Lastansatz in Abschnitt 6.3 bisher nicht berücksichtigt, da angenommen wurde, es trage nur in vertikaler Richtung das Eigengewicht der gefüllten Barriere ab. Die Belastungsgrösse ist auch in der Simulation stark von der Grösse des in neg. z-Richtung wirkenden Eigengewichts des Barrierenbauches abhängig. In den Simulationen erreicht es eine Belastung von 150 kN, im Feld lag der gemessene Wert bei 160 kN (siehe Abschnitt 4.5.1). Auch hier liegen Simulationen und reale Messwerte eng beieinander.

- **Dimoelemente:** Bisher nicht aufgezeigt wurde die Traglastkomponente der Dimoelemente. Der Maximalwert von 60 kN tritt jeweils bei den waagrecht im Netz befestigten Dimoelementen auf, wohingegen kleinere Belastungen bei den oberen und unteren schrägen Dimoelementen auftreten. Diese sind nicht parallel zur Hauptbelastungsrichtung angeordnet, wodurch sie eine geringe Last bekommen (siehe Abschnitt 4.6.3). Der Mittelwert des Lastniveaus aller 8 Dimoelemente liegt bei ungefähr 35 kN.

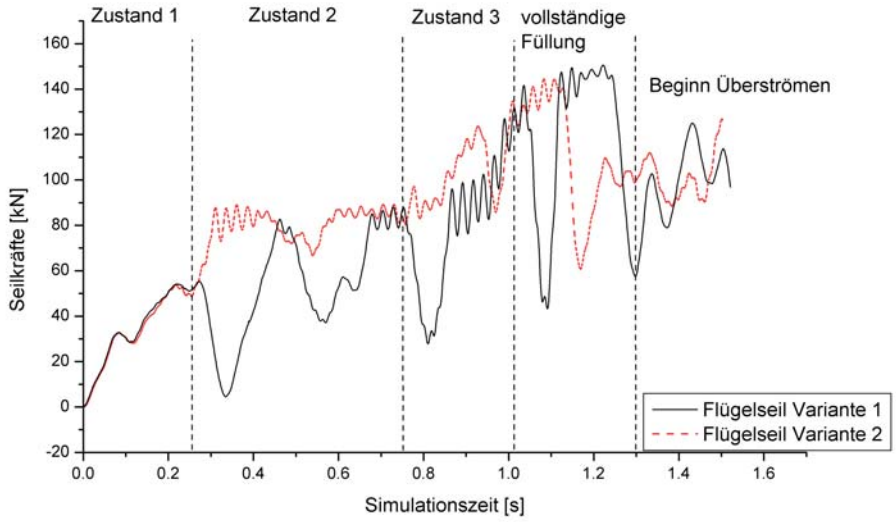


Abbildung 7.8: Simulierte Kräfte des Flügelseils bei den einzelnen Auffüllzuständen nach Variante 1 und Variante 2

7.2.3.3 Einfluss der Laststeigerung

In den bisher gezeigten Simulationsergebnissen wurde die Belastung immer bis zur Simulationszeit von $t_{sim} = 1.3\ s$ gesteigert, bevor zwischen $t_{sim} = 1.3 - 1.6\ s$ die Überströmlasten angesetzt wurden. Zum Vergleich werden jetzt die einzelnen Lastschübe in jeweils 1/10 der bisherigen Simulationszeit t_{sim} auf die Maximallast gesteigert. Das bedeutet, dass bereits zum Zeitpunkt $t_{sim} = 0.13\ s$ die Barriere ganz gefüllt ist. Die folgenden Simulationen werden mit dem Dämpfungsgrad $\alpha = 10$ durchgeführt. Abb. 7.9 zeigt die Ergebnisse dieser Berechnungen für die unteren und oberen Tragseile.

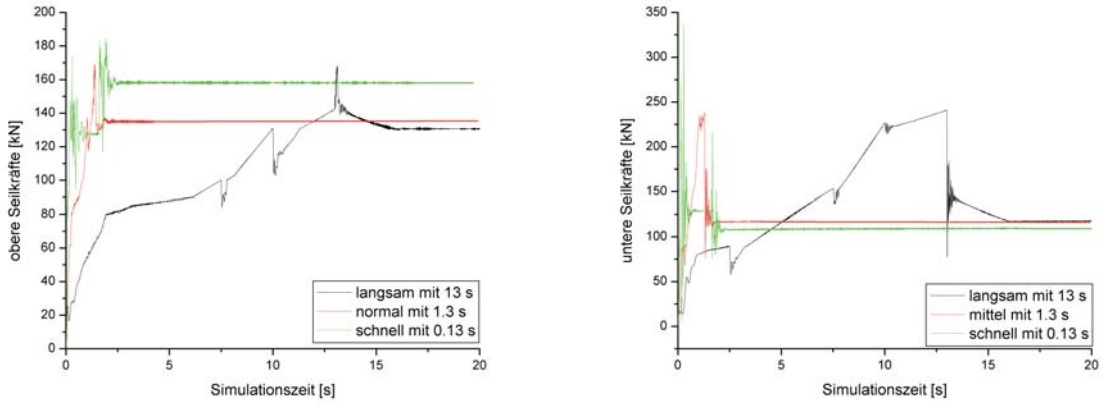


Abbildung 7.9: Seilkräfte der oberen und unteren Tragseile bei schneller 0.13 s, normaler 1.3 s und 13 s bei langsamer Laststeigerung

Es zeigt sich, dass bei der schnellen Laststeigerung kurze Lastspitzen durch die schnelle Belastung der Struktur entstehen. Danach stellt sich auch bei der schnellen Laststeige-

rung eine konstante Belastung ein, die in etwa der Belastung der normalen langsameren Laststeigerung entspricht. Somit ist die normale Belastungsgeschwindigkeit ausreichend. Nur bei den oberen Tragseilen ergibt sich bei der schnellen Laststeigerung ein um 14% höheres Lastniveau als bei der mittleren und langsameren Laststeigerung.
Zu schnelle Laststeigerungen sollten auf Grund der schnellen Reaktion der Struktur mit grossen Lastspitzen vermieden werden. Im Zweifelsfall muss bei einer numerischen Simulation zuerst die Empfindlichkeit der Struktur in Bezug auf die Laststeigerungsrate ermittelt werden.

7.2.3.4 Einfluss des Dämpfungsgrads

Bei der Variation des Dämpfungsgrades wird eine Laststeigerungszeit von $t = 1.3\ s$ sowie eine Zeitschrittgrösse von $\Delta t = 5 \cdot 10^{-6}$ verwendet. Es zeigt sich in Abb. 7.10, dass für grössere Werte von α ($\alpha = 50$, $\alpha = 100$) die maximale Belastung während der Simulation kleiner wird. Es werden für grössere Werte von α die Maximalausschläge herausgedämpft, die Kurven wirken deshalb gleichmässiger als bei niedrigeren Dämpfungswerten $\alpha = 1$ und $\alpha = 10$. Zudem werden die Maximalwerte der Belastung bei höheren Dämpfungsgraden zeitlich später in der Simulation erreicht, obwohl die gleiche Laststeigerung vorliegt (siehe Abb. 7.10).

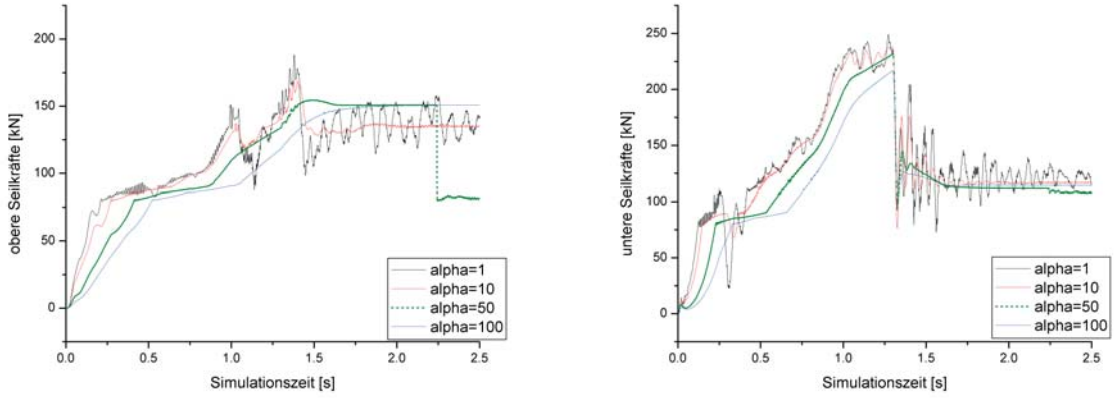


Abbildung 7.10: Seilkräfte der oberen und unteren Tragseile für eine Variation des Dämpfungsgrades $\alpha = 1, 10, 50, 100$

Bei zu hohen Dämpfungsgraden besteht jedoch die Gefahr, die maximal auftretende Belastung zu unterschätzen, da Lastspitzen herausgedämpft werden. Zudem wird in der Simulation das maximale Lastniveau bei grösseren Dämpfungsgraden erst später erreicht, wodurch die Gefahr besteht, dass die Simulation vorzeitig beendet wird, bevor das maximale Lastniveau überhaupt erreicht ist.

7.2.3.5 Einfluss der Zeitschrittgrösse

Der Zeitschritt Δt wird von $1.0 \cdot 10^{-6}$ s bis $30 \cdot 10^{-6}$ s variiert, da die Struktur (Ringnetz) bei einem Zeitschritt $\Delta t > 3.0 \cdot 10^{-5}$ numerisch versagt. Die Maximalwerte der Seilkräfte sind in Tab. 7.4 dargestellt. Es wird dort zusätzlich auch die Auslastung im Ringnetz dargestellt, da das Ringnetz die massgebende Komponente bei der Vergrösserung des Zeitschrittes ist. Bei den bisherigen Simulationen war das Ringnetz nie kritisch ausgelastet, wodurch es in den bisherigen Betrachtungen nie aufgeführt wurde.

Tabelle 7.4: Vergleich der Maximalbelastungen in den Tragseilen und Ringen bei Variation des Zeitschrittes

Zeitschrittgrösse $[s]$	$1.0 \cdot 10^{-6}$	$5 \cdot 10^{-6}$	$10 \cdot 10^{-6}$	$20 \cdot 10^{-6}$	$30 \cdot 10^{-6}$
obere Tragseile $[kN]$	182	188	180	181	180[1]
untere Tragseile $[kN]$	244	242	244	246	250[1]
Ringe $[Auslastung\ \%]$	0.31	0.32	0.33	0.37	0.70[1]

[1] Grenzzeitschritt, bevor numerische Zeitintegration instabil wird

Es kann somit festgehalten werden, dass bei einem Zeitschritt $\Delta t > 3.0 \cdot 10^{-5}$ die Zeitintegration nicht mehr stabil ist. Die Zeitschrittgrösse $\Delta t = 1.0 \cdot 10^{-5}$, mit der die meisten Simulationen durchgeführt wurden, liefert korrekte Belastungsgrössen in den einzelnen Komponenten und soll auch für folgende Simulationen verwendet werden.

7.2.3.6 Verformungen

Bei den Verformungen der Barriere sind die einzelnen Lastschübe gut anhand der Ausbauchung zu erkennen (siehe Abb. 7.11). Auch die Verformung der Barriere als ganzes passt qualitativ gut mit den einzelnen Zuständen nach der Videoanalyse des Füllprozesses überein. Jedoch werden die quantitativen Maximalverformungen des Bauches in FARO etwas zu gross abgebildet, weswegen FARO nicht dazu dienen sollte, Maximalverformungen bei flächigen Lasteinwirkungen zu berechnen. Die maximale Auslenkung des Bauches liegt hier nämlich im voll gefüllten Zustand bei ungefähr 3 m, wohingegen sie nach der ersten Füllung der Barriere im Feld bei ungefähr 2.5 m lag (siehe Abschnitt 4.5.3). Diese Problematik resultiert daraus, dass FARO ursprünglich für punktuelle Belastungen des Steinschlags geschrieben wurde, d.h. das numerische Modell des Ringnetzes ist eher auf eine multidirektionale lineare Lastabtragung von der Einschlagstelle hin zum Tragsystem und weniger auf eine gleichmässige Flächenbelastung hin opimiert worden.

7.2.3.7 Statische Berechnung

Die statische Berechnung von Ringnetzbarrieren ist zwar aus bemessungstechnischer Sicht oft nicht massgebend, sollte dennoch vor allem bei sehr hohen Barrieren mit untersucht

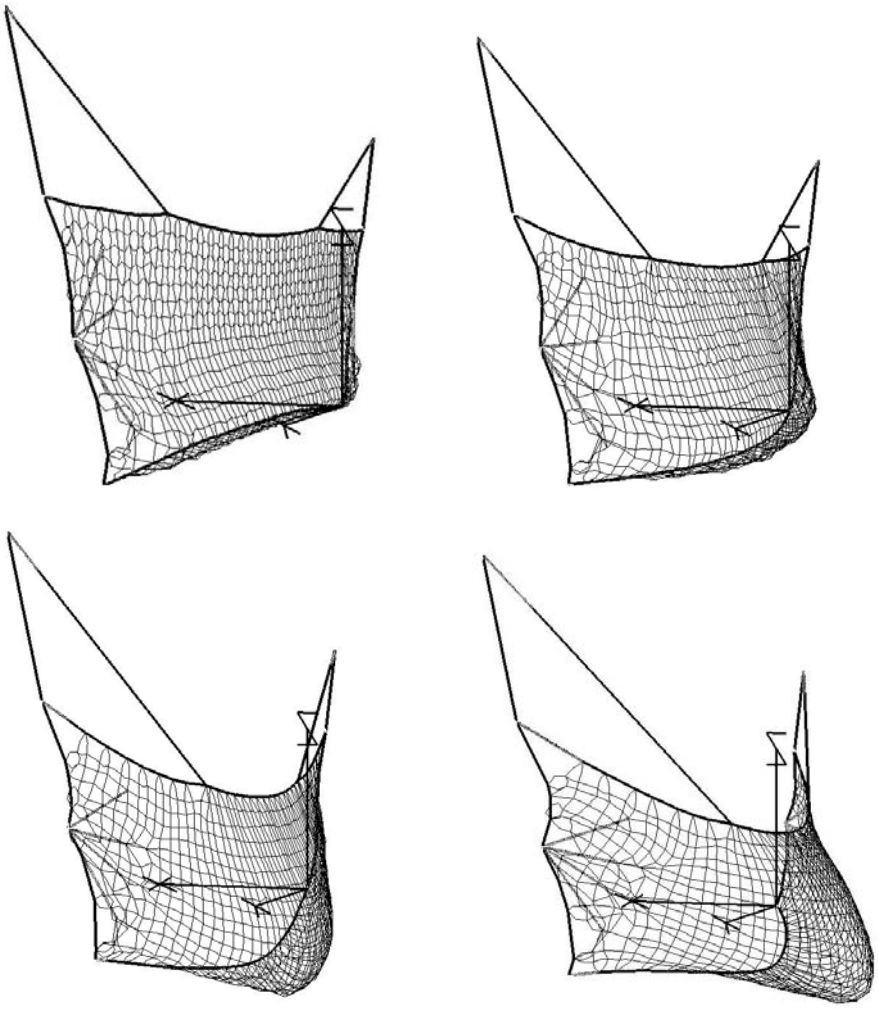


Abbildung 7.11: Verformte Barriere "Illgraben 2006" ohne simulierte Gerinnesohle zu den Zeitpunkten Einschlag erste Welle und Ende erste Welle (oben), Mitte zweite und dritte Welle (unten)

werden. Zudem kann sie auch zur Untersuchung einer eventuell massgebenden teilweisen oder vollen Einschneiung erforderlich sein. Anstelle des Erddrucks wird hier der wirksame Schneedruck angesetzt.
Eigentlich wird der statische Lastfall indirekt doch wieder dynamisch berechnet, da die beschriebene Methode der statischen Berechnung von Steinschlagverbauungen in Abschnitt 7.1.2 nicht für Elementeinzellasten funktioniert. Die Vorgehensweise ist wie bei der dynamischen Berechnung, wobei die Belastung langsam innerhalb eines grösseren Simulationszeitraums $\Delta t > 1\ s$ bis zur Volllast gesteigert wird. Danach wird die einwirkende Belastung konstant gehalten, wodurch sich das statische Gleichgewicht der Barriere einstellt. Es kann zusätzlich noch mit einem höheren Dämpfungswert gerechnet werden, um die dynamischen Eigenschwingungen der Struktur und die dynamischen Spannungsspitzen zu verringern.
Die einwirkende Belastung auf die Barriere 2006 berechnet sich nach Gleichung 5.24 für einen inneren Reibungswinkel von $\phi = 33°$, einer Dichte $\rho = 2300\ kg/m^3$ mit einer mittleren Barrierenbreite von $b_m = 11.9\ m$ und der gesetzten Barrierenhöhe $h'_b = h_{fuell} = 3\ m$

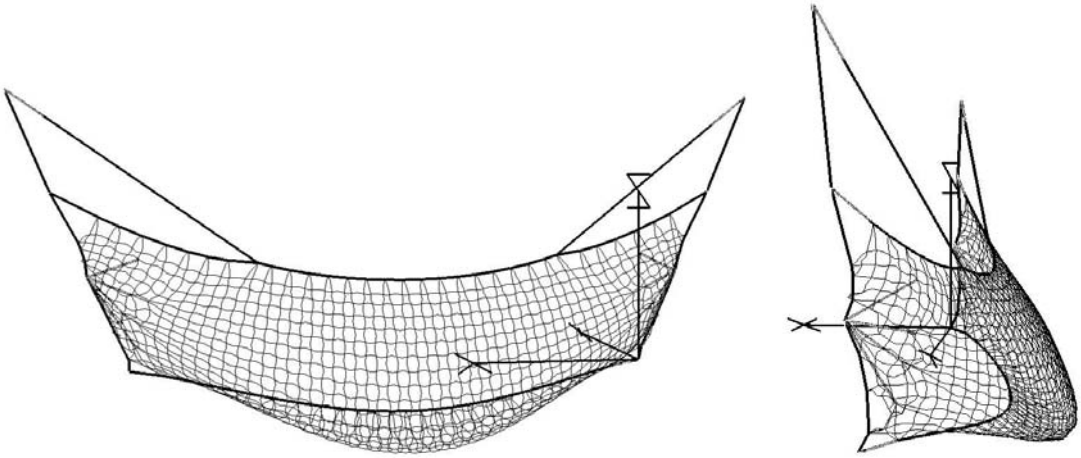


Abbildung 7.12: Verformte Barriere ohne simulierte Gerinnesohle im Endzustand während des Überströmens von vorne und von der Seite

zu $F_{stat} = \frac{1}{2} K_{a,h} \gamma h_{fuell}^2 b = \frac{1}{2} 0.3 \cdot 23 \cdot 3^2 \cdot 11.9 = 370\ kN$.
Die Vorgehensweise bei der Lastverteilung auf die einzelnen Knoten erfolgt analog zu Abb. 7.4. Vereinfachend kann auch der aktive Erddruck konstant über alle Knoten als Knotengleichlast verteilt werden, wobei dann die gemessenen Seilkräfte im Illgraben nicht genau abbildbar sind, da die unteren Seilkräfte eine zu geringe und die oberen eine zu grosse Belastung bekommen. Zur Verifizierung der gemessenen statischen Seilkräfte im Illgraben wird deshalb für das Simulationsbeispiel eine über die Höhe linear verteilte Belastung über die Höhe gewählt. Es ergeben sich die Seilkräfte nach Abb. 7.13. Einen Vergleich der

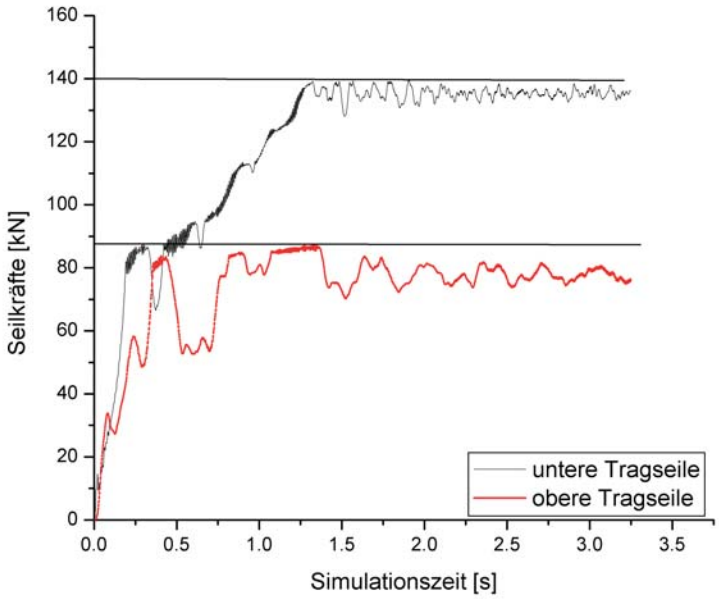


Abbildung 7.13: Seilkräfte der gefüllten Barriere belastet durch aktiven Erddruck

simulierten Seilkräfte mit den gemessenen Werten für den verfüllten Zustand der Barriere

ohne Auflasten (nur tageszeitlicher Abfluss) zeigt Tab. 7.5.

Tabelle 7.5: Vergleich der simulierten Maximalkräfte für den verfüllten statischen Zustand der Barriere bezogen auf die gemessenen Seilkräfte (prozentuale Abweichung in Klammern)

	gem. Seilkräfte	**Simulation**
obere Tragseile $[kN]$	100	90 (-10 %)
untere Tragseile $[kN]$	150	140 (-7.1 %)

Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den Simulationskräften und den gemessenen Kräften beim statischen Lastfall. Der Winkel $\phi = 33°$ basiert natürlich nur auf einer Annahme, die sich auf den im Labor gemessenen Reibungswinkel beim idealen Wassergehalt von 5.9% und idealer Proctordichte von $\phi' = 43°$ stützt (siehe Abschnitt 5.2.3.5). Im Feld sind die Verhältnisse jedoch weniger ideal. Das Material ist nicht im günstigsten Packmass mit der Proctordichte von 2225 kg/m^3 angeordnet. Zudem weicht der ideale Wassergehalt vom Wassergehalt des Materials im Feld ab, da eine konstante Infiltration durch den normalen Wasserabfluss stattfindet. Beide Faktoren senken den inneren Reibungswinkel, so dass eine Annahme zwischen $30 - 35°$ plausibel erscheint. Der Mittelwert $32.5 \approx 33°$ wurde darum bei der Simulation verwendet. Die Dichte des Materials hinter der Barriere wird etwas höher als die Proctordichte (für Korngrössen kleiner als 3 cm bestimmt) angenommen, da sich durchaus auch viele grössere Blöcke und Steine mit einer Gesteinsdichte von ≈ 2600 kg/m^3 direkt hinter der Barriere befinden. Diese führen auf der anderen Seite aber wieder zu mehr Hohlräumen als dies bei kleineren Korngrössen der Fall ist, welche jedoch teilweise von der Murgangmatrix wieder gefüllt sind.

Trotz dieser Unsicherheiten in den Eingangsgrössen zeigt die Übereinstimmung von Simulations- und Messwerten ein in sich schlüssiges Modell zur Bestimmung der statischen Belastung einer hinterfüllten Ringnetzbarriere. Gleiches Vorgehen kann im Folgenden auch für die Berechnung des Lastfalls “Einschneien” verwendet werden (siehe [108]).

7.3 Formfindung

Bei den flexiblen Barrieren treten grosse Verformungen der Verbauung beim Füllprozess durch einen Murgang auf. Die Endverformung spielt jedoch wegen geometrischer Begebenheiten und Langzeitverhalten eine wichtige Rolle bei der Dimensionierung und Nutzung der Barriere in der Praxis. Deshalb wird im Rahmen dieses Kapitels eine Herangehensweise zur Steuerung der Formgebung von weichen Strukturen - die Formfindungsanalyse - am Beispiel eines vereinfachten Modells der Ringnetzbarriere beschrieben und durchgeführt. Zuerst werden dazu in den folgenden Abschnitten kurz die nötigen theoretischen Grundlagen der Formfindungsproblematik hergeleitet und erklärt. Es wird die Modellkalibrierung anhand der Ringnetzversuche am KTI-Versuchsstand [45] beschrieben. Die erarbeiteten Modellierungsdetails werden anschliessend im dreidimensionalen, vereinfachten Modell einer typischen Verbauung mit der Software CARAT (siehe Abschnitt 7.3.2) umgesetzt. Das Modell zeigt eine mögliche ideale Verformungsfigur für die Barriere auf, um die Murgangbelastungen in einer effizienten Weise abtragen zu können.
Die Ergebnisse der Formfindungsberechnung werden darauf folgend unter dem baulichen Aspekt der Umsetzbarkeit gedeutet, d.h. welche Verformungen sind überhaupt technisch sinnvoll und ausführbar, um einen sinnvollen Material- und Kostenaufwand zu erreichen. Es werden überschlagsmässige Berechnungen für den erforderlichen Einbauzustand der Tragseile und des Ringnetzes hergeleitet. Zudem spielt der Aspekt der Dauerhaftigkeit bei der Formgebung der Ringnetzbarrieren ebenfalls eine bedeutende Rolle und sollte bei der Formgebung unbedingt berücksichtigt werden. Alle drei Faktoren, traglastspezifische Formgebung, wirtschaftliche Realisierbarkeit und die konstruktiv erforderliche Formgebung spielen bereits in der planerischen Phase bei der numerischen Modellierung eine wichtige Rolle und sollten bestmöglichst vereinbart und berücksichtigt werden.

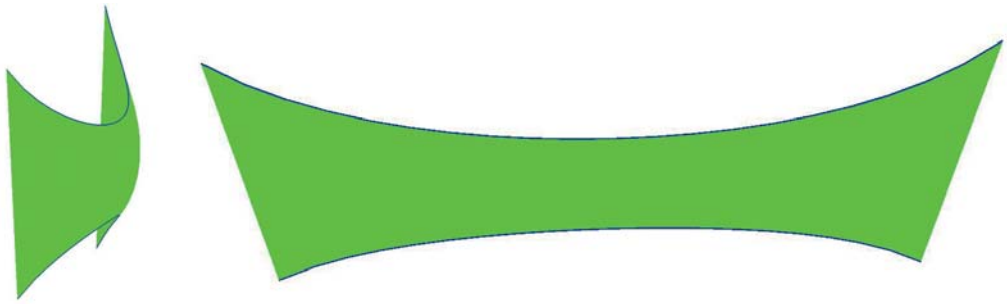


Abbildung 7.14: Gleichgewichtsform nach Formfindungsanalyse für eine angestrebte maximale Endverformung f von 1 m

7.3.1 Begriffsbestimmung Formfindung

Unter Formfindung versteht man die Suche nach der Tragwerksgeometrie, die das mit Magnitude und Orientierung vorgegebene Spannungsfeld unter Berücksichtigung der geometrischen Randbedingungen, Seilkräfte und äusseren Lasten ins Gleichgewicht bringt [104]. Die Formfindung ist relevant bei Membran- und Seiltragwerken, die grosse Verformungen unter Vernachlässigung der Biegesteifigkeit zulassen, was eine Kopplung zwischen dem Spannungszustand und der Geometrie zur Folge hat. Des Weiteren kommt ihr auch

grosse Bedeutung beim membranorientierten Entwurf von Schalentragwerken zu.
Allgemein schwierig bei der Formfindung ist aus numerischer Sicht, dass es sich um ein inverses Problem handelt. Bei inversen Problemen sucht man nach den Ursachen für beobachtete, gemessene oder beabsichtigte Wirkungen beziehungsweise Lösungen. Dies ist genau der Gegensatz zu sogenannten direkten Problemen, wo man an einem festgelegten System durch Grundgleichungen und gegebene Parameter aus den Ursachen die daraus folgende Wirkung untersucht.
Gesucht ist in diesem Fall die ideale Form einer Ringnetzbarriere für das Lastabtragungsverhalten, d.h. die Barriere steht im Gleichgewicht für die vorgegebene Ausgangsbelastung und Vorspannung der Seile. In anderen Worten, wie müssen die einzelnen Komponenten wie Seile und Anker angeordnet und vorgespannt sein, so dass während und nach dem Auffüllvorgang eine gleichmässige Lastverteilung im Tragwerk auftritt.
Im Rahmen dieser Arbeit werden hauptsächlich Barrieren in einer Ebene betrachtet. Die Anfangsvorspannung der Seile und des Ringnetzes wurden dabei variiert, um nach der Verfüllung eine kontrollierte Endverformung des Bauches zu erreichen. Ein Tragsystem, dass unbelastet bereits eine räumliche Ausgangskonfiguration aufweist, wird im Rahmen dieser Arbeit nicht betrachtet.
Zu Beginn wird in einem stark vereinfachten zweidimensionalen Modell eine Netzmembran, im Querschnitt als Seilstrang dargestellt, unter variabler Seilvorspannung in CARAT (siehe Abschnitt 7.3.2) modelliert. Das Modell und die Ergebnisse für eine variable Seilvorspannung sind in Abb. 7.15 aufgezeigt. Es zeigt bereits, wie sich unterschiedliche Vorspannungswerte auf die Maximalverformung f der Barriere auswirken.

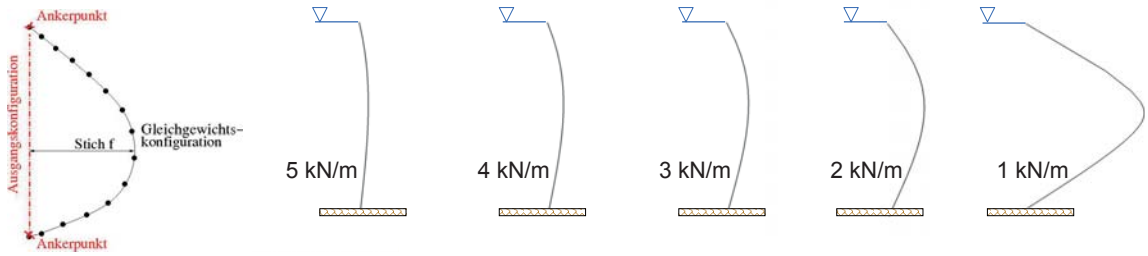


Abbildung 7.15: 2-D Modell des Ringnetzes und die Maximalverformungen f bei Reduktion der Seilvorspannung schrittweise von 5 kN/m auf 1 kN/m

Der Formfindungsanalyse folgt die Zuschnittsberechnung. Darunter versteht man die Ermittlung der Geometrie des zugeordneten unbelasteten Ausgangtragwerkes, d.h. die Bauvorschrift für die ebene, unverfüllte Barriere.

7.3.2 Software CARAT

Früher war die experimentelle Herangehensweise an das Formfindungsproblem lange Zeit die einzige Möglichkeit, die komplexe Fragestellung der Formfindung zu lösen. Mit grossem zeitlichen Aufwand wurde ein physikalisches Modell in Kleinformat der Membranstrukturen hergestellt, um Informationen über den Zuschnitt und die Endform von Membrantragwerken zu erhalten. Inzwischen hat sich die numerische Formfindung durch die Entwicklung verschiedener Methoden zur Überwindung der in Verbindung mit inversen Proble-

men auftretenden numerischen Schwierigkeiten etabliert. Das Finite-Element-Programm CARAT wurde am Institut für Baustatik und Baudynamik der Universität Stuttgart entwickelt [10]. Der Name CARAT bedeutet "Computer Aided Research Analysis Tool". Die wesentlichen Grundlagen zur Formfindung und anschliessenden Strukturanalyse wurden an der TU München implementiert [104].

7.3.3 Grundgleichungen der Formfindung

Zur Durchführung einer kompletten Analyse einer Membranstruktur, bestehend aus numerischer Formfindung und Simulation unter einwirkender Belastung, muss zuvor eine zusätzliche Konfiguration zur Ausgangs- und Momentankonfiguration eingeführt werden. Die entsprechenden Konfigurationen sind in Abb. 7.16 dargestellt [104].

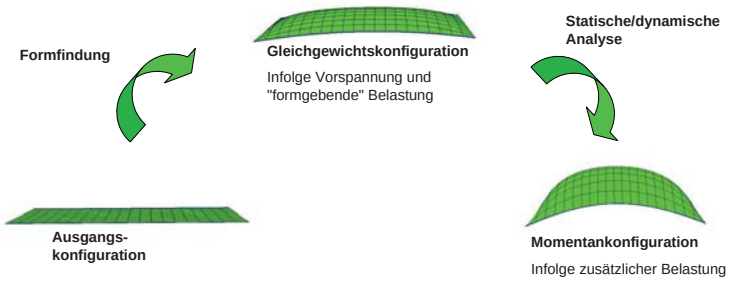


Abbildung 7.16: Deformation einer Membran - Konfigurationen für Formfindung und Strukturanalyse und der Weg der Berechnungen mit CARAT

Zu Beginn der Berechnungen liegt die meist ebene, spannungsfreie Ausgangskonfiguration vor, die nach der nichtlinearen Formfindungsberechnung in die Gleichgewichtskonfiguration übergeht. Dieser Zustand beschreibt diejenige Form der Struktur, für die Vorspannungen und "formgebende Belastung" im Gleichgewicht sind. Formfindung ist eine Gleichgewichtsbetrachtung ohne dass dabei das Material eine Rolle spielt. Nach der Formfindung wird die Struktur materialisiert, um einerseits den Zuschnitt der Ausgangskonfiguration oder andererseits die Deformation der Momentankonfiguration infolge einer weiteren Belastung zu ermitteln (Strukturanalyse).
Mechanisch gesehen kann das numerische Vorgehen bei der Formfindung am besten anhand des Prinzips der virtuellen Arbeit erklärt werden [105]. Man betrachte eine Membran im statischen Gleichgewicht. Die Grundgleichung des Prinzips der virtuellen Arbeit lautet dann

$$\delta w = t \int_a \sigma : \frac{\partial(\delta u)}{\partial x} da = t \int_a \sigma : \partial(\delta u_{,x}) da = 0. \tag{7.5}$$

σ ist der *Cauchy-Spannungstensor* und $\delta u_{,x}$ ist die Ableitung der virtuellen Verschiebungen bezüglich der Momentankonfiguration. Die Dicke der Membran t wird als sehr dünn und während der Verformung als konstant angenommen.

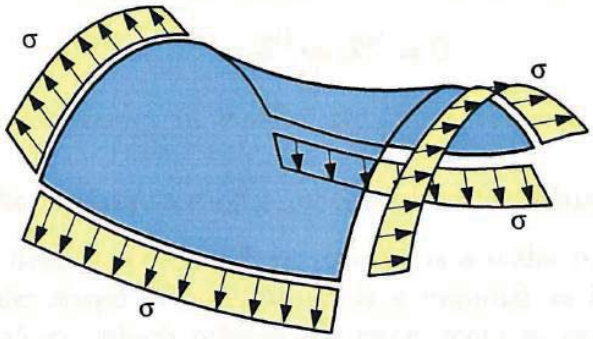


Abbildung 7.17: Tangentialer Spannungszustand einer Membran [105]

Nach einigen Umformungen kann die virtuelle Verschiebung ausgedrückt werden durch den *Deformationsgradienten* F.

$$\delta u_{,x} = \frac{\partial(\delta u)}{\partial x} = \frac{\partial(\delta x)}{\partial X} \cdot \frac{\partial X}{\partial x} = \delta \left(\frac{\partial x}{\partial X} \right) \cdot F^{-1} = \delta F \cdot F^{-1} \tag{7.6}$$

Wird Gleichung 7.6 jetzt in Gleichung 7.5 eingesetzt und über die Ausgangsfläche A integriert, ergibt sich folgende Gleichung:

$$\delta w = t \int_A \sigma : (\delta F \cdot F^{-1}) detF dA = t \int_A detF(\sigma \cdot F^{-T}) : \delta F dA = 0 \tag{7.7}$$

Letztendlich wird noch der *2. Piola Kirchhoff Spannungstensor* $S = detFF^{-1} \cdot \sigma \cdot F^{-T}$ eingeführt. Der Cauchy Spannungstensor bezieht sich auf die Momentankonfiguration während der 2. Piola Kirchhoff Spannungstensor sich auf die Referenz- bzw. Ausgangskonfiguration bezieht. σ und S sind identisch, wenn Momentan- und Ausgangskonfiguration gleich sind, was in der Gleichgewichtskonfiguration und somit der Lösung der Formfindung der Fall ist.
Tiefer wird im Rahmen dieser Arbeit nicht in die Theorie der Formfindung eingegangen. Für eine ausführlichere Darstellung der Herleitung des Prinzips der virtuellen Verschiebungen und die numerische Umsetzung für die Finite-Element-Berechnung der Formfindungsanalyse siehe [104].

7.3.4 Allgemeine Modellierungsdetails

Es werden zwei Modellierungsarten für das Ringnetz in CARAT untersucht. Die eine besteht darin, das Ringnetz als eine Membran abzubilden, welche die Eigenschaften des Ringnetzes möglichst gut nachbilden kann. Hierfür passt die Materialeigenschaft der Membranelemente gut, nur Zugspannungen übertragen zu können (siehe Abb. 7.18 links). Jedoch kann bei einem isotropen Materialgesetz der Membranelemente der Schubmodul nicht getrennt vom E-Modul und Querdehnzahl beeinflusst werden [104]. Dies führt zu

einem widersprüchlichen Materialverhalten zwischen dem Modell und dem Ringnetz, da das Ringnetz selbst keine Schubkraft aufnehmen kann.

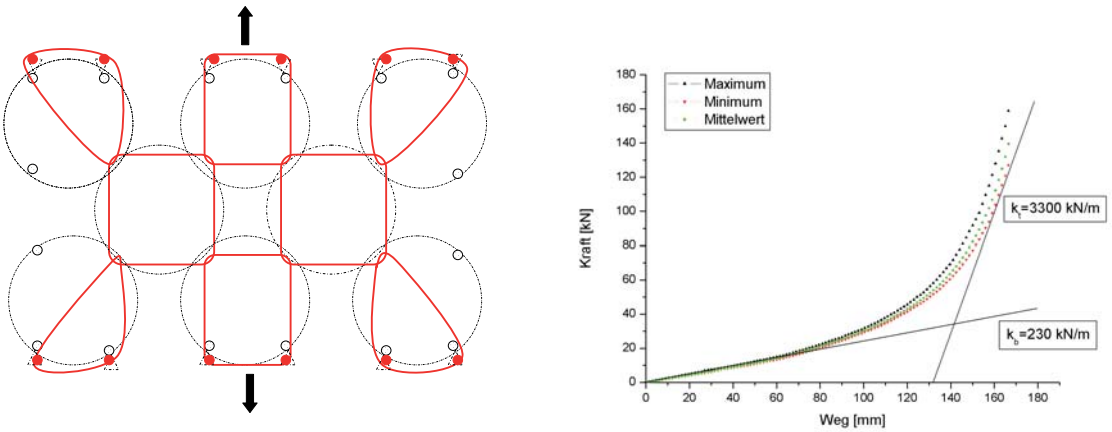


Abbildung 7.18: Gezogene 8-er Ringanordnung von Rocco 19/3/300 (rot) und die ermittelte Biege- und Zugsteifigkeit k_b und k_t dazu [45]

Modellierungstechnisch kann das Problem der Schubsteifigkeit umgangen werden, indem ein orthotropes Materialgesetz gewählt wird. Bei diesem Materialverhalten kann der Schubmodul getrennt minimiert werden. Da das Ringnetz in unterschiedliche Richtungen gleiche Materialeigenschaften aufweist, werden jeweils die Faserrichtungen mit gleichen Materialkennwerten belegt.
Eine besondere Eigenschaft von Membranen ist, dass sie nur auf Zug abtragen können. Sobald Druck entsteht, versuchen sie, diesem senkrecht zu ihrer Ebene auszuweichen. Es entsteht die sog. Faltenbildung, die bei der Simulation zu numerische Instabilitäten führt. Faltenbildung kann strukturmechanisch als ein lokales Stabilitätsproblem aufgefasst werden. Es gibt zwei verschiedene Herangehensweisen an diese Problematik.
Die erste und einfachere, jedoch aus praktischer Sicht kaum sinnvolle, Möglichkeit ist, die Diskretisierung zu verändern. Gröbere Diskretisierungen rechnen über die Faltenbildungsproblematik hinweg und "glätten" diese sozusagen. Der grosse Nachteil an dieser Herangehensweise ist, dass die Rechengenauigkeit mit gröberer Diskretisierung rapide abnimmt und sich dadurch diese Methode als wenig sinnvoll erweist.
Besser ist, man modelliert die Struktur mit speziellen Membranelementen, die sog. Faltenmodelle implementiert haben und dadurch gefaltete Bereiche auch mit normaler Diskretisierungsfeinheit auflösen und berechnen können. Bei dieser Vorgehensweise muss nicht eine grobe bzw. sehr feine Diskretisierung vorliegen, die zu Ungenauigkeiten oder sehr aufwendigen Rechenzeiten führt, und zudem ist das Konvergenzverhalten stabil [104].

Alternativ zu einem orthotropen Flächenmembran kann das Ringnetz als Seilnetz nachgebildet werden. Hierbei erfolgt die Abbildung des Ringnetzes mit "Stabelementen", die als Seilnetz ineinandergreifen. Ein Einzelring wird durch 4 "Stabelemente" diskretisiert. Die Knotenpunkte der einzelnen Elemente stellen dann den Überlappungsbereich der Ringe dar. Der grösste, hierbei auftretende Modellierungsfehler kann dadurch entstehen, dass die Berührungspunkte der einzelnen Ringe in den Knoten starr abgebildet werden, diese aber in Realität frei rutschen können [103]. Zudem bedeutet diese Methode im Vergleich zur Modellierung mit Membranelementen einen Mehraufwand in der Modellgenerierung

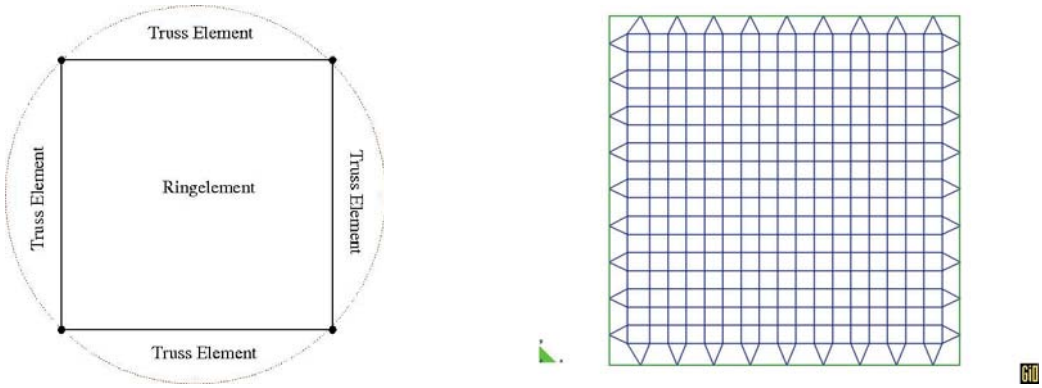


Abbildung 7.19: Modell eines Einzelrings mit Stabelementen und generiertes Seilnetz mit Truss Elementen

durch die grosse Anzahl an Elementen mit komplexer Element-Knoten-Zuordnung.

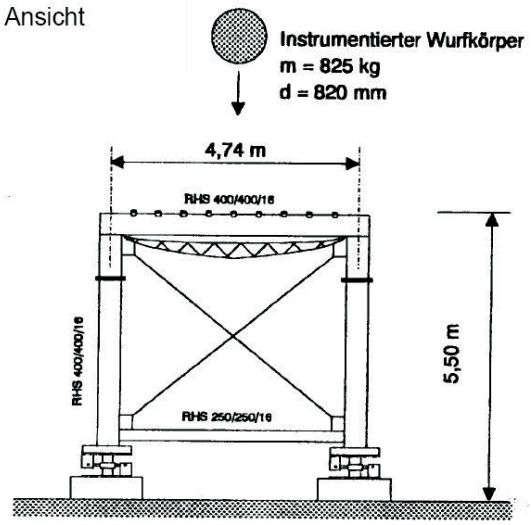


Abbildung 7.20: Zur Kalibrierung verwendeter Versuchsstand

Beide Modellierungsansätze werden mit Hilfe der Versuchsdaten des sogenannten KTI-Rahmens (siehe Abb. 7.20) kalibriert. Bei den Rahmenversuchen wurde eine 820 kg schwere Versuchskugel in das im Rahmen eingeschäkelte Ringnetz gelegt und der statische Durchhang gemessen. Auf diese Verformungswerte wurde dann das Modell der Membranelemente und das Modell des Seilnetzes geeicht. Bei den Membranelementen entstand bei der vierseitigen Lagerung, die sich aus der Versuchsanordnung im Rahmen ergibt, die Problematik der Faltenbildung in den Eckbereichen. Diese wurde durch den zentralen Belastungspunkt der nachmodellierten Kugel noch verstärkt, wobei die Belastung aus der Kugel schon über die halbe Kugelfläche verteilt angenommen wurde. Mit orthotropen Membranelementen gelang es, die Faltenbildung bei dem Modell zu überwinden. Bei der gleichmässigen Flächenbelastung des einströmenden Murgangs in späteren Simulationen trat dieses Problem jedoch sogar auch bei isotropen Membranelementen nicht mehr auf.

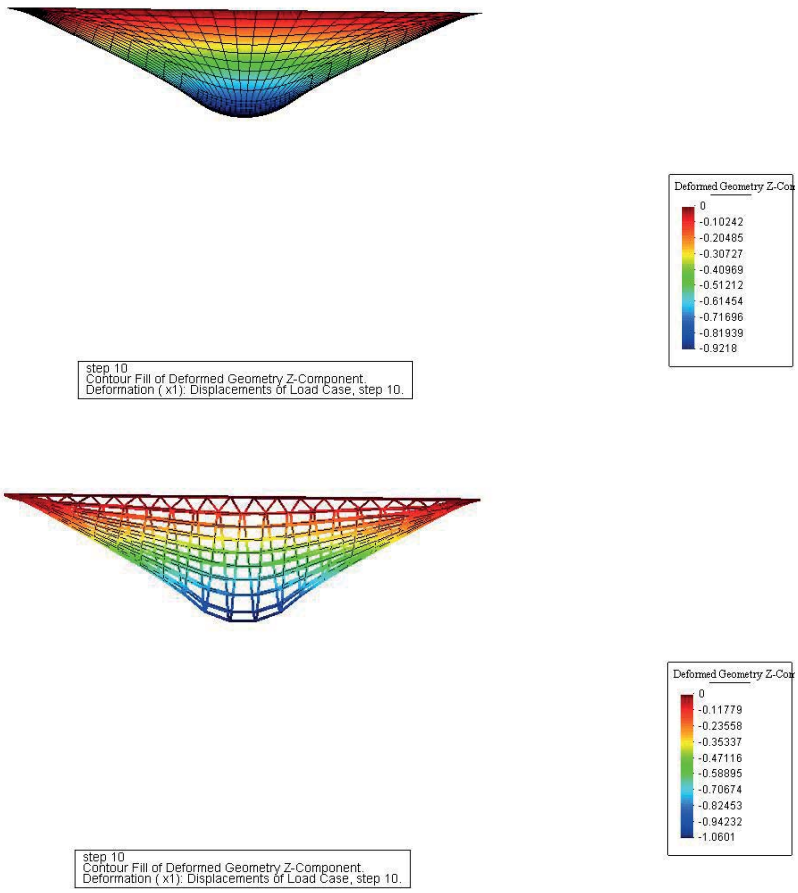


Abbildung 7.21: Vergleich Verformungen Membran und Seilnetzmodell des eingespannten Ringnetzes im Versuchsstand

7.3.5 Modell der Ringnetzbarriere mit Membranelementen

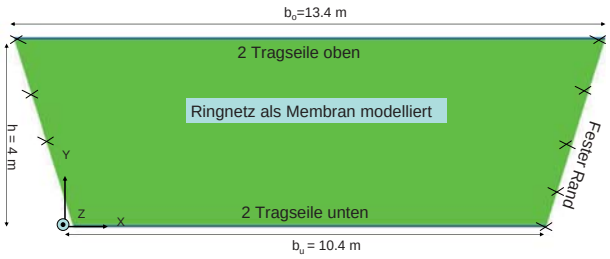


Abbildung 7.22: Ebenes Modell der Ausgangskonfiguration mit zwei Tragseilen oben und unten und das modellierte Ringnetz als Membran

Es wird hier die Modellbildung des Ringnetzes mit orthotropen Membranelementen aufgezeigt. Der E-Modul wird in beide orthotropen Faserrichtungen zu 3300 kN/m (siehe Abb. 7.18) gesetzt und die Faserrichtungen werden senkrecht zueinander gewählt. Der Schubmodul wurde minimal klein gewählt, so dass keine Schubkräfte vom Ringnetz übertragen werden können. Da ein ingenieurmässiges Überschlagsmodell zur Abschätzung der

sich einstellenden Gleichgewichtsform bei einer Murgangfüllung gesucht ist, werden folgende Vereinfachungen getroffen. Der obere und untere Rand der Membran wird durch die oberen und unteren Tragseile begrenzt. Der Rand der Barriere zur Böschung wird fest gelagert (siehe Abb. 7.22). Das Eigengewicht wird als nicht massgebende Belastung bei kleineren Stichen im Vergleich zur quasi-statischen Murgangbelastung vernachlässigt. Die Fliessrichtung entspricht der z-Achse des Modells und somit der massgebenden Belastungsrichtung. Es wurde folgende Berechnungen durchgeführt:

- **Formfindungsanalyse** Es wird diejenige Anfangsvorspannung im Ringnetz und in den Tragseilen gesucht, die einen Maximalstich $f = 1\ m$ bei der Formfindungsanalyse erzeugt. Als Belastung wird bei der Formfindungsanalyse der volle Murdruck von 20 kN/m^2 (Mittelwert Ereignis 18. Mai 2006) gleichmässig verteilt auf die Membranfläche angesetzt. Es wird im ersten Berechnungsbeispiel die eher realistische anisotrope Spannungsverteilung untersucht, wohingegen im zweiten Berechnungsbeispiel noch die isotrope Spannungsverteilung zur Untersuchung einer gleichmässigen Auslastung der Membran gewählt wird.
- **Zuschnittsberechung** Es wird im Abschnitt 7.3.6 mit Überschlagsrechnungen die Einbaulängen der Tragseile und die Zuschnittsgrösse des Ringnetzes für die angestrebte Idealform abgeschätzt.

Beispiel 1: Anisotrope Vorspannung

Die Anfangsvorspannung der Membran wird anhand einer Abschätzung der wirksamen Spannungen im Ringnetz im Belastungsfall mit 140 kN/m angenähert. Diese Wert ist aber in y-Richtung (vertikal) für realistische Formen zu gross, denn die Membran zieht dadurch die oberen und unteren Tragseile zu sehr zusammen und es geht zu viel Höhe ($h'_b << h_b$) der Barriere verloren. Folglich wird eine anisotrope Vorspannung gewählt, die nur in die x-Richtung 140 kN/m Vorspannung aufweist und die vertikale Richtung (y-Richtung) 20 kN/m. Die Seile werden mit 50 kN vorgespannt.

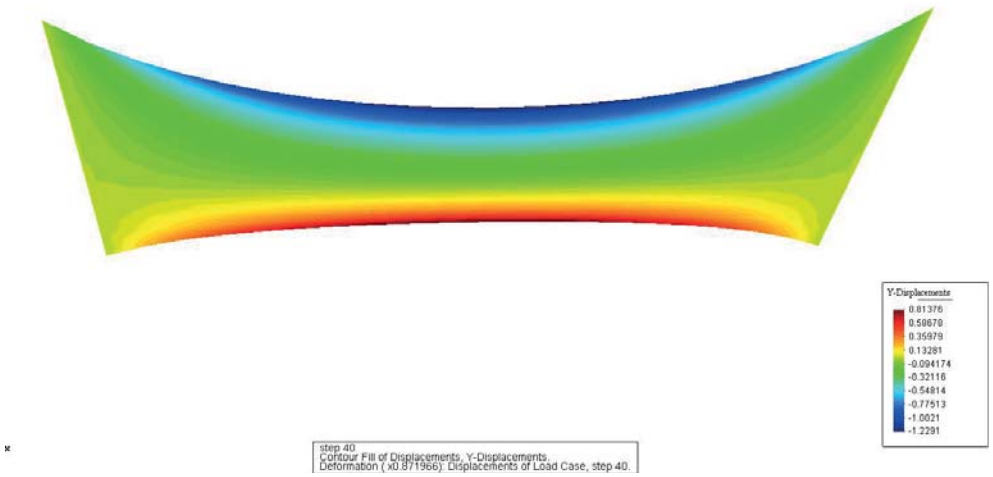


Abbildung 7.23: Vertikale Verformungen der Gleichgewichtskonfiguration der Barriere (anisotrop vorgespannt) modelliert für einen gewünschten Maximalstich f von 1 m

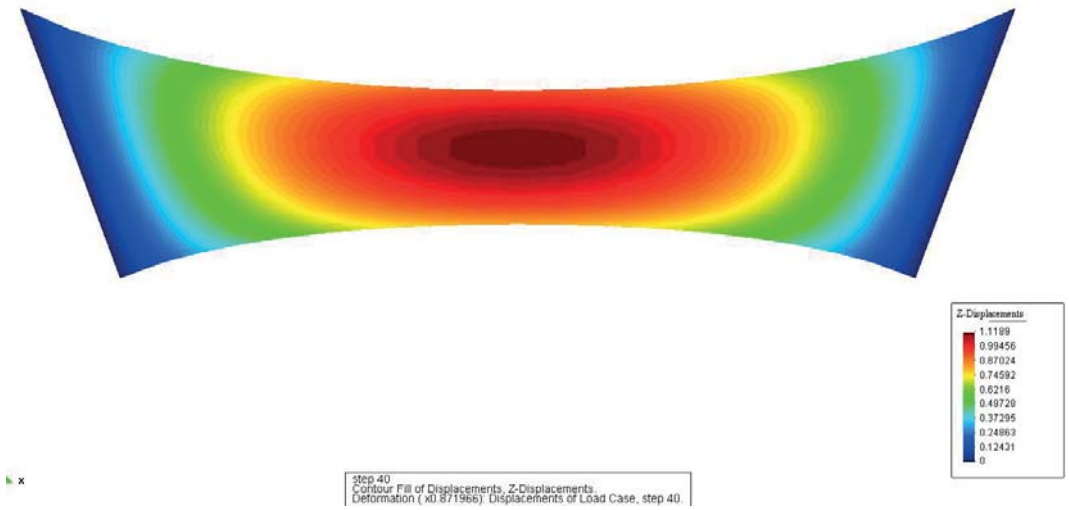


Abbildung 7.24: Horizontale Verformungen der Gleichgewichtskonfiguration der Barriere (anisotrop vorgespannt) modelliert für einen gewünschten Maximalstich f von 1 m

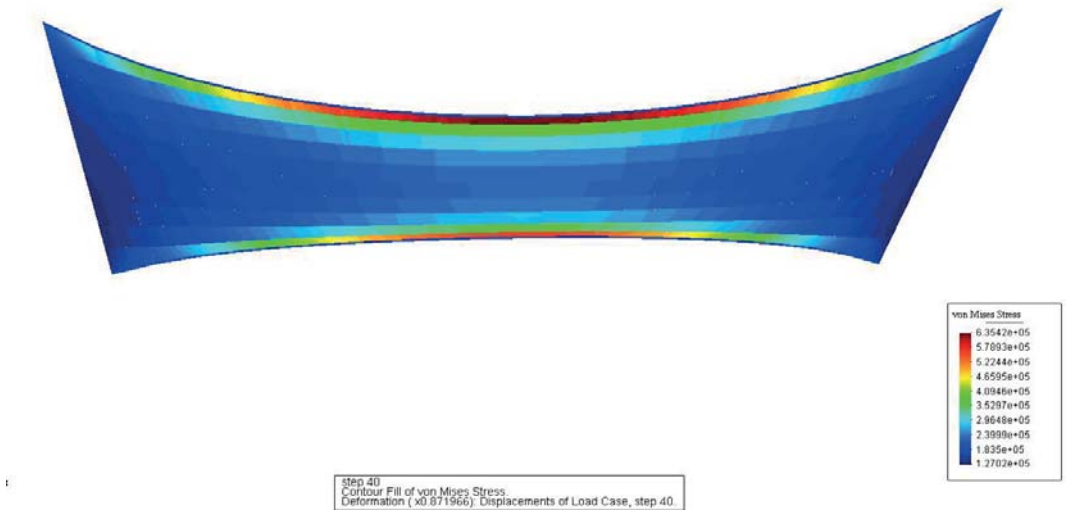


Abbildung 7.25: Ringnetzspannungen in der Gleichgewichtskonfiguration der Ringnetzbarriere für einen Maximalstich f von 1 m bei einer anisotropen Vorspannung der Membran

Die Verformungsgrössen der "Idealform" in vertikaler und horizontaler Richtung sind in Abb. 7.23 und 7.24 dargestellt. Es zeigt sich eine realisierbare Formgebung (Gleichgewichtskonfiguration) für die Ringnetzbarriere mit einer angestrebten Sollverformung von $f = 1\ m$.
Die Von-Mises-Spannungen sind für die Auslastung des Ringnetzes relevant (siehe Abb. 7.25). Sie entsprechen dem geforderten Vorspannungswert (Zielbedingung der Formfindungsanalyse); Spannungsspitzen treten nur entlang der Tragseile auf. Diese können durch die feste Lagerbedingung der Membran an den Tragseilen erklärt werden, welche ein Rutschen der Membran an den Tragseilen unterdrückt.
Da bei flächigen Tragwerken meist eine gleichmässige Spannungsverteilung angestrebt wird, soll im weiteren Berechnungsbeispiel ein isotroper Vorspannungszustand untersucht werden.

Beispiel 2: Isotrope Vorspannung

Es wird im Folgenden bei der Barriere die Membran isotrop mit 40 kN/m und die Tragseile mit 100 kN vorgespannt. Die isotrope Vorspannung wird dementsprechend verringert, um die Membranfläche nicht zu stark durch die weniger dominante Lastabtragungsrichtung zu verkleinern ($h_b' << h_b$). Deshalb wird zusätzlich noch die Vorspannung in den Tragseilen erhöht.

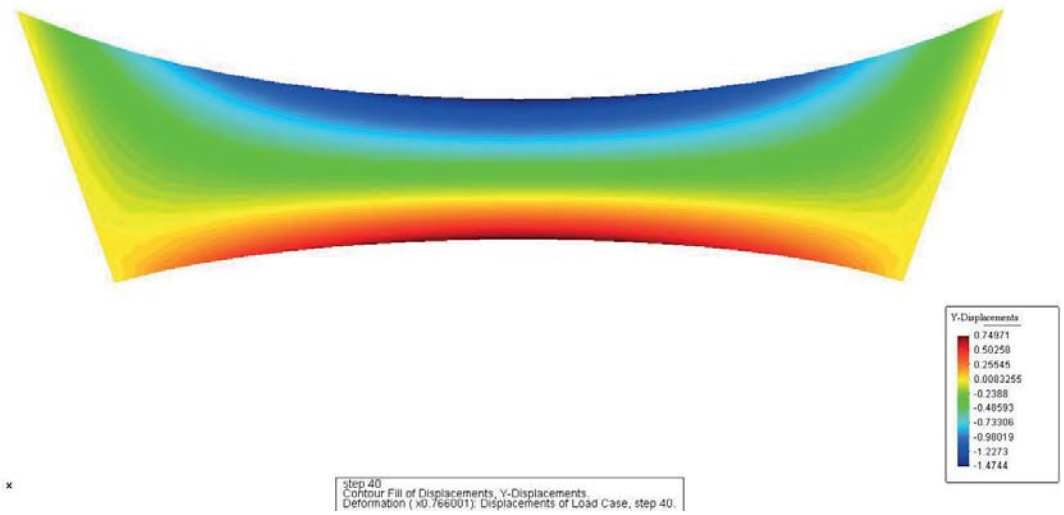


Abbildung 7.26: Vertikale Verformungen der Gleichgewichtskonfiguration der Barriere modelliert für einen gewünschten Maximalstich f von 1 m (isotrop vorgespannt)

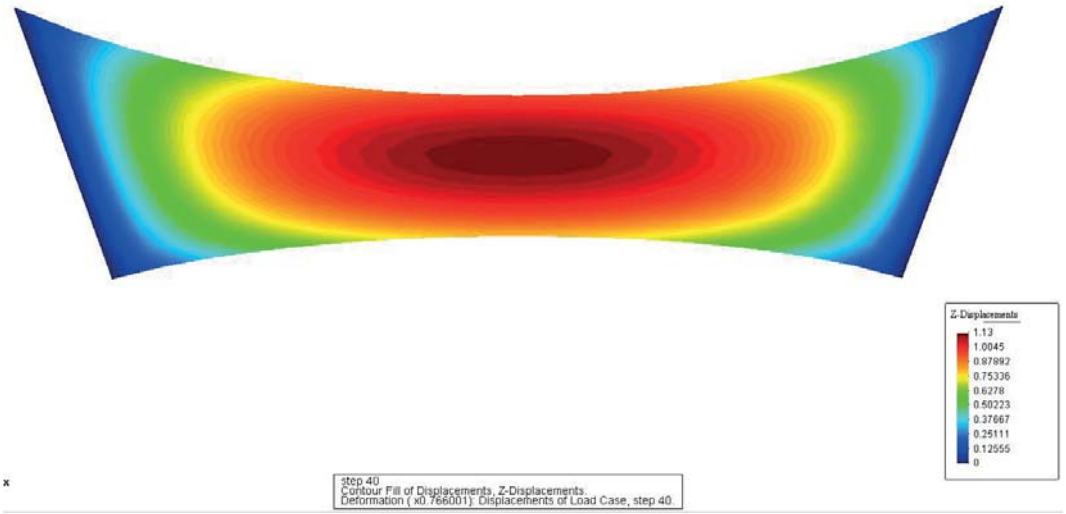


Abbildung 7.27: Horizontale Verformungen der Gleichgewichtskonfiguration der Barriere modelliert für einen gewünschten Maximalstich f von 1 m (isotrop vorgespannt)

Es zeigt sich auch hier eine realistische Gleichgewichtsfigur der Formfindungsberechnung. Die festgelegte Sollverformung $f = 1\ m$ wird erreicht. Die vertikalen Verformungen liegen mit 1.4 m in den oberen Tragseilen (Mitte der Barriere) auch im akzeptablen Bereich. Bezüglich der angestrebten Ringnetzspannung von 40 kN/m^2 kann in Abb. 7.28

gezeigt werden, dass diese Grössenordnung im Randbereich der Barriere erreicht wird. Im mittleren Bereich treten grössere Von-Mises-Spannungen durch die direkte vertikale Lastabtragungsrichtung zu den Tragseilen auf.

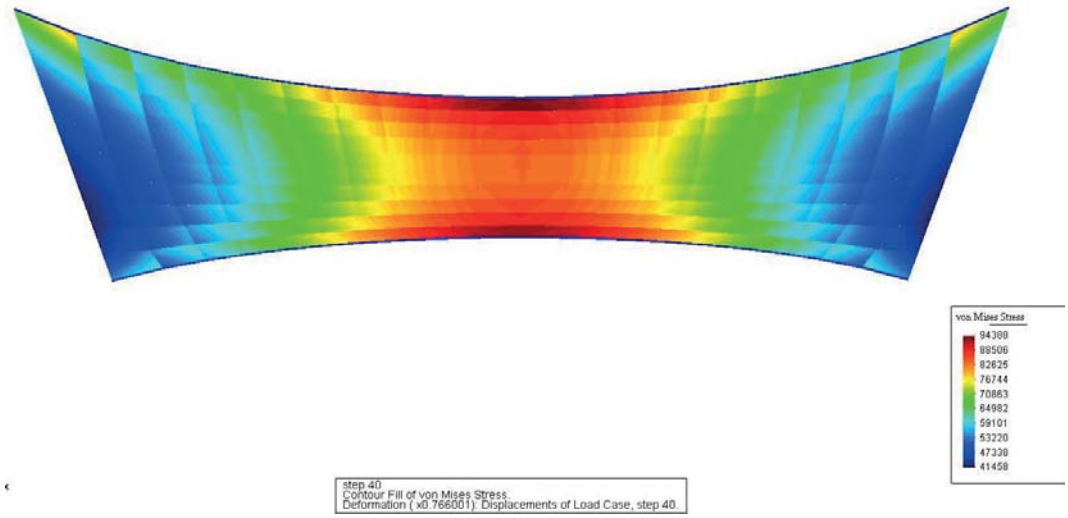


Abbildung 7.28: Ringnetzspannungen in der Gleichgewichtskonfiguration der Ringnetzbarriere für einen Maximalstich f von 1 m (isotrop vorgespannt)

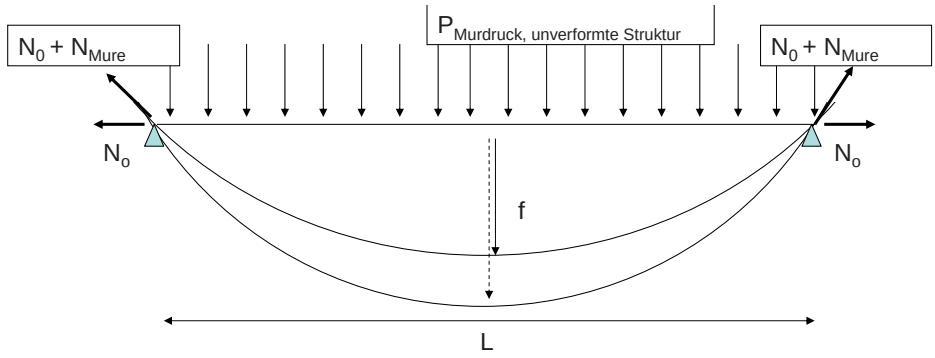
Zusammengefasst haben beide Berechnungen ihre Gleichgewichtsform erreicht und bilden damit ein Modell für eine näherungsweise Ermittlung der "idealen Form" einer Ringnetzbarriere für einen gewünschten Maximalstich von 1 m. In das Modell flossen bisher keinerlei Materialgesetze mit ein und somit konnten die ganzen nichtlinearen Prozesse, die beim Einschlag eines Murgangs entstehen (Plastifizierung Ringnetz, Verformung der Bremsen, Recken der Tragseile, Rutschen der Ringe etc.) vernachlässigt werden.
Es kann somit schnell eine Gleichgewichtsform für einen bestimmten Auslastungsgrad gefunden werden, die bestimmte geometrische Bedingungen (hier die Maximalverformung in Fliessrichtung f) erfüllt.

7.3.6 Bauliche Durchbildung

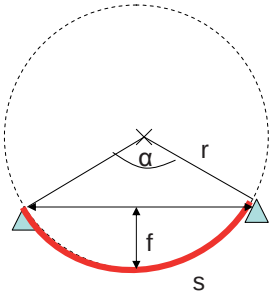
Wichtig ist jetzt, den Rückschluss auf den erforderlichen Einbauzustand der Tragseile und des Ringnetzes zu schliessen und letztendlich die bauliche Durchbildung des Tragwerks festzulegen.

Tragseile und Bremsen

Die Tragseile begrenzen die Barriere jeweils oben und unten. Die seitlichen Tragseile (im Modell fest gelagert) und das Flügelseil werden bei dieser Betrachtung vernachlässt. Durch die horizontalen Tragseile und die darin implementierten Bremselemente entsteht die grösste Weggebung im Tragsystem. Die Einbaulängen der oberen Tragseile liegen bei der Barriere 2006 im Illgraben (Vereinfachtes Modell in CARAT) bei ungefähr 13.4 m, die



Seilverformung ergibt sich aus Kesselformel kreisförmig:



Berechnung von r:

$$f(2r-f)=\left(\frac{L}{2}\right)^2$$

Berechnung von α:

$$\tan\frac{\alpha}{2}=\frac{L/2}{r-f}$$

Berechnung von s:

$$s=\alpha r$$

Abbildung 7.29: Seilverformungen in Fliessrichtung für eine gleichmässig verteilte Murgangbelastung und die Herleitung der Seillänge nach dem Füllprozess s

der unteren bei 10.4 m. Es werden für verschiedene Maximalauslenkungen f der Tragseile in Fliessrichtung die jeweils erforderlichen Seillängen als Kreissegment berechnet. Die vertikale Verformung auf Grund des wirksamen Eigengewichts wird bei dieser Betrachtung vernachlässigt. Zudem wird die Vereinfachung getroffen, dass die Murdruckbelastung ideal gleichmässig verteilt auf die Tragseile einwirkt und sich dadurch die Verformungsfiguren als Kreissegmente mit dem Radius r nachbilden lassen. Es gelten somit die geometrischen Beziehungen nach Abb. 7.29. Durch den gleichmässigen Druck auf die Tragseile entsteht nämlich ein Tragzustand, der durch die Kesselformel beschrieben wird:

$$N_{Mure} + N_0 = P_{Murdruck} \cdot r \tag{7.8}$$

mit r als beschreibender Radius des Seils im Gleichgewicht (siehe Abb. 7.29). N_0 ist die Vorspannung des Tragseils. Betrachtet man die verschiedenen gewünschten Endverformungen f der Tragseile (z.B. $f = 1, 2, 3\ m$), ergeben sich folgende einzubauende Seillängen nach Tab. 7.6. Die Verformung des Netzes wäre dementsprechend zur maximalen Verformung der Tragseile noch zu addieren. Aus den erforderlichen Seillängen kann in einem weiteren Schritt auf die erforderliche Anzahl an Bremselementen geschlossen werden. Es werden alle anderen Längenänderungen aus Abschnitt 6.2.2 (Anfangsdurchhang, elastischer Dehnung und Temperatureinfluss) gegenüber der Verformung der Bremselementen l_{br} als vernachlässigbar klein angenommen.

Anhand der Längen l_{br} kann nun die erforderliche Anzahl der Bremselemente festgelegt werden (siehe Abschnitt 3.2.2.3). Nimmt man bei einer GN-9017 einen maximalen Wert von ungefähr 1 m Verformungsweg an, ergibt sich bei beidseitigem Einbau der Bremsen jeweils eine Bremse pro Tagseil bei einer gewünschten maximalen Verformung von 3 m.

Tabelle 7.6: Endlängen der Tragseile und erforderliche Bremsenlängen l_{br} bei einer beidseitigen Bremsenanordnung

	untere Tragseile $L = 10.4\ m$			**obere Tragseile** $L = 13.4\ m$		
Stich $f[m]$	1	2	3	1	2	3
Radius r $[m]$	13.5	7.7	6.0	22.4	10.2	8.9
Verformte Länge s $[m]$	10.6	11.4	12.5	13.6	14.0	15.1
erforderliche Bremsenlänge l_{br} $[m]$	0.2	1	2.1	0.2	0.6	1.7

Zudem zeigt sich in Tab. 7.6 die Abnahme der beschreibenden Radien der Seilkrümmungen mit der Zunahme der Maximalverformungen f. D.h. bei der Annahme, die Seile wären ideal gleichförmig durch den Murdruck belastet, ergeben sich über die Kesselformel geringere Belastung auf die Tragseile für immer grösser werdende Maximalverformungen f. Dies unterstreicht den Vorteil eines flexiblen Tragsystems, welcher auch im Abschnitt 6.4.1 auf eine andere Weise erläutert wird.

Zuschnitt des Ringnetzes

Um die erforderliche Ringanzahl und Grösse des Ringnetzes im Einbauzustand festlegen zu können, muss zuerst die Verformung der Ringe vom runden (elastischen) in den eckigen (plastischen) Zustand nach Abb. 7.30 berücksichtigt werden. Die plastische Dehnung der Ringe selbst wird dabei vernachlässigt, wodurch sich die Kantenlänge des quadratisch verformten Rings a aus dem Umfang des Rings berechnen lässt zu $a = 2 \cdot \pi \cdot r/4 = 2 \cdot \pi \cdot 0.15/4 = 0.23\ m$ bei einem Ringdurchmesser von $d = 30\ cm$ (siehe Abb. 7.30). Der Abstand der Hauptringreihen wird anhand der veformten Geometrie in Abb. 7.30 zu $a/2$ geschätzt.
Massgebend für die Anzahl der erforderlichen horizontalen Ringreihen ist der maximale Bauch in Ringnetzmitte nach Abb. 7.27. In Realität befindet sich der Maximalstich des Ringnetzes durch das mitwirkende Eigengewicht und durch die über die Höhe variierende Murdruckverteilung (meist Trapez-förmig) eher in der unteren Hälfte der Barriere, doch bleibt die erforderliche Ringanzahl für die bauliche Durchbildung die gleiche.

Das vereinfachte Modell in CARAT ergab nach Abb. 7.27 für die Gleichgewichtsform eine um 30 cm grössere Maximalverformung f im Ringnetz als in den Tragseilen bei einer Gesamtverformung von ungefähr 1.1 m. Dies ergibt für einen Radius von $r = 16.6\ m$ eine Netzlänge $s_{Netz,h}$ von 12.2 m, wenn man das verformte Ringnetz in eine Ebene projiziert. Dadurch ergibt sich die erforderliche Anzahl an Hauptringreihen mit einem Abstand zweier Hauptreihen von $\approx a/2$ nach Abb. 7.30 zu $N = 12.2/(0.23 + 0.23/2) = 36$ Hauptringreihen.

Vergleicht man die einzubauende Hauptringanzahl mit der Anzahl der Hauptringreihen die nach Hersteller pro Laufmeter Netzfläche empfohlen werden [39], so ergibt sich bei ei-

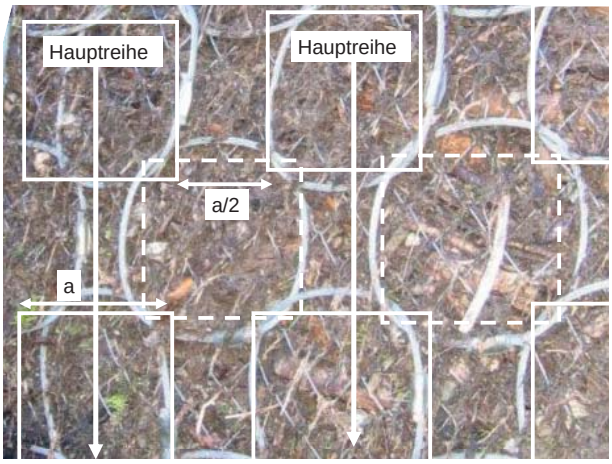


Abbildung 7.30: Verformtes Ringnetz und die Annäherung des Rings als Quadrat mit der Seitenlänge a

ner Empfehlung von 2.8 Ringe pro Laufmeter bei einer mittleren Spannweite der Barriere von 11.9 m eine Hauptringanzahl von 33 Ringen. Somit sind im mittleren Netzbereich 3 zusätzliche Ringreihen erforderlich.
Gleiche Berechnung wird für die vertikalen Ringe durchgeführt. Es wird hierbei die Netzsenkung von $h_b = 4$ auf $h_b' = 4-1.4-0.7 = 1.9\ m$ Resthöhe nach Abb. 7.26 berücksichtigt. Es ergibt sich bei 30 cm Maximalverformung des Ringnetzes in Fliessrichtung eine erforderliche vertikale Netzlänge von $s_{Netz,v} = 2.09\ m$. Diese ist um die Hälfte kleiner als die Einbaulänge des Netzes mit 4 m. Somit ist für die vertikale Länge des Netzes auf Grund der Setzung der Barriere nur die konstruktive Anzahl an Ringen aus [39] massgebend, welche bei 4 m Höhe für einen Ringdurchmesser $d = 30\ cm$ zu 21 Stück (Haupt und Nebenringe) angegeben wird.
Da bei der vertikalen Verformung zusätzlicher Weg bei den Ringen frei wird, wäre denkbar, dass auch in der horizontalen keine zusätzlichen Hauptreihen eingefügt werden müssen. Die Ringe könnten sich mehr rechteckig mit der grösseren Achse in horizontaler Richtung (x-Richtung) verformen, was auch die Hauptabtragungsrichtung in der horizontalen (x-Richtung) unterstreicht (siehe Abb. 7.32).
Die Schrägen an den Seiten werden durch zusätzliche Zuschnitte oder durch die abgetrennten Ringe im unteren Netzbereich ergänzt (siehe Abb. 7.31).

Konstruktive Details

Es gibt durchaus weitere wichtige Punkte bei der Formfindung der Barrieren, ausser der Maximalverformung bzw. der Ringnetzformgebung, zu berücksichtigen. Die Endform der Barriere beeinflusst z.B. sehr das Verhalten der Barriere bezüglich der Dauerhaftigkeit. Wird der verformte Bauch der Barriere permanent von Wasser mit Sediment überflossen, so wird auf die Dauer das Netz durch die Abrasion der feinen Partikel angegriffen und ein nicht rostfreier Stahl neigt zur Korrosion (siehe Abb. 7.33 links). Deshalb sollte man sich bei der Formfindung auch Gedanken machen, wie die Form günstig gewählt werden kann, so dass solche Korrosionseffekte vermieden werden können.
Dies geschah bereits bei der Planung der Geometrie der Barriere 2007 (siehe Abschnitt

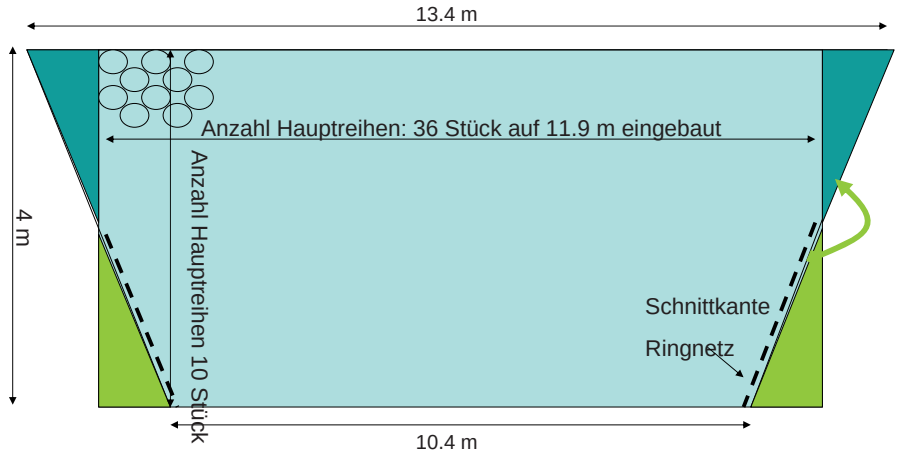


Abbildung 7.31: Erforderliche Ringreihen und Zuschnitte aus Formfindungsberechnung



Abbildung 7.32: Rechteckig verformtes Ringnetz mit grösserer Verformung der Ringe in horizontaler Richtung, welche die horizontale Lastabtragungsrichtung der Membran unterstreicht

4.3.3). Vor dem Aufbau der Sperre wurde mittels FARO-Simulationen ein System gewählt, bei dem die Flügelseilanker und die oberen Tragseilanker jeweils um einen Meter nach vorne gesetzt wurden. Diese Wahl der Randbedingungen hat zur Folge, dass bei einer Füllung der Barriere der obere Teil mit samt dem Abrasionsschutz in Fliessrichtung nach vorne kommt und dadurch eine ideale Überfallkrone erzeugt wird. Das überströmende Wasser läuft dadurch nicht über das Ringnetz ab, sondern bildet einen freien Überfall aus (siehe Abb. 7.33 rechts). Der gleiche Effekt, nur weniger stark ausgeprägt, kann über zusätzliche Bremsen in den oberen Tragseilen und dem Flügelseil erreicht werden. Eine Schrägstellung der Stützen bei UX-Systemen und einem zusätzlichen Bremsenweg im Rückhalteseil kann ebenfalls dasselbe bewirken.

Des Weiteren spielen bei der Formfindung auch geometrische bzw. topographische Randbedingungen eine Rolle. Wird z. B. eine Ringnetzbarriere als Erweiterungsbauwerk an oder auf eine schon bestehende Schwelle geplant, sind bestimmte Randbedingungen explizit vorgegeben. Bei der Erweiterungsplanung mit einem Ringnetz oberhalb bzw. auf die bereits bestehende Sperre, ist es wichtig, die Maximalverformung des Bauches wieder zu berücksichtigen. Dieser sollte, wenn möglich, nach dem Auffüllen am Ende des bestehenden Bauwerks an der Überfallkrone zu liegen kommen. Kragt er zuweit über die



Abbildung 7.33: Negative Formgebung (links) und positive Formgebung (rechts) zur Vermeidung von Korrosionseffekten am Ringnetz



Abbildung 7.34: Geometrisch gebundene Wahl der Randbedingungen bei der Ergänzung durch eine Netzbarriere an ein bereits vorhandenes Bauwerk, Illgraben VS, Schwelle 25

bestehende Schwelle aus, so erfährt diese eine zusätzliche Biegebelastung, auf die sie bei ihrer Planung nicht bemessen wurde.
Ergänzt man eine Betonsperre seitlich, wie bei Schwelle 25 im Illgraben, sind bereits die Randbedingungen der Barriere, wie Ankerposition und Seilführung durch das alte Bauwerk weitgehend vorgegeben. Die schräg angeordnete zweite Sperre, die sich oberhalb der ersten Netzsperre befindet, dient zur Umleitung des Murgangstroms über die eigentliche Betonschwelle (siehe Abb.7.34). Auch in diesem Fall wurde indirekt Formfindung betrieben.

Formgebung unter dem Gesichtspunkt der baulichen Ausführung

Lässt man die beiden anderen Aspekte der Formfindung, Dauerhaftigkeit und geometrische Begebenheiten, aus Abschnitt 7.3.6 mit in die bauliche Durchbildung einfliessen, so bedeutet dies, dass erst die horizontale Verformung der Barriere in Fliessrichtung abgeschätzt bzw. berechnet werden muss, um zu entscheiden, an welchem Standpunkt das Netz installiert werden soll. Dann gilt es, vor Ort die geometrischen Begebenheiten für die Wahl der Anker zu analysieren und gegebenenfalls das Modell nochmals zu überarbeiten, falls die Anker nicht nach dem aufgestellten Modell gebohrt werden können.
Es zeigt sich bei der Kesselformel in Gleichung 7.8, dass grosse maximale Verformungen ein günstigeres Lastabtragungsverhalten für den Murdruck aufweisen. Hier gilt es aber unbedingt noch das Eigengewicht des zurückgehaltenen Murgangmaterials zu berücksichtigen. Kragt das Ringnetz weit über die Linie der Tragseile hinaus, entstehen bei grossen Bäuchen schnell sehr hohe Belastungen aus Eigengewicht. Diese gilt es dementsprechend über die Tragstruktur abzutragen. Gleiche Vorsicht ist bei einem grösseren Bauch im oberen Barrierenteil geboten, der sich aus konstruktiven Gründen zur Verbesserung der Korrosionsproblematik eignet, aber vor allem beim Überströmprozess eine grosse zusätzliche Belastung auf das Gesamtsystem darstellt.
Zudem sollte man sich Gedanken über den Verwendungszweck der Sperre machen. Ist die Barriere als bereitgestellter Murgangrückhalt geplant oder als Schwelle, die dauerhaft verfüllt bleiben soll, um eine Stufenwirkung im Bachbett zu erzeugen. Im letzten Fall, bedarf es unbedingt noch zusätzlicher Massnahmen für die Dauerhaftigkeit. Hierzu ist die Wahl vorgezogener, aus der vertikalen Systemlinie abweichender, oberer Anker zu empfehlen (siehe Abschnitt 4.3.3). Man erzwingt dadurch eine Verformungsfigur, die an den oberen Tragseilen horizontal in Fliessrichtung weiter nach vorne kommt. Dadurch kann ein direkter Kontakt des überströmenden Wassers mit dem Netz weitgehend vermieden und folglich der Korrosion vorgebeugt werden.

Letztendlich besteht die Formfindung in diesem Anwendungsgebiet aus einem ingenieurmässigen Abwägen, welche Verformung es für eine gleichmässige Lastabtragung im System braucht und in wieweit diese Formgebung aus den geometrischen Begebenheiten vor Ort verwirklicht werden kann, um gleichzeitig die konstruktiven Aspekte der Dauerhaftigkeit zu berücksichtigen.

7.4 Interpretation

7.4.1 FARO zur Simulation von Murgangbarrieren

Die Simulationen der Ringnetzbarriere mit dem Finite-Element-Programm FARO zeigen zufriedenstellende Ergebnisse auf der Strukturseite der Verbauung. Die komponentenspezifische Kalibrierung der einzelnen Elemente aus dem Steinschlag erweist sich auch beim Einsatz dieser für die Berechnung von Murgangbarrieren von Vorteil. Durch die Wahl der Modellgenerierung mit Knoteneinzellasten zur Verifizierung des Druckstossmodells konnten Seilbelastungen in den Simulationen mit weniger als 20% Abweichung von den gemessenen Belastungen der Feldbarriere berechnet werden. Die Verformungen der Struktur während des Auffüllprozesses wirken plausibel und decken sich mit den Beobachtungen aus der analysierten Videoaufnahme.
Die statischen Belastungen können durch eine dynamische Berechnung mit Steigerung bis zur Maximallast und anschliessendem konstanten Lastniveau, ebenfalls zufriedenstellend abgebildet werden.

7.4.2 CARAT zur Formfindungsanalyse der Murgangbarrieren

Beim Entwurfsprozess der flexiblen Barrieren ist bereits durch die Wahl der Randbedingungen, wie Ankerpunkte und Vorspannung der Seile und des Ringnetzes, eine realisierbare Formgebung wichtig. Deshalb wurde zusätzlich zur Strukturberechnung mit FARO eine Formfindungsanalyse mit CARAT durchgeführt. Dabei wurde ein vereinfachtes Modell der Ringnetzbarriere mit Membranelementen erstellt und die gewonnene Gleichgewichtsform auf Realisierbarkeit und Ausführbarkeit untersucht.
Der Aspekt der baulichen Durchbildung wurde durch eine ingenieurmässige Überschlagsrechnung für die notwendigen Einbaulängen der Tragseile und die erforderlichen Zuschnitte des Ringnetzes ergänzt.

Auf Grund des vereinfachten Modells der Ringnetzbarriere in CARAT durch Membranelemente, die das Ringnetz nachbilden und einer doppelten Tragseilführung als Randbedingung oben und unten und festen Rändern an der Seite, war es nicht möglich, die auftretenden Belastungen exakt nachzusimulieren. Hierzu müssten zuerst spezielle Kalibrierungsberechnungen zur Simulation der verbauungsspezifischen Komponenten durchgeführt werden, wie dies bei der Eichung der Software FARO geschah. Für eine realitätsnahe Modellierung müssten in CARAT spezielle Anpassungen, z.B. für Ringe, Tragseilbremsen etc. implementiert werden, was weiterführend grundsätzlich möglich wäre. Ansatzweise wurde als erster Schritt eine Eichung des Membranelements mit den statischen Werten des im Versuchsstand eingespannten Ringnetzes durchgeführt, um eine grobe Abschätzung der erforderlichen Materialparameter für das Element zu erhalten.

7.4.3 Vergleich beider Vorgehensweisen und Ausblick

Bei der Strukturberechnung mit FARO wurde durch eine nichtlineare, dynamische Berechnung direkt die auftretende Lastverteilung der Barriere berechnet. Die unverformte Ringnetzbarriere der Ausgangskonfiguration geht durch die nichtlineare Analyse in den verformten Zustand, die Momentankonfiguration, über (siehe Abb. 7.35). Hierzu bedarf es bereits einer genauen Vorgabe der einzelnen Tragkomponenten und deren Materialgesetze. Die Kräfteverteilung im gesamten Tragsystem wird bis auf 20% Abweichung auf der sicheren Seite liegend zufriedenstellend abgebildet. Auch die resultierenden Maximalverformungen weichen in etwa um 20% von den Feldmessungen ab und werden dabei ebenfalls überschätzt.
Durch die Formfindungsberechnung mit CARAT geht die unverformte Barriere der Ausgangskonfiguration durch das Aufbringen einer inneren Vorspannung und durch die einwirkende Belastung des Murdrucks in den Gleichgewichtszustand, der sog. Momentankonfiguration der Formfindungsberechnung, über (siehe Abb. 7.35). Es kann über die Auslastung des Ringnetzes in Realität ein Anhaltspunkt für den angestrebten Spannungszustand der Membranelemente gefunden werden. Hierfür sind noch keinerlei Materialgesetze auf der Strukturseite nötig. Es können dadurch alle nichtlinearen Verformungen, wie z.B. die Plastifizierung der Ringe und die Längung der Bremsen unberücksichtigt bleiben. Es wird nur nach der "schnellen überschlagsmässigen Gleichgewichtsform" für den vorgegebenen Spannungszustand (Auslastungsgrad) der Barriere gesucht und dabei eine Näherungsrechnung der sich einstellenden Verformungen durchgeführt.
Aus der Gleichgewichtskonfiguration kann dann im nächsten Schritt auf die erforderlichen Zuschnitte und Einbaulängen des Ringnetzes und der Tragseile geschlossen werden, um schon bei der Planungsphase eine Abschätzung der relevanten Einbaugrössen zu erhalten.

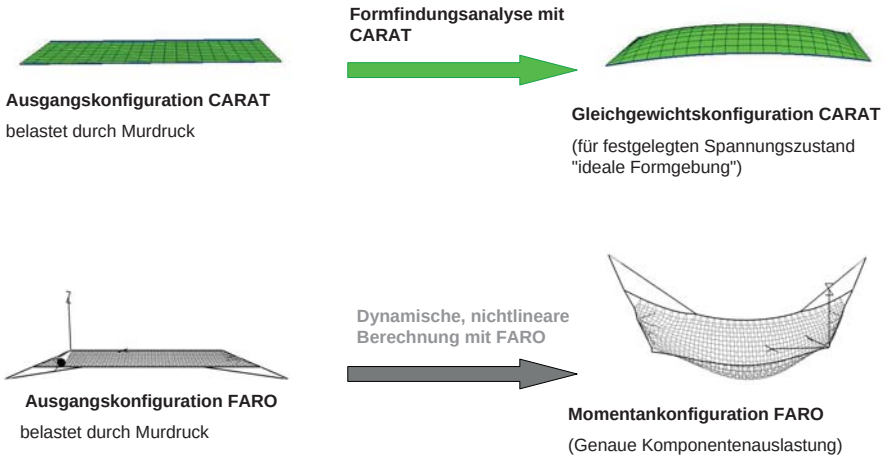


Abbildung 7.35: Konfigurationen für Formfindung und Strukturanalyse der Berechnungen mit CARAT und FARO

Es zeigen sich deutlich die Vor- und Nachteile beider Simulationsprogramme in ihren Be-

rechnungen. Die etwas zu grossen Maximalverformungen mit der Software FARO können durch weitere Kalibrierungen mit Flächenlastversuchen verbessert werden und die fehlenden Komponenten zur Simulation der Ringnetzbarrieren in CARAT dementsprechend durch Näherungsmodelle ergänzt werden. Zudem wären Formfindungsbetrachtungen für Tragwerksstrukturen aus der Ebene heraus bereits bei der Ausgangskonfiguration denkbar.

8 Bemessungsbeispiel Murgangbarrieren

Im Kapitel 6 wurden die historischen Ansätze zur Bemessung von Murgangbarrieren aufgezeigt und ein neues Lastmodell aus den zuvor gewonnenen Erkenntnissen von Feld- und Laborversuchen erarbeitet. Dieses Modell basierend auf Druckstosswellen (siehe Abschnitt 6.3) wird jetzt im Rahmen eines Anwendungsbeispiels umgesetzt.
Zuerst werden die zur Umsetzung relevanten Eingangsgrössen festgelegt bzw. abgeschätzt und die notwendigen topographischen Begebenheiten zum Bau einer Ringnetzbarriere bei der Standortwahl mit einbezogen. Ein Abschnitt zum Thema "Korrosion" gibt zusätzlich Möglichkeiten zur Lösung dieser Problematik.
Es wird im Folgenden die prinzipielle Vorgehensweise zur Ermittlung von massgebenden Sicherheitsbeiwerten aufgezeigt, die bei einer langfristig angelegten, umfangreichen Datenreihe von gemessenen Murdrücken durchzuführen wäre. Da für diese Arbeit bislang jedoch noch zu wenig Messdaten zur Verfügung stehen, wird auf die empfohlenen Sicherheitsbeiwerte aus den Gebäudeversicherungen [60] zurückgegriffen, obwohl diese aus der Sicht von Risiko- und Sicherheitsexperten kritisch für die Problemstellung Murganglast auf Ringnetzbarriere einzustufen seien[1]. Doch dem Anwenderkreis von Praktikern und Ingenieuren muss eine Art Wegleitung für ein Bemessungskonzept bereit gestellt werden, da die Umsetzung der Netze in der Praxis bereits begonnnen hat (siehe Abschnitt 2.4.3 und 2.4.2) und ausserdem die Sicherheitsfaktoren in der Wegleitung von kantonalen Versicherungen auf der sicheren Seite liegen.
Eine kritische Beurteilung der Anwendungsgrenzen von flexiblen Ringnetzbarrien bildet den Schluss dieses Kapitels.

8.1 Topographische Begebenheiten und Standortwahl

Prinzipiell ist jedes Murganggerinne oder jeder Wildbach für die Installation von flexiblen Ringnetzbarrieren geeignet, sofern seine Breite kleiner als 25 m ist und dementsprechende Böschungen zur Verankerung des Tragsystems vorhanden sind. Während der Planung muss bereits überlegt werden, wo der günstigste Standort für das jeweilige Bauwerk ist, denn von diesem hängt entscheidend der Einsatzbereich der Barrieren ab.

- **Einsatz als bereitgestelltes Rückhaltevolumen** Hier bietet sich eine Installation der Barriere bzw. mehrerer Barrieren bereits im Einzugsgebiet bzw. direkt unterhalb bereits bekannter Rutschungen und Instabilitäten an, denn allein auf diese

[1] persönliche Kommunikation mit Dr. Jochen Köhler, Lehrsuhl für Risiko und Sicherheit, ETH Zürich

Weise kann verhindert werden, dass während des Fliessprozesses entlang des Gerinnes noch mehr Material mobilisiert wird (siehe Umsetzung Brienz und Hasliberg, Abschnitt 2.4).

- **Verwendung im verfüllten Zustand als Schwelle oder Sohlstabilisierung** Hier sind die Bauwerke dort zu planen, wo man den grössten Energieverlust erzielen kann bzw. dort, wo man dem Fliessprozess des Murgangs oder dem Hochwasserabfluss Energie entziehen will. Bei einer Serie von Bauwerken ist zusätzlich noch auf den Abstand der Schwellen untereinander zu achten, so dass es zu der erwünschten Wechselsprungausbildung und damit zum Energievernichtungsprozess kommt (siehe Abschnitt 3.4.2). Richtwerte zum Sperrenabstand l bei einer Staffelung von Sperren werden mit $l > 10\ m$ oder als doppelte Kolklänge l_k angegeben [11; 8].

Weitere Punkte, die bei der Standortwahl der Barrieren von Relevanz sind:

- **Zugänglichkeit** Ist die Barriere als Murgangrückhalteraum geplant, sollte auf eine gute Zugänglichkeit für eine eventuell erforderliche Leerung geachtet werden. Wenn möglich, ist eine Zufahrt oberhalb des Bauwerks vorzusehen, da so die Barriere nicht geöffnet werden muss, wie es beim Zugang von unterhalb der Fall ist (siehe Abschnitt 3.2.5). Die Wege zum jeweiligen Deponieplatz sollten am besten mit einem LKW befahrbar sein und eine kurze Distanz aufweisen.

- **Flankenstabilität** Das Bauwerk ist generell dort zu planen, wo die tragfähigsten Böschungen vorliegen. Dadurch kann die erforderliche Ankerlänge und die Anzahl der Anker minimiert werden. Im Allgemeinen sind temporäre Ablagerungsregionen, die meistens aus wenig tragfähigem, sehr verwitterungsanfälligem Boden bestehen, zu vermeiden.

- **Gerinneneigung** Je flacher das Gerinne am Standort der Barriere ist, umso grösser ist das Rückhaltevolumen. Zudem fliesst der Murgang in flacheren Abschnitten langsamer, wodurch die auftretenden Lasten auf das Bauwerk kleiner werden.

- **Gerinnequerschnitt** Die Querschnittsbreite am Standort der Barriere sollte 25 m nicht überschreiten, da Ringnetzbarrieren auf Grund des Tragsystems nicht für eine grössere Spannweite geeignet sind (siehe Abschnitt 8.7.2). Zudem sollten die Böschungshöhen am Querprofil mindestens so hoch wie die geplante Barrierenhöhe sein, um die oberen Tragseile verankern zu können. Besser ist natürlich, wenn die Böschungsoberkanten wesentlich höher als die geplante Netzoberkante liegen, um das Ausbrechen des Murenstroms und eine damit verbundene Ausuferung zu verhindern.

- **Beschaffenheit der Gerinnesohle** Von Vorteil wäre zudem eine feste Bachbettsohle aus felsigem Untergrund, denn so kann der Basisdurchlass sicher an die Abflusstiefe des massgebenden Hochwasserabflusses angepasst werden, ohne dass es zu einem Unterspülen der Barriere und zu einem ungewollten Aufweiten des Basisdurchlasses kommt (siehe Abschnitt 4.3.3).

- **Meidung von Lawinenbahnen** Generell gilt es bei der Standortwahl Lawinenbahnen zu meiden, da die Einschlagdrücke von auftreffenden Lawinen zu gross für das Tragsystem einer Ringnetzbarriere sind.

8.2 Eingangsdaten

Zur Berechnung der auftretenden Belastung sind folgende Murganggrössen von entscheidender Bedeutung:

- Dichte ρ
- Maximale Frontgeschwindigkeit u
- Fliesshöhe h_{fl}
- Trockendichte ρ_s, innerer Reibungswinkel ϕ' (nur bei genauer Berechnung des Lastfalls "Überströmen")

Sind einzelne Grössen bei der Dimensionierung nicht direkt bekannt, so erfolgt eine sinnvolle Abschätzung durch eine ingenieurmässige Beurteilung oder durch empirische Ansätze.
Geometrisch sind für die zu planende Barriere folgende Grössen von Relevanz:

- Massgebendes Murgangvolumen bzw. Volumen eines Murschubes V
- Geplantes Rückhaltevolumen der Barriere V_r
- Gerinneneigung I_s
- mittlere Gerinnebreite b am Sperrenstandort

Zur empirischen Abschätzung der auftretenden Geschwindigkeiten müssen zuerst die maximal möglichen Durchflüsse Q_{max} während eines Murgangereignisses abgeschätzt werden. Hier dienen zwei Ansätze nach Mizuyama et. al [70] unterteilt in einen Ansatz für schlammige und einen für granulare Murgänge

$$Q_{Schlamm} = 0.0188V^{0.79} \tag{8.1}$$

$$Q_{Granular} = 0.135V^{0.78} \tag{8.2}$$

mit V als massgebendes Murgangvolumen. Für weitere Ansätze zur Durchflussberechnung von Murgängen siehe [89].
Die Geschwindigkeitsentwicklung von Murgängen schätzt man mit

$$u = 2.1Q^{0.34}I_s^{0.2} \tag{8.3}$$

nach Rickenmann [81] oder basierend auf dem Fliessansatz von Manning-Strickler [77] zu

$$u = \frac{1}{n}h_{fl}^{2/3}I_s^{0.5} \tag{8.4}$$

mit $n = 5.5 - 10$ als Strickler-Wert abhängig von der Gerinnerauhigkeit. Es gibt weitere Ansätze zur Fliessgeschwindigkeitsabschätzung, welche in [89] aufgeführt und miteinan-

der verglichen werden. Für die Dimensionierung der Barrieren genügen die beiden obigen Berechnungsansätze zur Geschwindigkeitsermittlung, denn sie decken mit einer ausreichenden Sicherheit die meisten Ereignisse ab (siehe [89]).

8.3 Bemessungskonzept

Im Allgemeinen dient ein Sicherheitskonzept zur Gewährleistung der Standsicherheit eines Bauwerks im Rahmen der **Tragsicherheit**, der **Gebrauchstauglichkeit** und der **Dauerhaftigkeit**. Rein formal spricht man hierbei von Grenzzuständen, bei deren Überschreitung die vorgegebenen Anforderungen nicht mehr erfüllt sind. Bezogen auf die Ringnetzbarrieren sollten darum folgende Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit erbracht werden:

- Bruchzustand der Tragseile und Bremsen auf Grund zu grosser Zug- und Querkrafteinwirkung
- Bruch des Ringnetzes infolge zu hoher Belastungen
- Bruch der Anker oder der Flexköpfe (Versagen Querschnitt)
- Versagen der Anker auf Herausziehen (Mantelreibung).

Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit umfasst folgende Kriterien:

- Nachweis der Maximalverformungen (Formfindungsanalyse)
- Verbleibende Resthöhe (erforderliches Rückhaltevolumen)

und im Fall eines Ereignisses zur Gewährleistung der Rückhaltefunktion

- Erforderliche Leerung (wenn erwünscht)
- Erforderliche Reparaturen (Bremsenersatz, Erneuerung beschädigter Tragseile).

Der Dauerhaftigkeit sind folgende Punkte zugeordnet:

- Korrekte bauliche Durchbildung und Formgebung zur Vermeidung von Korrosion und Abrasion (siehe Abschnitt 7.3.6)
- Korrosionsschutz des Bauwerks allgemein (eventuelle Querschnittbeaufschlagung, siehe Abschnitt 8.4)
- Erosion der Fundamente und Anker.

Bei den herkömmlichen Fragestellungen im Bauwesen von Einwirkung und Widerstand werden bei den neuen Sicherheitskonzepten sogenannte Teilsicherheitsbeiwerte für die Beanspruchung (Einwirkung) γ_F und für die Beanspruchbarkeiten (Widerstand) γ_R auf der Basis probabilistischer Verfahren festgelegt (siehe neue DIN 1055-100 [27], DIN 1045 [26], DIN 18800 [32], SIA 260 [91], SIA 261 [93]). Im Vergleich dazu gab es bei den vorhergehenden Normen nur einen globalen Sicherheitsfaktor, der beide Seiten abdeckt (z.B. 1045-1 Ausgabe 7.88, DIN 18800-1 Ausgabe 3.83).

8.3.1 Abgrenzung zu vorhandenen Normen

Da sich die Sicherheitsfaktoren obiger Normen auf spezielle, problembezogene Studien wie z.B. auf die Versagenswahrscheinlichkeit eines Gebäudes unter Wind- und Schneeeinwirkung beziehen, sind sie nicht auf die Thematik der Murgangbarrieren übertragbar. Es müssen spezifische Sicherheitsbeiwerte genau für das Problem Ringnetzbarriere unter Murganglast abgeleitet werden. Die hierbei eingehende Versagenswahrscheinlichkeit ergibt sich aus einer Optimierung der anfallenden Kosten der Massnahme und dem dadurch verringerten Schadensausmass. Daraus entsteht die Fragestellung einer Kosten-Nutzen Analyse (siehe hierzu auch Abschnitt 8.6.8). Mit einer grösseren Anzahl oder stärker dimensionierten Netzen kann zwar eine kleinere Bruchwahrscheinlichkeit erzielt werden, jedoch entstehen dadurch auch wesentlich höhere Kosten für die Baumassnahme. Bei den bisherigen Projektierungen (z.B. Hasliberg und Brienz in Abschnitt 2.4.3 und 2.4.2) ergab sich die Anzahl Netze aus den prognostizierten Murgangvolumina einer festgelegten Jährlichkeit. Durch die Volumenreduktion des Murgangereignisses mit Schutzmassnahmen, verringert sich das eintretende Schadenspotential dementsprechend (siehe hierzu auch Abschnitt 8.6.8).

In der SIA 261/1 (siehe Abschnitt 6.1.7) werden Murgänge immer als aussergewöhnliche Lasten auf ein Bauwerk bezeichnet. Generell wirkt ein Murgang als vorübergehende Belastung ein. Ob er als aussergewöhnliche oder normale Einwirkung deklariert wird, hängt von der Auftretenswahrscheinlichkeit des Lastfalls ab. Da ein Murgangschutzbauwerk mit grosser Wahrscheinlichkeit während seiner Standzeit durch einen Murgang belastet wird, kann es sich nicht um einen aussergewöhnlichen Lastfall handeln, denn für diesen wird in der DIN 1055-9 eine jährliche Eintretenswahrscheinlichkeit von $p = 10^{-4}$ angegeben [28], was der Eintretenswahrscheinlichkeit eines 10′000-jährlichen Murgangs entspricht. In der SIA 261 wird der aussergewöhnliche Lastfall nur mit einer geringen Auftretenswahrscheinlichkeit beschrieben und für die Eintretenswahrscheinlichkeit werden keine konkreten Werte angegeben [92].
In der Tabelle 6.1 (entnommen aus [60]) basierend auf der SIA werden Murgänge bei kurzen Wiederkehrperioden ($1 - 30$ Jahre) als normale Einwirkung und bei grösseren Jährlichkeiten (> 30 Jahre) als aussergewöhnliche Einwirkung deklariert.

Für die Basis eines Sicherheitskonzepts ist somit auf jeden Fall die Wiederkehrperiode bzw. Auftretenshäufigkeit eine wichtige Einflussgrösse. Zudem sind noch die auftretenden Intensitäten der Belastung von Bedeutung.
Murgänge werden innerhalb der SIA 261/1 [93] in mittlere und hohe Intensitäten unterteilt (siehe Abschnitt 6.1.7). Zudem stützt sich die SIA auf die Grundlage der Gefahrenkarten, die Murgänge in folgende Gefahrengrade einteilen: Erhebliche Gefährdung, mittlere Gefährdung, geringe Gefährdung, Restgefährdung und keine Gefährdung. In diese Gefahrenkarten geht gleichzeitig noch die Wiederkehrperiode ein, welche in 30, 100 und 300 Jahre unterteilt ist.

8.3.2 Intensität

Im Folgenden wird die prinzipielle Vorgehensweise bei der Erarbeitung eines Sicherheitskonzepts für Murgangdrücke auf Ringnetzbarrieren vorgestellt.
Der durch einen Murgang auf eine Barriere ausgeübte Druck wird beeinflusst von folgenden Eingangsparametern und den damit verbundenen Unsicherheiten:

- **Dichte des Murgangmaterials** Sie kann nur als Mittelwert abgeschätzt werden. Zudem beeinflusst die Dichte den massgebenden Druckbeiwert c_d, der bei granularen Murgängen grösser ist als bei schlammigen.
- **Fliesshöhe** h_{fl} Sie wird als charakteristischer Wert einer bestimmten Fraktile zugeordnet. Die Fraktile ist abhängig von der Wiederkehrperiode.
- **Aufprallgeschwindigkeit** Sie wird aus der mittleren Frontgeschwindigkeit abgeschätzt und ebenfalls als Fraktilwert abhängig von der Wiederkehrperiode festgelegt.

Die statistische Variabilität obiger Parameter erfordert eine stochastische Beschreibung des auf die Barriere wirkenden Murdrucks. Die einzelnen Einflussparameter können alle durch bestimmte Verteilungsfunktionen (z.B. Normal-, Lognormal-, Weibullverteilung etc.) beschrieben werden, die bei der Berechnung des Murdrucks überlagert werden. Daraus entsteht dann eine neue Verteilungsfunktion, welche die Auftretenshäufigkeit bestimmter Murdrücke beschreibt (Dichteverteilung). Diese kann auch direkt aus einer genügend grossen Anzahl an Messdaten über eine bestimmte Zeitreihe aus den maximalen Murdrücken abgeleitet und entsprechend statistisch überprüft werden [52]. Da nur die Extremereignisse für die Bemessung massgebend sind, kann die Murdruckverteilung über eine sogenannte Extremwertverteilung, z.B. Weilbull-, Gumbel- oder Frechetverteilung [38] beschrieben werden (siehe Abb. 8.1).

8.3.3 Eintretenswahrscheinlichkeit

Zusätzlich zur auftretenden Intensität ist die zu erwartende Häufigkeit der Ereignisse über die Zeit relevant. Diese zeitabhängige Komponente wird meist bei Hochwasserverteilungen, Steinschlagereignissen und Rutschungen mit einer sogenannten *Power-Law* (*Pareto*) -Verteilung erfasst [97; 96]: $P = a \cdot f^{-b}$. Diese Verteilung ist eine Annäherung des Schwanzes der Dichtefunktion über ein Potenzgesetz. Sie bildet deshalb nur die Häufigkeiten der Extremereignisse im rechten Bereich der Dichtefunktion ab (siehe Abb. 8.1). Die Parameter a und b werden entsprechend des Verlaufs der Murdruckverteilung bestimmt.

Anhand der Dichtefunktion der Murdrücke können für bestimmte festgelegte Fraktilwerte die charakteristischen Murdrücke bestimmt werden. Werden grössere Wiederkehrperioden und damit grössere erwartete Intensitäten mit abgedeckt, verschiebt sich die Verteilungsfunktion entsprechend nach rechts, so dass zum Beispiel der 95% Fraktil-Wert des 1-jährigen letztendlich dem 50% Fraktil-Wert des 50-jährigen Ereignisses entspricht.

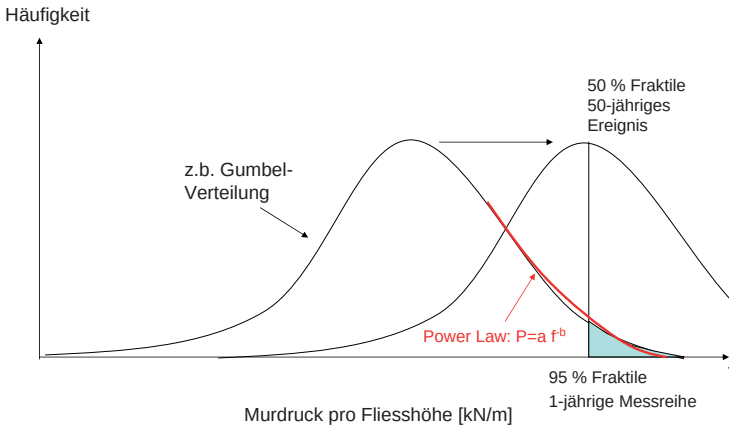


Abbildung 8.1: Beispielhaft gezeigte Dichtefunktion von Murdrücken und deren Verschiebung bei grösseren abgedeckten Murgangjährlichkeiten

8.3.4 Versagenswahrscheinlichkeit

Anlehnend an die DIN 1055-9 [28] für aussergewöhnliche Lasten, können Murgänge auch mit Hilfe von sog. Risikoszenarien dargestellt werden. Der Umfang der Untersuchungen richtet sich nach den zu erwartenden Folgen. Zu deren Einschätzung sind die von dem Murgangereignis ausgehende Gefährdung von Menschen, die Umweltfolgen und der wirtschaftliche Schaden für die Gesellschaft zu betrachten. Es ist eine Aufteilung in sog. Gefahrenklassen denkbar, welche in Tab. 8.1 aufgeführt sind. Das Schadenspotential beeinflusst die massgebende Versagenswahrscheinlichkeit, die bei einem Sicherheitskonzept akzeptiert wird. Geht man von typischen Versagenswahrscheinlichkeiten im Bauwesen zwischen $p_f = 10^{-3} - 10^{-6}$ aus [58], werden diese dem Schadenspotential folgendermassen zugeordnet: Bei einer grossen Gefahr für Menschenleben in der Gefährdungsklasse 3 wird $p_f = 10^{-6}$ vorausgesetzt, $p_f = 10^{-5}$ bei Gefahrenklasse 2 und letztendlich $p_f = 10^{-3}$ bei Gefahrenklasse 1.
Die akzeptierten Versagenswahrscheinlichkeiten bei Murgangschutzbauwerken sind [98] entnommen, wobei diese sich auch an den DIN Normen (z.B. DIN 1055-100 [27]) aus dem konstruktiven Ingenieurbau für Gebäude orientieren. Die akzeptierte Versagenswahrscheinlichkeit stellt letztendlich ein Optimierungsproblem aus entstehenden Kosten der Massnahme und der eintretenden Schadensreduktion dar (siehe Abschnitt 8.6.8). Alternativ ergibt sich nach [78] das akzeptierte Versagensrisiko aus den Kosten zur Reduktion des Risikos, den ethnischen Grundsätzen und aus dem Vergleich mit den weiteren Risiken. Diese Grenze gilt es also für Murgangschutzbauwerke entsprechend zu erörtern und zu definieren, was als Anstoss für weitere Arbeiten im Bereich Naturgefahrenmanagement aufzufassen ist.

Die Versagenswahrscheinlichkeit eines Bauwerks im Hochbau berechnet sich beim probabilistischen Ansatz (Häufigkeitsverteilungen mit Mittelwert und Standartabweichungen) aus der Differenz zwischen der Widerstandsverteilung R und der Einwirkungsseite S nach

Abb. 8.2 zu

$$p_f = P(R - S < 0) = P(M < 0). \tag{8.5}$$

Tabelle 8.1: Mögliche Gefahrenklassen des Sicherheitskonzepts, deren Zielwerte der Versagenswahrscheinlichkeiten p_f und deren Zuverlässigkeitsindex β

Gefahren-klasse	**Gefährdungspotential**	p_f	β
1	Geringe Gefährdung von Menschenleben Geringe wirtschaftliche Folgen *z.B. Wald-, Schwemm-, Acker- und Weideland*	10^{-3}	3.09
2	Mittlere Gefährdung von Menschenleben Erhebliche wirtschaftliche Folgen *z.B. Ansiedlung, Eisenbahnlinie in der Umgebung*	10^{-5}	4.26
3	Grosse Gefährdung von Menschenleben Schwerwiegende wirtschaftliche Folgen *z.B. Siedlungen, Strassen, Industrie in direkter Nähe*	10^{-6}	4.75

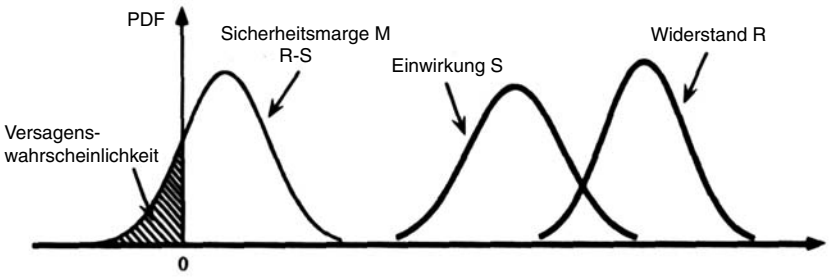


Abbildung 8.2: Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion von Einwirkung S, Widerstand R und Sicherheitsmarge (Grenzzustandsfunktion) M nach [84]

R kann eventuell für die unteren Tragseile nach dem *Probabilistic Model Code Part 3* [58] für Baustahl log-normal mit einem Variationskoeffizienten von 0.07 angenähert werden. Ob diese Verteilungsannahme bei den hochfesten Stahlseilen passt, ist jedoch noch zu prüfen. Aus der Seilgleichung wird von der Mindestbruchkraft von 400 kN (siehe Tabelle 3.1) für ein Geobinex-Seil entsprechend mit der vorgegebenen Spannweite auf die Grenzeinwirkung rückgerechnet. Von dieser wird dann die Einwirkung S subtrahiert, bzw. aus den Rechenregeln der Stochastik ergibt sich die Sicherheitsmarge M aus dem Produkt beider Dichtefunktionen, der Einwirkung S und dem Widerstand R. M wird auch als Grenzzustandsfunktion bezeichnet, die nur zwei Bereiche besitzt: $M > 0$ beschreibt den sicheren, $M < 0$ den unsicheren Bereich (Versagen). Die Versagenswahrscheinlichkeit p_f stellt die Fläche unter $M < 0$ dar mit

$$p_f = \int_{M<0} M(x)dx. \tag{8.6}$$

Dieses Integral ist je nach Dichtefunktion S und R oft nur numerisch lösbar. Bezogen auf die Lebensdauer n des Bauwerks ergibt sich p_f zu

$$p_f(n) = 1 - (1 - p_f)^n. \tag{8.7}$$

Als Mass für die Sicherheit wird der sogenannte Zuverlässigkeitsindex β definiert [84]. Dieser hängt von der Verteilung der Grenzzustandsfunktion durch $p_f = \Phi^{-1}(-\beta)$ ab. Für eine Normalverteilung von M sind die Zielwerte von β in Tabelle 8.1 für die vorgegebenen Versagenswahrscheinlichkeiten p_f gegeben. Aus diesem Zuverlässigkeitsindex können die erforderlichen Sicherheitsbeiwerte auf der Material- und Einwirkungsseite für die entsprechende Einwirkungskombination (hier Murgangbelastung und Eigengewicht Ringnetzbarriere) abgeleitet werden. Die Sicherheitsbeiwerte bestimmen letztendlich die genaue Lage der Einwirkungsdichtefunktion und der Widerstandsdichtefunktion untereinander und damit den Überschneidungsbereich (Versagen).

Werden sowohl die Auftretenswahrscheinlichkeit und Intensität als auch das Gefahrenpotential und die damit gekoppelte akzeptierte Versagenswahrscheinlichkeit unterhalb des Bauwerks berücksichtigt, können die Sicherheitsparameter nach Tab. 8.2 empfohlen werden.

Tabelle 8.2: Sicherheitsbeiwert γ_F auf der Einwirkungsseite unter Berücksichtigung der Auftretenswahrscheinlichkeit und des zu erwartenden Schadenpotentials anlehnend an die GBV [60]

Wiederkehrperiode / Gefahrenklasse	1 - 30 Jahre	30 - 100 Jahre	Über 100 Jahre
1	1.0	1.0	1.0
2	1.3	1.3	1.2
3	1.5	1.3	1.2

Für kleinere Eintretenswahrscheinlichkeiten bzw. grössere zu Grunde gelegte Murgangdrücke ergeben sich kleinere Sicherheitsparameter und für kleinere akzeptierte Risiken dementsprechend grössere Sicherheitsparameter. Die Grösse der gewählten Parameter wurde anlehnend an die SIA 261/1 [93] und die GBV [60] festgelegt, wo Murgänge in die zwei Intensitätsklassen aufgeteilt sind (siehe Abschnitt 6.1.7). Generell ist die mittlere Intensität bei Murgängen ($h_{fl} < 1\ m$ und $u < 1\ m/s$) sehr schnell überschritten, was die Messwerte im Illgraben (siehe Tab. 4.1) belegen. Bei der Klassifizierung nach der SIA 261/1 wird deshalb bei einer Schutzmassnahme mit Ringnetzbarrieren mehrheitlich die hohe Intensität vorliegen. Bei mittlerer Intensität ist meist eine einfachere Schutzmassnahme kostengünstiger und ausreichend.
Da bisher keine detaillierte Risikoanalyse für Ringnetze unter Murgangeinwirkung durchgeführt werden konnte, sollen diese Werte nur als Empfehlung und Anhaltspunkt für

Ingenieure in der Praxis gelten. Die empfohlenen Sicherheitsparameter aus der GBV liegen bei einer Objektschutzwegleitung eher auf der sicheren Seite, obwohl sie nicht für die Anwendung Ringetzbarriere unter Murganglast explizit ermittelt wurden.
Auf der Widerstandsseite der hochfesten Tragseile könnte aus dem Lawinenverbau [15] der Sicherheitsbeiwert $\gamma_R = 1.35$ verwendet werden. Aber auch dieser wurde nicht explizit probabilistisch für die Problemstellung hochfestes Tragseil unter Murgangbelastung ermittelt.

Die vorgeschlagenen Sicherheitsfaktoren wurden nicht basierend aus einer risikobasierten Analyse für die Problemstellung Ringnetzbarriere unter Murganglasten abgeleitet. Aufbauend auf konkreten Messwerten sollte eine solche Analyse in naher Zukunft erfolgen (siehe Abschnitt 9.2)[2].

Was in dieser Arbeit noch nicht in die Bewertung für das massgebende Sicherheitskonzept mit einfliesst, ist die Beurteilung der Qualität der Eingangsparameter zur Bestimmung der Murganglasten. Wie sicher können diese Parameter festgelegt werden, um aussagekräftige Werte zu erhalten? Es wäre denkbar, diese Unsicherheit in den Eingangsgrössen noch mit einem Zuschlag oder einer Abminderung zu berücksichtigen. Dies würde bedeuten, dass man bei guten Eingangsparametern auf Grund von langzeitlicher Beobachtung der Murgänge vor Ort eine Abminderung des Sicherheitsbeiwerts um $0.9 \cdot \gamma_F$ vornehmen könnte. Bei eher schlechten Kenntnissen über die Eingangsgrössen wäre eine zusätzliche Beaufschlagung von γ_F mit dem Wert $1.1 \cdot \gamma_F$ denkbar.

Eine Abminderung des Sicherheitsfaktors bei einer Serie von Barrieren im Bachbett ist ebenfalls denkbar. Dient z.B. das erste Bauwerk als Murgangbrecher und wird für den Maximallastfall ("Überlastfall") dimensioniert, macht ein Sicherheitsfaktor von $\gamma_F = 1.0$ Sinn. Dieser ergibt sich aber auch schon auf Grund der Gefahrenklasse, da beim ersten Bauwerk einer Serie das Gefährdungspotenzial nicht direkt unterhalb der Sperre liegt (Gefahrenklasse 1, $\gamma_F = 1.0$).

8.4 Korrosionsschutz

Der Aspekt der Korrosion ist aus optischer Sicht eher auf der Seite der Dauerhaftigkeit anzuordnen, solange keine Tragfähigkeitsverminderung durch zu grosse Querschnittsschwächung auftritt. Um die Standsicherheit zu garantieren, wird vorgeschlagen, den Einfluss der Korrosion generell über einen Zuschlag des erforderlichen Bemessungsquerschnitts zu berücksichtigen. Dies hat zur Folge, dass Korrosion an den Barrieren prinzipiell erlaubt und möglich ist, da eine gewisse Querschnittsopferung für diesen Zweck mit einkalkuliert wurde. Rein optisch sieht es zwar nicht schön aus, wenn korrodierter Stahl an einem Schutzbauwerk auftritt, jedoch wird dieses Vorgehen der Querschnittsopferung auch bei Lawinenverbauungen aus Stahl angewandt.
Eine Beaufschlagung des Querschnitts abhängig von der zu erwartenden Lebensdauer des Schutzbauwerks wäre also denkbar. Gezeigt sind die Beaufschlagungen in Tab. 8.3 unterteilt in Umgebungsbedingungen. Dabei werden Bauwerke im verfüllten Zustand, die als

[2]persönliche Kommunikation mit Dr. Jochen Köhler, Lehrsuhl für Risiko und Sicherheit, ETH Zürich

Sohlstabilisierung im Gerinne dienen, der direkten Einwirkung zugeordnet. Schutzbauwerke, die oberhalb des Wasserspiegels als bereitgestellter Rückhalteraum dienen, werden der indirekten Einwirkung zugeordnet. Zudem sollte man bei Bauteilen, die direkt der abrasiven Wirkung von überströmendem Wasser ausgesetzt sind, wie der Abrasionsschutz zum Beispiel, immer als direkte Beeinflussung klassifizieren.

Tabelle 8.3: Querschnittszuschläge zur Garantie der Tragsicherheit bei korrosiven Umgebungen

Einwirkung	**Lebensdauer** [*Jahre*]	**Querschnittszuschlag** [%]
direkt [1]	10	5
	15	10
	20	15
indirekt [2]	10	0
	15	5
	20	10

[1] Abrasive Wirkung und Wassereinwirkung direkt vorhanden
[2] Keine direkte Wassereinwirkung

Die prozentualen Zuschläge auf Grund der Korrosionsverluste wurden geschätzt. Um genaue Angaben zu den Abtragungsraten infolge Korrosion machen zu können, sind Feldversuche mit Stahlquerschnitten in Murganggerinnen unter Langzeitbeobachtung erforderlich.
Es wurden im Rahmen dieses Projektes Abrasionsversuche zur Studie des Abtragungsverhaltens von Zinkbeschichtungen durchgeführt. Hierzu wurden verschiedene verzinkte Stahlquerschnitte auf einer Schwelle im Illgraben montiert, die direkt von Murgängen überflossen wurde (siehe Abb. 8.3 links). Bereits nach drei grossen Murgängen (Gesamtvolumen $\approx 135'000\ m^3$) waren Rosterscheinungen an Stahlprofilen sichtbar, da sich die Zinkauflage um 75% verringert hatte (siehe Abb. 8.3 rechts).



Abbildung 8.3: Verzinkte Stahlprofile auf Schwelle 28 im Illgraben nach dem ersten Murgang (links) und Grundplatte einer Stütze nach drei Murgängen (rechts)

Eine Zinkbeschichtung der Stahlteile, die sich direkt an verfüllten Ringnetzbarrieren im

Gerinne befinden, ist aus diesem Grund nicht zwingend notwendig. Eine geeignete anderweitige Beschichtung, die dem abrasiven Verhalten von Sedimentwasser und Murgängen bedingungslos standhält, ist bisher noch nicht entwickelt worden. Eine Alternative zu Beschichtungen wäre die Ausbildung von gewissen Komponenten, die direkt dem abrasiven Abrieb bzw. dem Überströmen von sedimentreichem Wasser ausgesetzt sind, in Edelstahl oder Cortenstahl. Dies ist dann allerdings auch wieder eine Kostenfrage.
Eine weitere Möglichkeit bezieht bereits bei der Planung die Formgebung der Barriere mit ein, so dass überfallendes Wasser nicht direkt auf die tragenden Komponenten (Ringnetz, Seile) einwirkt (siehe Abschnitt 7.3.6).

8.5 Ablauf des Bemessungsverfahrens

Das Ablaufschema zur Bemessung flexibler Ringnetzbarrieren ist in Abb. 8.4 dargestellt. Es zeigt auf der linken Seite die Vorgehensweise zur Behandlung des massgebenden Lastfalls Murgang und auf der rechten Seite die jeweiligen anderen Lastfälle. Dieses Ablaufdiagramm ist bei der Dimensionierung von flexiblen Barrieren schrittweise auszuführen und wird im folgenden Abschnitt anhand eines Berechnungsbeispiels umgesetzt.

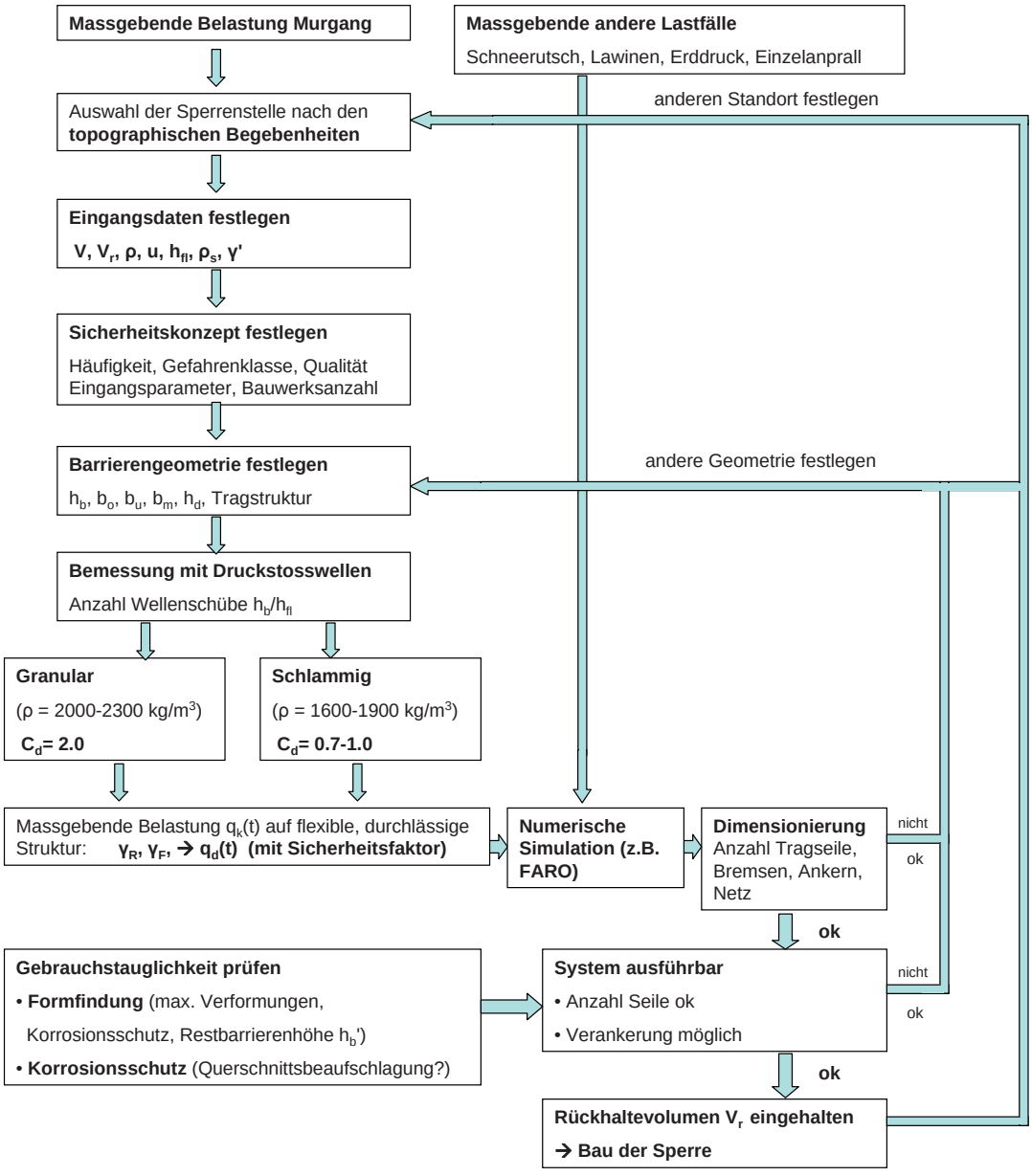


Abbildung 8.4: Ablauf des Bemessungsverfahrens von flexiblen Ringnetzbarrieren zum Murgangrückhalt

8.6 Anwendung des Bemessungsverfahrens für eine Beispielbarriere

8.6.1 Topographische und geologische Situation

Das Bemessungsbeispiel beschreibt eine Barriere, welche beispielhaft im Hasliberggebiet Gummen als Teilmassnahme einer Barrierenserie von mehreren Netzen projektiert wird. Die Wiederkehrperiode der Murgänge im Louwenenbach beträgt 10-15 Jahre. Die durchschnittliche Gerinneneigung im Louwenenbach beträgt rund 30°.
Installiert werden die Barrieren im Einzugsgebiet, um bereits mobilisiertes Material zurückzuhalten, bevor es weiteres Material während des Fliessprozesses mobilisiert. Der Standort muss bei allen Netzen so gewählt werden, dass möglichst viele Punkte aus Abschnitt 8.1 zutreffen, und zudem das Rückhaltevolumen der Netze maximal wird.
Die Beispielbarriere steht zudem, zum Aufzeigen aller relevanten Lastfälle, im Winkel von $\approx$ 10° zur Einströmrichtung einer zu erwartenden Lawine mit der Jährlichkeit von 10-15 Jahren.

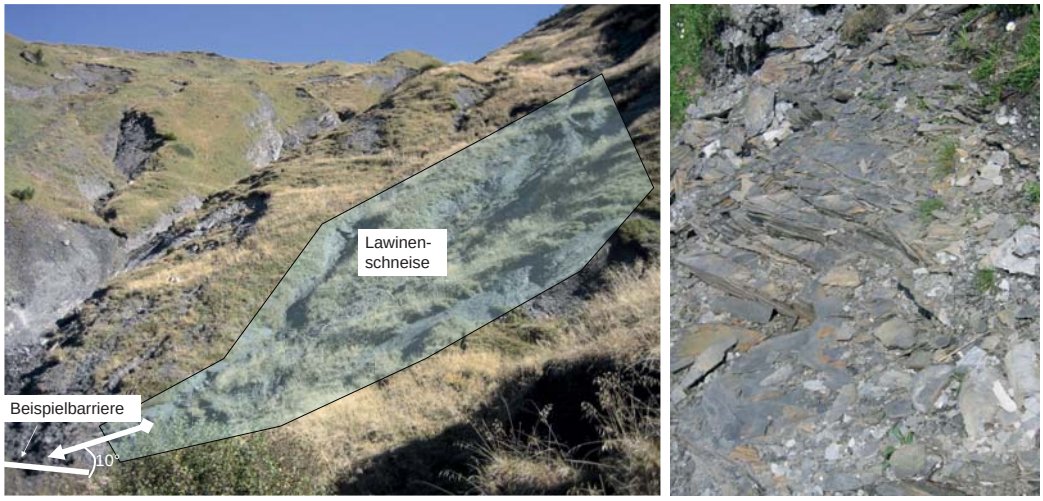


Abbildung 8.5: Standort der Beispielbarriere unterhalb des Lawinenhangs (links) und schiefriges Material im Bachbett des Louwenenbachs (rechts)

Das Böschungsmaterial besteht überwiegend aus hangparallel geschichtetem Alénienschiefer, welcher besonders verwitterungsanfällig ist (siehe Abb. 8.5 rechts). Sein Verwitterungsschutt aus tonigem, stark siltig-sandigem Fein- bis Mittelkies mit reichlich Steinen und Blöcken bildet zugleich das bereitgestellte Murgangmaterial. Im trockenen Zustand weist der Gehängeschutt einen Reibungswinkel $\phi' = 25 - 28°$ mit einer geringen Kohäsion von $c' = 0 - 3\ kN/m^2$ auf. Im nassen Zustand kann der innere Reibungswinkel schnell unter 15° fallen, wodurch die ganze Masse als Murgang mobilisiert werden kann.
Wichtig ist die genaue Kenntnis über das Bodenmaterial auch bei der Dimensionierung der Ankerlängen, welche durch zusätzliche Ausreissversuche unbedingt zu bestätigen sind.

Für die erforderliche Leerung und Instandsetzung ist eine Zufahrtsstrasse und ein De-

ponieplatz in direkter Nähe geplant (siehe Abb. 2.15 in Abschnitt 2.4.3). Für das ganze Rückhaltesystem aller Barrieren stehen zwei Deponieplätze, jeweils zu Beginn der Serie und am Ende mit 15′000 m^3 und 25′000 m^3 zur Verfügung.
Nach Klärung des Standorts und der Berücksichtigung aller topographischer Begebenheiten erfolgt die Festlegung der für die Berechnung notwendigen Eingangsparameter.

8.6.2 Eingangsdaten Murgänge Louwenenbach

Die Murgänge 2005 im Hasliberggebiet wurden als viskoser Schlammstrom beschrieben [71]. Es werden für das Bemessungsbeispiel folgende Murgangkenndaten zu Grunde gelegt:

- Schubgrösse $V = 5000\ m^3$
- Murgangdichte $\rho = 1600 - 2200\ kg/m^3$
- Maximaler Abfluss $Q_{max} = 60 - 100\ m^3/s$, Überlastfall $Q_{max} = 150\ m^3/s$
- Murganggeschwindigkeit $u = 6 - 9\ m/s$
- Abflusshöhen $h_{fl} = 1.5 - 2.0\ m$.

Es sind somit alle für die Bemessung relevanten Murgangparameter bekannt; dadurch entfällt eine Abschätzung bzw. Ermittlung fehlender Kenngrössen. Ausserdem werden für die Bemessung des Lastfalls volle Einschneiung und Belastung durch eine Lawine folgende Eingangsgrössen durch das zuständige Amt für Wald des Kantons Bern auf Basis der Lawinenrichtlinie [15] zu Grunde gelegt:

- 10-jähriges Ereignis bei voller Einschneiung mit einer Schneemächtigkeit von 5 m ergibt bei einem Gleitfaktor von 2.4 einen anzusetzenden Schneedruck von 30 kN/m.
- Angesetzter Lawinendruck bei senkrechtem Aufprall 120 kN/m^2 bei einer Jährlichkeit von 10-15 Jahren. Es wird eine vorherige Einschneiung von 2.5 m angenommen, bevor die Lawine mit einer angenommenen Fliesshöhe von 2.5 m im spitzen Winkel (10°) auf die Barriere auftrifft.

8.6.3 Sicherheitskonzept

Da eine Wiederkehrperiode der zu erwartenden Murgangereignisse von 10-15 Jahren geschätzt wurde und da die zu schützende Infrastruktur in einiger Entfernung (ca. 2 km unterhalb) liegt, wäre ein Sicherheitsfaktor auf der Belastungsseite gemäss Abb. 8.2 für die Gefahrenklasse 2 von $\gamma_F = 1.3$ erforderlich. Da es sich aber um eine Barrierenserie mit 13 Schutznetzen handelt und das Berechnungsbeispiel sich auf eine der ersten Barrieren bezieht, wird der Sicherheitsfaktor auf $\gamma_F = 1.0$ abgemindert, da im Schadensfall mehrere weitere Verbauungen zum Rückhalt bereit stehen. Der Sicherheitsfakor auf der Materialseite γ_R wird zu 1.05 auf den für Stahl nach SIA [94] üblichen Wert gesetzt.

8.6.4 Berechnung der auftretenden Murenlasten

Es wird das in Abschnitt 6.3 vorgeschlagene Bemessungskonzept der Druckstosswellen verwendet. Da die Murgänge im Hasliberg als viskoser Schlammstrom auftreten, wird der Druckfaktor c_d zur Berechnung des dynamischen Anteils zu $c_d = 1.0$ angenommen. Beim schnellen wässrigen Schlammstrom wird hingegen $c_d = 0.7$ gesetzt (siehe Abschnitt 6.3.2). Für die einschlagenden Wellen werden die folgenden zwei Lastfälle untersucht:

1. Schnell fliessender Schlammstrom mit $u = 9\ m/s$ aber einer geringen Dichte von $\rho = 1600\ kg/m^3$ und einer niedrigen Fliesshöhe von $h_{fl} = 1.5\ m$ (Geringere Fliesshöhe folgt aus Kontinuitätsbedingung)
2. Langsam fliessender, zähflüssiger, viskoser Schlammstrom mit $u = 6\ m/s$, $\rho = 2200\ kg/m^3$ und max. Fliesshöhe von $h_{fl} = 2.0\ m$

Auf der sicheren Seite liegend wird keine Abminderung der Murgangenergie auf Grund der Mehrstufenverbauung berücksichtigt. Eine Systemskizze der geplanten Barriere im Querprofil des Bachbetts zeigt Abb. 8.6.

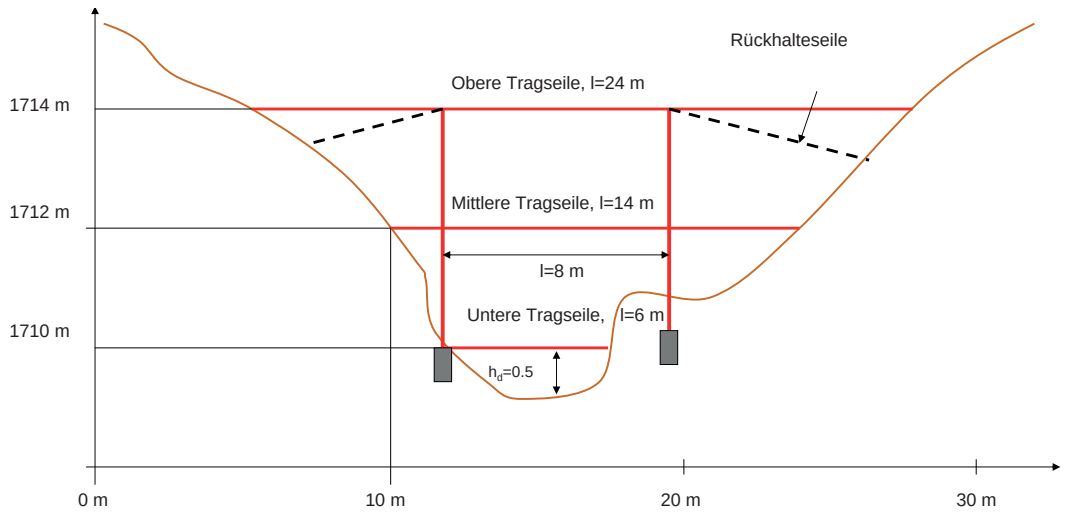


Abbildung 8.6: Querprofil und Systemskizze der Beispielbarriere

Es werden die nach Abschnitt 6.3 hergeleiteten Füllzustände und Belastungsschübe betrachtet. Auf Grund der anderen Fliesshöhen im Vergleich zum Ereignis 2006 im Illgraben ergibt sich zwar eine andere Verteilung der Lastschübe bis zum vollgefüllten Zustand, jedoch ist die Vorgehensweise die gleiche. Die eintretenden Murganglasten sind in Tab. 8.4 für beide Lastfälle abgebildet.

Die Belastungen des Lastfalls Überströmen sind ohne Abminderungen durch einen Übergangszustand zum aktiven Erddruck berechnet worden (siehe Abschnitt 6.3.4.5). Es wirkt der volle hydrostatische Murdruck auf die Barriere ein. Die Aufteilung der Belastung auf die einzelnen Tragsseile erfolgt über die Einzugsflächen des Ringnetzes. Tab. 8.5 zeigt die einwirkenden massgebenden Belastungen auf die Tragseile für den jeweiligen Füllzustand (Serie von Verbauungen $\rightarrow \gamma_F = 1.0$).

Tabelle 8.4: Murganglasten im Louwenenbach nach Abschnitt 6.3 für die einzelnen Auffüllstadien gemäss Abb. 6.12 und 6.17

Zustand	$F_{hyd}[kN/m]$	$F_{dyn}[kN/m]$	$F_{ges}[kN/m]$
Lastfall 1			
Zustand 1	8	91	99
Zustand 2	50	136	186 [1]
Zustand 3/ganz gefüllt	130	136	266 [2]
überströmt	224	$\sigma = 24$, $\tau = 2.4$	227 [2]
Lastfall 2			
Zustand 1	44	158	202 [1]
Zustand 2/ganz gefüllt	223	198	421 [2]
überströmt	351	$\sigma = 44$, $\tau = 4.4$	355 [2]

[1] Wirkt auf mittlere und untere Tragseile
[2] Wirkt auf alle Tragseile

Tabelle 8.5: Massgebende Belastung der Tragseile für den jeweiligen Füllzustand als Bemessungswert $q_d[kN/m]$

	untere	**mittlere**	**obere Tragseile**	**Zustand**
$q_{d,max}[kN/m]$	106	-	-	Lastfall 1, Zustand 1
$q_{d,max}[kN/m]$	32	154	-	Lastfall 1, Zustand 2
$q_{d,max}[kN/m]$	59	108	100	Lastfall 1, Zustand 3
$q_{d,max}[kN/m]$	121	179	58	Lastfall 2, Überströmen

Somit sind jeweils die Belastungen des Lastfalls 1 für die unteren und oberen Tragseile und die des Lastfalls 2 für die mittleren Tragseile massgebend. Mit diesen Belastungswerten wird für die dynamische Bemessung eine FARO-Simulation durchgeführt, die im Rahmen dieses Bemessungsbeispiels nicht weiter beschrieben wird (siehe Abschnitt 7.1). Eine Bemessung der Seilkräfte über die iterierte Seillinie ist auf Grund der Barrierengeometrie mit Stützen nicht mehr möglich, da das Seil an den Stützen jeweils einen Auflagerpunkt besitzt.

8.6.5 Berechnung der auftretenden Schneelasten

Die 2.5 m hohe Einschneiung hat einen Schneedruck von 10 kN/m auf den unteren Teil der Barriere (mittlere, untere Tragseile) zur Folge. Die restlichen 2 m Barrierenhöhe werden von der einströmenden Lawine belastet, die in einem Winkel von 10° auf die Barriere auftrifft. Der massgebende Lawinendruck mindert sich zu $P_{Law} = 120\ kN/m^2 \cdot \sin(10°) \approx 21 kN/m^2$ ab. Dieser beeinflusst die mittleren und oberen Tragseile und ergibt bei einer Fliesshöhe von 2.5 m eine einwirkende Belastung von 53 kN/m.

Der Lastfall Lawinenanprall ist auf Grund des Anprallwinkels von $\approx 10°$ nicht massgebend und ist durch den Lastfall Murgang abgedeckt (siehe Tab. 8.5).

8.6.6 Bemessung der Barriere

Die Simulation in FARO mit den auftretenden Murganglasten nach Tab. 8.5 ergab folgende Anzahl an Geobinex 22 Tragseilen (siehe Abschnitt 3.2.2.1):

Tabelle 8.6: Erforderliche Anzahl an Tragseilen (Geobinex 22) und deren Belastung

	Anzahl	**Belastung pro Seil**$[kN]$
untere Tragseile	3	150
mittlere Tragseile	3	200
obere Tragseile	3	175
Randseile	2 (je Seite)	200
Rückhalteseile	4 (je Stütze)	200

In den unteren Tragseilen ist jeweils beidseitig eine Bremse GN-9017 angeordnet. Die beidseitige Anordnung erwies sich aus den Feldversuchen im Illgraben als sinnvoll (siehe Abschnitt 4.6.3). Bei den mittleren und oberen Tragseilen sind je Seite zwei dieser Bremsen in Serie eingebaut, um der Barriere entsprechende Verformungen zu ermöglichen. In den Rückhalteseilen befindet sich je eine Bremse, um nicht zu viel Weggebung in Fliessrichtung zu zulassen (kleineres Rückhaltevolumen). Generell bestimmt sich die Anzahl der Bremsen durch die Formgebung und die Grösse der Bremsen durch die auftretende Belastung im Tragseil und durch die allgemeine Systemsteifigkeit.
Die beiden Stützen werden auf Grund einer Druckkraft von 600 kN und einer Knicklänge von $s_k = 4.5 \cdot 1.5 = 7\ m$ zu einem HEB 220 Profil gewählt. Die Lagerung der Stütze ist am Stützenfuss gelenkig und wird oben durch die durchlaufenden oberen Tragseile und durch den Rückhalt der Rückhalteseile als nicht ganz frei (Wegfeder) angenommen, weswegen der Faktor für die Knicklänge von $\beta = 2.0$ auf $\beta = 1.5$ abgemindert wird.
Das Ringnetz wird mit 19 Windungen und einer Maschenweite von 30 cm gewählt (FARO-Simulation).
Auf Grund der erforderlichen Anzahl an Tragseilen sind insgesamt 26 Anker (z.B. Titan 40/16, zul. Belastung 300 kN mit Sicherheitsfaktor $\eta = 1.75$) erforderlich. Die Mantelreibung kann nach dem Verfahren von Ostermayer [12], basierend auf Erfahrungswerten, bestimmt werden. Für einen bindigen Boden (Ton und Schluff, mittelplastisch, halbfest) ergibt sich eine Mantelreibung bei einer angenommenen Krafteinleitungslänge (entspricht ungefähr der Verankerungslänge) von 8 m von $\tau_M \approx 300\ kN/m^2$ (bei Nachverpressung). Daraus lässt sich die Grenzkraft F_{krit} auf Herausziehen bei einer Ankerlänge l_0 von $\approx 8\ m$ und einem Durchmesser d des Titan 40/16 von 40 mm zu $F_{krit} = 8 \cdot 0.04 \cdot \pi \cdot 300 \approx 300\ kN$ berechnen. Die max. vorhandene Zugkraft pro Anker beträgt $\approx$ 200 kN (siehe Tab. 8.6), wodurch eine Sicherheit von $\eta = 300/200 = 1.5$ entsteht. Die Tragfähigkeit der Anker ist

durch zusätzliche Ausziehversuche zu überprüfen (siehe Abschnitt 3.2.2.4).

8.6.6.1 Dimensionierung des Flügelseils

Das Flügelseil wurde bisher bei den FARO-Simulationen und bei der Bemessung der Seilkräfte nicht explizit berücksichtigt, da bei den Murgangdrücken meist nur die auftretende Belastung in Fliessrichtung untersucht wurde. Das Flügelseil trägt jedoch hauptsächlich in vertikaler Linie (Kettenlinie) das Eigengewicht der Barriere ab. Um es zu dimensionieren, betrachtet man die Seillinie aus Abschnitt 6.2.2.
Das Eigengewicht des auskragenden Barrierenbauches wird durch die Näherungslösung aus Abb. 7.3 bestimmt und vereinfachend als Gleichlast auf das Flügelseil umgelegt. Die Resthöhe wird zu $h'_b = 3/4 \cdot h_b = 3/4 \cdot 4 = 3\ m$, die Maximalauslenkung der Barriere auf Grund der grossen Spannweite und der doppelten Bremsen je Seite zu $f = 3\ m$, die Dichte des zurückgehaltenen Murgangmaterials mit 2000 kg/m^3 angenommen. Daraus ergibt sich $F_g = 0.5 \cdot g \cdot f \cdot h'_b \cdot b_m \cdot \rho = 0.5 \cdot 9.81 \cdot 3 \cdot 3 \cdot (25+6)/2 \cdot 2000 = 1370\ kN$. Dies ergibt eine gleichmässige Belastung von $q = 1370/25 = 55\ kN/m$ auf das Flügelseil in vertikaler Richtung. Es werden beidseitig je eine Bremse mit einer maximalen Längung von $l_{br} = 1\ m$ angenommen. Die Lösung der Seilgleichung ergibt für diese Werte eine Seilkraft von $F_{Seil,d} = 1043\ kN$ (siehe Abschnitt 6.2.2). Somit sind bei einer Mindestbruchlast von $\approx 400\ kN$ (siehe Abschnitt 3.2.2.1 Tabelle 3.1) drei Tragseile erforderlich.

8.6.6.2 Untersuchung eines Einzelanpralls

Massgebend wird der Einzelanprall eines Blocks direkt auf ein Tragseil, denn der Anprall auf das Ringnetz ist durch die Nachweise der Steinschlagbarrieren bereits erbracht [45; 103]. Stösst ein Block der Masse m mit der Geschwindigkeit u direkt an ein Tragseil, wird die gesamte kinetische Energie des Blocks in Seildehnungsenergie überführt [83]. Zudem wird ein Teil der Energie durch die Bremsen absorbiert, welcher schwer zu quantifizieren ist. Die Seildehnungsenergie kann bestimmt werden zu

$$E_{pot,Seil} = \frac{1}{2} k \Delta L^2 \tag{8.8}$$

mit $k = EA/L$ Federsteifigkeit des Seils (elastischer Anteil) und ΔL elastische Dehnung des Seils (Gleichung 6.24) bei einer Seillänge L. Ersetzt man die Seilfedersteifigkeit k mit dem Federgesetz $k = F_{Seil}/\Delta L$ und setzt zudem die Seildehnungsenergie gleich mit der kinetischen Energie, kann man die Seilkräft bei einem Einzelstoss berechnen zu

$$F_{Seil} = \sqrt{\frac{mu^2 EA}{L}} \tag{8.9}$$

mit der Vereinfachung, dass die gleiche Federsteifigkeit k über die Seillänge herrscht und die Absorptionsenergie der Bremsen vernachlässigt wird.
Geht man im Bemessungsbeispiel von einem Block der Masse $m = 500\ kg$ aus, der mit der Murganggeschwindigkeit $u = 9\ m/s$ am unteren Tragseil anstösst, ergibt sich die Seilkraft

$F_{Seil} = \sqrt{\frac{500 \cdot 9^2 \cdot 1.28 \cdot 10^{11} \cdot 2.56 \cdot 10^{-4}}{6}} = 470\ kN$ bei einem angenommenen Elastizitätsmodul des Tragseils von $E_{Seil} = 1.28 \cdot 10^{11}\ N/m^2$ (siehe Abschnitt 6.2.2) und einem Nennquerschnitt $A = 2.56 \cdot 10^{-4}\ m^2$ (siehe Tab. 3.1). Da unten drei Tragseile vorhanden sind, drittelt sich die auftretende Stossbelastung zu einer Lastspitze von 170 kN pro Tragseil und kann somit aufgenommen werden.

8.6.7 Bestimmung des Rückhaltevolumens

Aus der Seilführung in Abb. 8.6 ergibt sich eine Barrierenhöhe $h_b = 4\ m$ und dadurch $h_b' = 3/4 \cdot h_b \approx 3\ m$, die Breite $b_o = 24.0\ m$ und $b_u = 6.0\ m$ bei einer Gerinneneigung von $\Theta \approx 30°$, woraus sich ein Verlandungsgefälle von $\Theta' = 2/3 \cdot I_s \approx 20°$ (siehe Abschnitt 4.6.4) einstellt. Der Winkel ξ zwischen Barriere und Gerinnesohle ist bei flachen Gerinnen häufig $\xi \approx 90°$. Auf Grund des steilen Gerinnes ergibt sich bei waagrechter Barrierenkonstruktion der Winkel $\xi \approx 60°$.

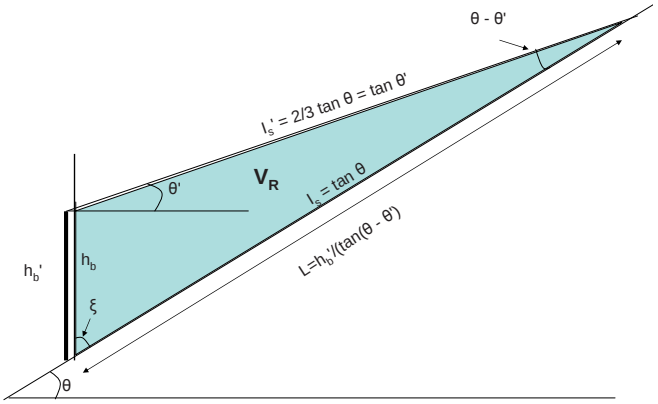


Abbildung 8.7: Rückhaltevolumen hinter einer gefüllten Barriere

Das zurückgehaltene Volumen hinter der geplanten Sperre berechnet sich dann unter Vernachlässigung des Volumens im Murgangbauch zu

$$V_r = 0.5 \sin \xi h_b' L b_m = 0.5 \sin \xi \frac{h_b'^2}{\tan(\Theta - \Theta')} b_m = 0.5 \sin 60° \frac{3^2}{tan 10°} 15.5 = 343\ m^3 \quad (8.10)$$

8.6.8 Kosten-Nutzen Analyse der geplanten Barrierenserie

Der Nutzen der ergriffenen Massnahme bemisst sich an der damit erreichbaren Risikoverminderung [60]. Hierzu muss der durch die Massnahme verhinderte Personen- und Sachschaden abgeschätzt werden. Für diese Beispielrechnung werden die Kosten der ganzen Barrierenserie als Teil des gesamten Schutzkonzeptes herausgegriffen, obwohl eigentlich nur das ganze Schutzkonzept voll wirksam ist (siehe Abschnitt 2.4.3).
Da Schutzmassnahmen in ihrer Lebensdauer begrenzt sind, kann zur Berechnung der

Eintretenswahrscheinlichkeit nicht direkt die prognostizierte Wiederkehrperiode, welche für eine unbegrenzte Zeit einen durchschnittlichen Wert angibt, verwendet werden. Das Eintreten innerhalb einer begrenzten Periode berechnet sich nach [60] zu

$$P = 1 - (1 - 1/T)^n \tag{8.11}$$

mit P Überschreitungswahrscheinlichkeit des Murgangs der Wiederkehrperiode T innerhalb der Lebensdauer n der Schutzmassnahme. Im Fall der Barrierenserie im Hasliberg wäre zum Beispiel $P = 1 - (1 - 1/15)^{20} = 0.74$ bei einer prognostizierten Lebensdauer der Ringnetzbarrieren von 20 $Jahren$ [39] und einer Wiederkehrperiode von 15 Jahren. Als diskrete Widerkehrperioden werden $30, 100, 300$ $Jahre$ betrachtet, welche aber nur als Hilfkonstrukt dienen.
Die Schadensgrössen wurden vom Tiefbauamt Bern anhand bisheriger Erfahrungswerte aus vergangenen Hochwasserereignissen auf die Werte in der Tab. 8.7 festgelegt. Die Werte für die Schäden nach der Schutzmassnahme ergeben sich aus der Wirkung der Murgangnetze, durch die angenommen wird, dass ein bisheriges 30-jähriges Ereignis mit dem gleichen Schaden erst bei einem 100-jährigen Ereignis eintreten würde. Zudem würde ein 30-jähriges Ereignis durch die Netze einen weitaus geringeren Schaden mit 10 Mio verursachen. Die Schadensreduktion bildet sich dann aus der Differenz der Schäden ohne Massnahme und den Restschäden mit Massnahme.

Tabelle 8.7: Ermittlung des Schadensausmasses R für die Murgänge in den Gemeinden Hasliberg und Meiringen

Wiederkehrperiode T	30	100	300
Schadensausmass vorher $[CHF]$	65 Mio	69 Mio	73 Mio
Schadensausmass nachher $[CHF]$	10 Mio	65 Mio	69 Mio
Schadensreduktion $S_m[CHF]$	55 Mio	4 Mio	4 Mio
Wahrscheinlichkeit P	0.49	0.18	0.064
Wahrscheinlichkeit ΔP	0.31	0.116	0.064
Nutzen N $[CHF]$	26.95 Mio	0.464 Mio	0.256 Mio
Nutzen N_{Jahr} $[CHF/Jahr]$	1.34 Mio	23′200	12′800
Schadensausmass R $[CHF/Jahr]$	1.34 Mio	1.37 Mio	1.38 Mio

Bei der auftretenden Wahrscheinlichkeit des Ereignisses innerhalb der Standzeit der Netze P wird jeweils der Mittelwert $\Delta P_i = P_i - P_{i+1}$ gebildet, wobei das 300-jährige Ereignis als das grösst mögliche direkt die Eintretenswahrscheinlichkeit P erhält. Aus den auftretenden Wahrscheinlichkeiten ΔP_i und der massgebenden Schadensreduktion lässt sich der sog. Nutzen der Massnahme berechnen zu $N_i = \Delta P_i \cdot S_{m,i}$. Der Nutzen pro Jahr ergibt sich dann zu $N_{Jahr} = N_i/20$ bei einer 20-jährigen Lebensdauer der Netze. Das eigentliche Schadensausmass R berechnet sich dann in diesem Fall aus der Summe aller jährlicher Nutzen zu $R = \sum N_{i,Jahr}$.

Andere Methoden, wie die Wilhelm oder die Borter Methode (wird vom BUWAL[3] bei Kosten-Nutzen Analysen verwendet) zur Berechnung des auftretenden Schadensausmasses R sind in [80] beschrieben. Diese sind aber für diesen speziellen Fall durch die Auftretenswahrscheinlichkeit während der Standzeit der Schutzmassnahme nicht geeignet, weshalb die Vorgehensweise nach der GBV [60] vorgezogen wurde.

Der Schutz gegen ein hundertjähriges Hochwasserereignis sollte daher keine höheren Kosten als 1.37 Mio jährlich verursachen. Durch die installierten Schutznetze kann maximal ein 15-jähriges Ereignis ganz zurückgehalten und ein 30-jähriges Ereignis durch einen Teilrückhalt dementsprechend minimiert werden. Somit kann der Schaden für die kurzen Widerkehrperioden erheblich minimiert werden.

8.6.8.1 Aufwendung für die Schutzmassnahme mit Ringnetzbarrieren

Die Ringnetze sind nur ein Teil des gesamten Massnahmeplans zum Schutz der Gemeinde Meiringen. Die Investitionen für die Schutznetze betragen circa 2.2 $Mio\,CHF$ bei Kosten für die Gesamtmassnahme von 15 $Mio\ CHF$ [50]. Obwohl eigentlich nur die Schutzmassnahme als Ganzes den Schutz bewirkt, werden hier nur die Ringnetze betrachtet. Deren Investitionskosten und laufende Kosten müssen jetzt in jährliche Kosten umgelegt werden. Die laufenden Kosten fallen aus den anstehenden Wartungsarbeiten nach Tab. 8.8 an.

Tabelle 8.8: Wartungs- und Unterhaltsarbeiten an den Ringnetzbarrieren

Intervall [$Jahre$]	**Erwartete Ereignisse**	**Unterhaltsarbeiten**
2× jährlich	lokale Verklausung Basisdurchlass lokale seitliche Rutschungen lokaler seitlicher Geschiebeeintrag	Begehung und Kontrolle Gerinne Leerung Verklausungen (händisch) visuelle Kontrolle Bremsen
> 10	Murgangereignis mit $V < 5000\ m^3$	lokale Netzleerung durch Bacherosion ev. maschinelle Netzräumung Materialtransport zur Deoponie Instandsetzung Netze
$10 - 15$	Lawineneinwirkung auf das Netz	Ersatz der Bremsen (Frühjahr)
$30 - 100$	Murgangereignis mit $V > 10'000\ m^3$	maschinelle Netzräumung Materialtransport zur Deponie Grössere Instandsetzungsarbeiten

Die Arbeiten aus Tab. 8.8 werden für ein $10 - 30$ jähriges Ereignis berücksichtigt. Die Kosten für grössere Ereignisse sind in dieser Rechnung nicht enthalten. Auf jährliche Kosten

[3]BUWAL=Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft

umgelegt, betragen die laufenden Kosten ungefähr 3000 CHF [71].
Rechnet man die 2.2 $Mio\ CHF$ Investitionen bei einer Lebensdauer von 20 Jahren und einem Zinssatz von 3% in jährliche Kosten um, ergibt sich für einen Kapitalwiedergewinnungsfaktor $k_w = 0.06722$ nach [60], die jährlichen Kosten von $K_j = 0.06722 \cdot 2'200'000 = 146'784\ CHF$. Die gesamten jährlichen Kosten inklusive Wartungsarbeiten betragen somit $149'784 \approx 150'000\ CHF$. Sie liegen damit um den Faktor 9 tiefer als der jährliche Schadenserwartungswert von 1.37 $Mio\ CHF$. Dadurch erweist sich die Massnahme als wirtschaftlich.

8.6.8.2 Vergleich der Kosten Betonsperre - Ringnetzbarriere

In diesem Abschnitt wird eine Vergleichsrechnung der anfallenden Kosten für eine Betonsperre am gleichen Standort der Beispielbarriere durchgeführt.
Der Bau der Ringnetzbarriere mit Transportkosten, Bohr- und Installationsarbeiten liegt bei rund $100'000\ CHF$. Dieser Preis ist generell etwas tiefer, da es sich beim Bau um eine ganze Serie von Barrieren handelt und sich damit die Kosten für Baustelleneinrichtung etc. auf mehrere Barrieren verteilen. Wäre es ein Einzelbauwerk in dieser Grösse, läge der Komplettpreis schätzungsweise bei rund $110'000\ CHF$. Aber für eine Beispielrechnung sollte die Grössenordnung genügen.
Eine massive Betonsperre an dieser Stelle mit dem gleichen Rückhaltevolumen hätte ein ungefähres Betonvolumen von $4\ m \cdot 15.5\ m \cdot 1\ m = 62\ m^3$ ohne Fundament und Mauerfuss. Rechnet man ein Fundament mit 1 m Breite auf 6 m Länge und einer Dicke von $\approx 0.5\ m$ mit hinzu, kommt man auf 65 m^3 Beton. Der Bewehrungsgehalt einer solchen Betonschwelle wird zu $\approx 100\ kg/m^3$ angenommen. Daraus ergeben sich ungefähre Baukosten mit Erd-, Schal-, und Betonierarbeiten von ungefähr $200'000\ CHF$. Bezieht man zusätzlich die Transportkosten für die erforderlichen Helikoperflüge mit $\approx\ 38'000\ CHF$ ein, kommt man auf ungefähr $238'000\ CHF$ für den Bau einer massiven Betonschwelle. Die Bewehrungsschätzungen und Baukosten wurden anhand der damaligen Baukosten der Scherwand im Illgraben (siehe Abschnitt 4.2.1) und einer angenommenen Inflation von 5% (Angebot drei Jahre alt) abgeschätzt.
Somit ergibt sich ein Kostenverhältnis von Ringnetzbarriere zu einer massiven Betonschwelle von $110'000/238'000 = 0.46$. Dies entspricht ungefähr der Hälfte der Kosten.
Dieses Verhältnis ist indirekt noch standortabhängig, da bei unzugänglichen Standorten die Transportkosten für die Betonschwelle deutlich stärker ins Gewicht fallen, als wenn das Bauwerk im Tal mit guten Zufahrtsbedingungen errichtet werden kann.

8.7 Hinweise und Anwendungsgrenzen

8.7.1 Begleitende Hinweise

Die Planung von Barrieren muss nach wie vor in jedem Einzelfall auf das Gefahrenpotential unterhalb der Bauwerke abgestimmt werden (siehe Abschnitt 8.3). Vor allem müssen sich die topographischen Begebenheiten im Wildbach zum Bau einer Ringnetzbarriere eignen und die geometrischen Parameter wie Lage der Sperre, Bauwerkshöhe, Spannweite, Verankerung und das geplante Rückhaltevolumen sorgfältig festgelegt werden. Auf Grund der sehr unterschiedlichen Randbedingungen in Murganggerinnen und die damit zum Teil mit grossen Unsicherheiten behafteten Eingangsgrössen (Dichte des Murgangs, Fliesshöhe, Fliessgeschwindigkeiten), ist die Erfahrung von Experten vor Ort bei der Planung meist unumgänglich.
Auch bei errichteten Sperren bedarf es einer regelmässigen Kontrolle nach dem Füll- und dem allgemeinen Zustand der Barriere. Bei Sperren, die als Stufenwirkung im Bachbett eingesetzt werden, bedarf es einer regelmässigen Wartung des Abrasionsschutzes und des Bremsenzustandes (Restkapazität der Bremsen).

8.7.2 Anwendungsgrenzen

Im vorherigen Abschnitt wurde bereits auf die Eignung der topographischen Begebenheiten in einem Wildbach für eine Ringnetzbarriere hingewiesen. Dieser Punkt stellt auch gleichzeitig einen der wichtigsten Anwendungsgrenzen dieses Rückhaltesystems dar. Spannweiten von mehr als 25 m machen auf Grund des grossen Setzungsverhaltens der Barrieren ($h_b = 3/4 \cdot h'_b$) und des folglich immer kleiner werdenden Rückhaltevolumens keinen Sinn. Die Restbarrierenhöhe h'_b kann bei einer Spannweite von ≈ 25 m durch zwei zusätzliche Stützen als sog. UX-System noch weitgehend garantiert werden. Bei noch grösseren Spannweiten wären weitere Stützen erforderlich und damit irgendwann das Tragsystem auf Grund der grossen abzutragenden Kräfte erschöpft. Es könnte prinzipiell auch eine vierfache Tragseilführung konstruiert werden, diese wäre aber auf Grund der Anordnung der Seile an Stellen der Umlenkung und zudem wäre das Verschäkeln der Seile mit dem Ringnetz konstruktiv nicht mehr realisierbar.
Indirekt bedeutet der limitierende geometrische Faktor der Spannweite auch eine Grenze beim Rückhaltevolumen. Ringnetzbarrieren eignen sich zum Rückhalt von Volumen bis $\approx 1000 - 1500$ m^3. Für grössere Rückhaltevolumen kommt nur eine Serie von Netzen in Frage bzw. folglich ein massives Bauwerk aus Beton, mit welchem auf einmal ein grosses Rückhaltevolumen geschaffen wird.
Liegen im Gerinne mässige Böschungs- und Flankenfestigkeiten auf Grund temporären Ablagerungsmaterials vor, ist das Tragsystem einer Ringnetzbarriere wegen fehlender Möglichkeit zur Verankerung in den Böschungsflanken nicht geeignet. Die Gefahr, durch freigespülte Anker ein Versagen der Barriere zu riskieren, ist bei instabilen Böschungsflanken zu gross. Hier sollte man besser mit einer Schwergewichtsmauer, die ihre Lasten über das Fundament als Pressung in den Gerinneboden einleitet, einen geeigneten Rückhalteraum schaffen.

Auch der erarbeite Lastansatz zeigt auf, dass bei schnellen Fliessgeschwindigkeiten sehr schnell, sehr hohe dynamische Kräfte beim Anprall eines Murgangs auf ein Sperrenbauwerk auftreten, welche sich zudem bei granularen Fronten gleich noch verdoppeln. Bei erwarteten sehr hohen Fliessgeschwindigkeiten von Murgängen mit mehr als $10 - 12\ m/s$ in sehr steilen Wildbächen ist deshalb vom Rückhaltesystem der flexiblen Ringnetzbarriere abzuraten, da die auftretenden Belastungen schnell eine mögliche Grenzbelastung für das Tragsystem darstellen. Generell stellt sich aber sogleich die Frage, ob ein Rückhaltebauwerk in einem extrem steilen Gelände überhaupt auf Grund der grossen dynamischen Kräfte beim Füllvorgang und des kleinen Rückhaltevolumens Sinn macht, oder ob man das Sperrenbauwerk besser gleich in den flacheren Auslaufbereich verlegt. Die "permanent verfüllte Sperre" als Stufenwirkung im steilen Bachbett ist eher die treffende Lösung in diesem Fall, wobei hier den grossen dynamischen Lasten eventuell durch ein vorheriges Verfüllen mit Erdmaterial entgegegen gewirkt werden kann.
Das Rückhaltesystem von flexiblen Ringnetzbarrieren zum Murgangschutz eignet sich generell für kleine bis mittelgrosse Murgänge mit einem erwarteten Schubvolumen von max. $V = 5000\ m^3$, kleinen bis mittleren Fliessgeschwindigkeiten von max. $10 - 12\ m/s$ bei einem erwarteten Durchfluss von nicht mehr als $100\ m^3/s$. Der geplante Rückhalteraum V_r ist besser über mehrere Sperren in Serie zu gewährleisten, als mit einer grossen Sperre, die eventuell über ein zu grosses Setzungsverhalten bei grossen Spannweiten an die Grenze des erwartenden Rückhaltevermögens gerät. Generell ist bei grossen zu erwartenden Murgangenergien eine Alternativlösung in Erwägung zu ziehen.

9 Zusammenfassung und Ausblick

9.1 Zusammenfassung

Eine Weiterentwicklung der flexiblen Ringnetzbarrieren vom ursprünglichen Einsatz als Steinschlagschutzverbauung herkommend hin zum Aufhalten von Murgängen, erweist sich als effiziente Alternative zu herkömmlichen Methoden des Murgangrückhalts. Grundlagen zum Tragsystem dieser Barrieren, deren Weiterentwicklung und Bemessung wurden durch Feld- und Laborversuche optimiert und das entwickelte Lastmodell in das Simulationsprogramm FARO implementiert.
Neue Erkenntnisse zum Murgangprozess wurden anhand verschiedener Energiebetrachtungen gewonnen, welche sich für das allgemeine Verständnis des Interaktionsprozesses zwischen Murgang und Barriere von grossem Nutzen erwiesen. Im Folgenden werden die gewonnenen Ergebnisse dieser Arbeit in kurzen Abschnitten zusammengefasst:

9.1.1 Murgangprozess

Verschiedene Energiebetrachtungen bei Feld- und Laborversuchen bestätigen eine neue Theorie bezüglich der Reibungsprozesse innerhalb von Murgängen. Reibungsparameter von Murgängen können während des Fliessprozesses nicht als eine materialabhängige Konstante betrachtet werden, denn weitere Parameter, wie der Wassergehalt, die Gravitationsarbeitsrate und die Fliessgeschwindigkeit beeinflussen diese zusätzlich mit. Die variablen Reibungsparameter konnten durch Feld- und Labormessungen nachgewiesen werden.
Eine wichtige Rolle bei den Energiebetrachtungen von Murgängen spielt die nicht messbare Grösse der Randomenergie. Sie ist ein weiterer innerer Verlustbeitrag durch Reibungsarbeit, entstanden durch teilplastische Stösse der Körner untereinander. Ihr Beitrag zum massgebenden Reibungsgesetz wird durch die Proportionalität zur Gravitationsarbeitsrate gesteuert (siehe Abschnitt 5.4.1.1).
Eine detaillierte Analyse der Waagedaten erbrachte, dass die mittlere Geschwindigkeit in einem Murgang grösser als die gemessene Frontgeschwindigkeit u_{front} ist und sich dadurch auf Grund des grossen Schergradienten die walzende Bewegung einer granularen Front entwickelt. Das aufschwimmende schnelle Material, bestehend meist aus grossen Blöcken, wird vorne allmählich wieder unter das langsamer fliessende bodennahe Material geschoben. Zur Dimensionierung der Netze wird jedoch weiterhin die mittlere Frontgeschwindigkeit u_{front} herangezogen, da nur diese in der Praxis messbar ist.

9.1.2 Lastmodell

Eine umfangreiche Zusammenstellung der historischer Ansätze und ihr Vergleich untereinander legen die grosse Streuung bei den Ergebnissen von berechneten Murdrücken offen. Auf Grund von fehlenden Ansätzen für flexible Barrieren wurde ein Lastmodell anhand von Feld- und Labormessungen entwickelt, welches als Vorgehensweise zur Bemessung der flexiblen Ringnetzbarrieren dient. Es basiert auf einfach abzuschätzenden Eingangsgrössen (Dichte ρ, Fliesshöhe h_{fl}, Fliessgeschwindigkeit u) und stützt sich auf die Grundlagen der Physik durch die Annahme einer hydrostatischen Druckverteilung und einer plötzlich auftretenden Impulsänderung beim Stoppprozess des Murgangs (siehe Abschnitt 6.3). Beide Anteile lieferten die ausgewerteten Messdaten der einzelnen Versuche. Die Flexibilität der Struktur beim Einströmprozess wird bisher explizit erst durch die anschliessende Simulation oder durch die Näherungslösung der Seilgleichung berücksichtigt.

9.1.3 Verbauungsseite

Durch umfangreiche 1 : 1 Feldversuche mit unterschiedlichen Tragsystemen auf der Barrierenseite wurde ein Tragsystem entwickelt, welches effizient die auftretenden Lasten zu den Böschungsflanken abträgt. Konstruktive Detailpunkte, wie die des Abrasionsschutzes und des Flügelseils wurden erfolgreich weiterentwickelt und gelöst. Fragen bezüglich der erforderlichen Maschenweite M und der Grösse des Basisdurchlasses h_d konnten durch Feld- und skalierte Laborversuche beantwortet werden.
Eine Barrierenserie von drei Barrieren im Merdenson zeigt die Anwendung auch als Mehrstufenbarrieren zur Vergrösserung des Rückhalteraums. Zudem kann ein weiterer Anwendungsbereich als permanente Sohlstufe in Wildbächen mit dem gezielten Schutz eines Mauerfusses vor weiterer Erosion und Auskolkung dadurch aufgezeigt werden.

9.1.4 Numerische Simulation

Die Implementierung des Lastansatzes in das Simulationsprogramm FARO ermöglicht in Zukunft eine einfache und zeitsparende Dimensionierung der Barrieren. Die Simulationsergebnisse wurden mit den gemessenen Felddaten geeicht und bestätigen zudem das entwickelte Lastmodell der Druckstosswellen. Durch zusätzliche dynamische Komponententests, aufbauend auf die Arbeit von [103; 45], konnte das Programm in bestimmten Punkten, wie z.B. um das dynamische Kraft-Weg-Gesetz der Bremselemente, erweitert werden.
Ein vereinfachtes Modell der Barriere bei der Formfindungsanalyse zeigt gute Ergebnisse für die gewünschte maximale Verformung des Barrierenbauches von 1 m. Bei der darauf folgenden Zuschnittsberechnung wurde für diese Gleichgewichtsform die erforderliche Anzahl der Bremsen und die Reihen des Ringnetzes ermittelt. Formfindung sollte bei diesen flexiblen Strukturen jedoch nicht nur zur Berechnung des Maximalstiches f betrieben werden, sondern ist für eine korrekte bauliche Durchbildung des Tragsystems zur Vermeidung von Korrosion und zum Erreichen eines effizienten Tragverhaltens bereits in der Planungsphase relevant.

9.1.5 Bemessungskonzept

Anlehnend an die SIA 260, 261 [92; 91], die GBV [60] und die DIN-Normen 1055-9 und 1055-100 [28; 27] wurde ein Bemessungskonzept zur Dimensionierung der Barrieren vorgeschlagen, um auch in Zukunft eine grösstmögliche Sicherheit beim schwer zu bestimmenden Lastfall Murgang auf Bauwerke zu garantieren. Eine detaillierte risikobasierte Analyse des Lastfalls Murgang auf Ringnetzbarrieren steht auf Grund der geringen Felddatenmenge noch aus.

Alle Punkte im Einzelnen tragen dazu bei, dass eine neue Methode "flexible Ringnetzbarrieren zum Rückhalt von Murgängen" entwickelt werden konnte. Diese erweisen sich im alpinen Gelände wegen ihres geringen Gewichts und der schnellen Installation von Vorteil. Zudem stellen sie eine optisch ansprechende und ökologisch vertretbare Alternative zu Betonverbauungen dar, vor allem bei kleineren bis mittleren Murgängen mit einem Schubvolumen bis zu 5000 m^3. Somit kann auch in Zeiten des Klimawandels gezielt Mensch und Infrastruktur vor der Naturgefahr Murgang geschützt werden, um weiterhin den Siedlungsraum alpiner Regionen in einem "gesunden" Masse nutzen zu können.

9.2 Ausblick

Bereits während der Laufzeit des Projekts zeigte sich ein grosses Interesse der praktischen Anwender für das neue Schutzkonzept der flexiblen Barrieren. Das Ziel, eine Vorgehensweise zur Bemessung dieser Barrieren für Murgänge zu erstellen, wurde im Rahmen dieser Arbeit durch die Bearbeitung unterschiedlichster Teilgebiete realisiert.
Doch kamen bereits während des Projektes Ideen auf, die eine Weiterentwicklung des Lastansatzes und damit eine effizientere Bemessung zur Folge haben. Zudem wären noch verschiedene weitere Anwendungsgebiete dieser Barrieren denkbar, die sich bereits in einem neuen Nachfolgeprojekt "Ringnetze gegen Hangmuren" bestätigen.

9.2.1 Belastungen

Der entwickelte Lastansatz wurde bisher für ein gemessenes Schlammstromereignis bestätigt. Ein granulares Murgangereignis konnte bis zur Fertigstellung dieser Arbeit leider noch nicht gemessen werden. Folglich musste auf bisher bekannte Literaturangaben bei der Wahl des Druckkoeffizienten zum dynamischen Anteil eines granularen Murgangs zurückgegriffen werden [2]. Diese Lücke gilt es durch weitere Feldversuche mit flexiblen Ringnetzbarrieren und eingebauten Messzellen zu schliessen.

Ausserdem wurden bisher die Feldstudien nur in zwei Murganggerinnen (Merdenson, Illgraben) durchgeführt und diese durch die Verwendung von weiteren Materialien bei den Laborversuchen erweitert. Für einen globalen Einsatz dieses Verbauungssystems wären weitere Versuche in anderen Murganggerinnen mit anderen Materialzusammensetzungen unbedingt von Vorteil, um auf eine Übertragbarkeit der Messwerte zu schliessen bzw. den materialabhängigen Einfluss besser quantifizieren zu können.

Anzustreben wäre zudem eine europaweite Richtlinie zu Murganglasten auf Schutzbauwerke und ein dementsprechend risikobasiertes Sicherheitskonzept, welches auf Grund der Unterschiedlichkeit des eigentlichen Prozesses und der unterschiedlichen Materialzusammensetzungen Länder übergreifend in nächster Zukunft wohl nicht möglich sein wird. Vielleicht wäre aber eine risikobasierte Analyse bezogen auf unterschiedliche Einzugsgebiete und Verbauungsstandorte innerhalb der Schweiz möglich, um dort Ingenieuren und Anwendern aus der Praxis eine fundierte Richtlinie zum Umgang mit Murganglasten auf Schutzbauwerke bereit zu stellen.

Eine Weiterentwicklung von speziellen Simulationsprogrammen, die speziell die Schutzbauten auf der Strukturseite beschreiben und auf der anderen Seite das Fluid - den Murgang - mit der erforderlichen Genauigkeit abbilden können, ist eine weitere Aufgabe.
In dieser Arbeit wurde ein Simulationstool (FARO) zur Simulation der Struktur mit quasi-statischen Ersatzlasten aus dem erarbeiten Bemessungskonzept beschrieben, welches plausible Ergebnisse zur Dimensionierung der flexiblen Ringnetzbarrieren liefert. Ein weiterer Schritt wäre jetzt die Kopplung beider physikalischer Prozesse, dem Prozess des einströmenden Fluides mit der flexiblen Ringnetzbarriere (Strukturseite) zu einer FSI[1]-Berechnung. Das ganze könnte z.B. auch durch Entwicklung einer Schnittstelle zwischen Fluid und Struktur mit dem bisher verwendeten FARO und dem neu entwickelten Fliesscode für Murgänge in RAMMS[2] geschehen.

Bisher wurden hauptsächlich Tragsysteme in der Ebene projektiert und umgesetzt. Weiterführende Formfindungsberechnungen mit komplizierteren Tragstrukturen aus der Ebene heraus und einer eventuell bereits vorgegebenen Krümmung der Ringnetzbarriere könnten zusätzlichen Rückhalteraum bei einer effizienteren Lastabtragung schaffen.

9.2.2 Erweiterung des Anwendungsgebiets

Wenn die Barrieren vor Murgängen schützen, eignen sie sich grundsätzlich auch zum Schutz vor Hangmuren. Vom Prozess her dem Murgang sehr ähnlich (siehe Abschnitt 2.1), weisen Hangmuren bei steilem Gelände zum Teil deutlich höhere Fliessgeschwindigkeiten mit bis zu 15 m/s auf. Ihre Prozessauslösung ist nicht an ein Bachbett gebunden, sondern kann überall in steilen Wiesen- und Waldgebieten mit einer Geländeneigung steiler als 30° auftreten. Ist die Gefahr einer Hangmurenaktivität an einem bestimmten Ort z.B. aus früheren Rutschungen vorhersehbar, wäre eine Ringnetzbarriere zum gezielten Objektschutz denkbar.

Auch als Gleitschneeschutz oberhalb zu schützender Infrastrukturen ist eine Anwendung der Ringnetzbarriere denkbar (siehe [108]). Als vollwertiger Lawinenschutz wird das filigrane Tragsystem auf Grund der grossen auftretenden Drücke bei einem Lawinenniedergang wohl auch in Zukunft eher nicht zum Einsatz kommen.

[1] FSI=Fluid-Struktur-Interaktionsberechnung
[2] RAMMS=Rapid Mass Movements

Verzeichnis der verwendeten Symbole

Symbol	Beschreibung	Einheit
A	Gerinnequerschnitt bzw. Fliessquerschnitt in Abhängigkeit von $h_{fl}(x)$	m^2
α	Umlenkwinkel eines Stahlseils	$\circ$
α_m	Materialabhängiger Murdruckfaktor	–
b	Breite des Gerinnes	m
BKV	Verringerte Bruchkraft eines Tragseils bei Umlenkung	%
b_m	Mittlere Barrierenbreite	m
b_o	Barrierenbreite an den oberen Tragseilen	m
b_u	Barrierenbreite an den unteren Tragseilen	m
β	Anprallwinkel des Murgangs auf ein Hinderniss	$\circ$
c	Kohäsion des Festmaterials	$\frac{N}{m^2}$
c_d	Druckbeiwert dynamischer Murdruck	–
c_w	Widerstandsbeiwert eines angeströmten Gegenstands	–
C_v	Feststoffkonzentration einer untersuchten Suspensionsprobe	–
$C_{s,DF}$	Volumetrische Feststoffkonzentration im Murgang	–
$C_{s,SL}$	Anteil einer Korngrösse innerhalb der Siebkurve	–
d_{90}	90% der Korngrössen sind kleiner als dieser Wert	mm
d_{max}	Grösstkorn einer Murgangmischung	mm
d_{Ring}	Ringdurchmesser Ringnetz	m
$d_{Ring,\emptyset}$	Drahtbündeldurchmesser eines Einzelrings	m
δ	Drahtdurchmesser eines Einzeldrahts einer Litze	mm
η_b	Bingham Viskosität	Pas
η	Dynamische Viskosität	Pas
f	Maximalverformung der Barriere in Fliessrichtung	m
F_{Seil}	Seilkraft eines Tragseils der Barriere	kN
g	Gravitationskonstante	$\frac{m}{s^2}$
$\dot{\gamma}$	Scherrate bei Viskositätsmessungen	$1/s$
h_b	Füllstandshöhe der Barriere	m
h'_b	Endhöhe der Barriere nach Auffüllprozess	m
h_d	Basisdurchlasshöhe zwsichen unterstem Tragseil und Bachbettsohle	m
h_{end}	Endhöhe der Barriere nach mehreren Überströmprozessen	m

Symbol	Beschreibung	Einheit
h_{fl}	Fliesshöhe des Murgangs	m
h_{fuell}	Füllhöhe der Barriere, hauptsächlich bei den Laborversuchen verwendet	m
h_n	Normalwasserabfluss	m
h_{stau}	Staudruck des Murgangs	m
h_w	theoretische Einwirkungshöhe des Murgangs	m
I_R	Neigung der Energielinie im offenen Gerinne	-
I_S	Neigung der Bachsohle im offenen Gerinne	-
I'_S	Neigung der Bachsohle hinter einer verfüllten flexiblen Barriere	-
I_W	Neigung des Wasserspiegels im offenen Gerinne	-
ΔI_w	Energiehöhenverlust beim Wechselsprung	m
k_f	Durchlässigkeitskoeffizient (Permeabilität)	m/s
k_m	Steifemodul der Modellbarrieren	N/m
k_n	Steifemodul des verwendeten Ringnetzes	N/m
k_{st}	Stricklerbeiwert für die massgebende Gerinnerauhigkeit	$\frac{m^{1/3}}{s}$
l	Abstand bei Mehrstufenbarrieren von einer Sperre zur nächsten	m
l_{br}	Längenänderung des Seils durch den Bremsenweg	m
l_k	Länge der Auskolkung beim Überfall über eine Sperre	m
L_m	charakteristische Länge in Natur (Prototyp)	m
L_n	charakteristische Länge im Modell	m
L_s	Skalierungsfaktor Modell aus L_n/L_m	$-$
L_W	Länge eines Wechselsprungs	m
M	Maschenweite des Ringnetzes	m
μ	effektiver Reibungskoeffizient	-
μ_c	Reibungskoeffizient der Coulomb Reibung (trockene Reibung)	-
ν_s	Feststoffanteil im Murgang mit $d > 0.05\ mm$, Definition nach Iverson	-
ν_f	Anteil der flüssigen Phase im Murgang + Partikel mit $d < 0.05\ mm$	-
p	Druck im Fluid	$\frac{N}{m^2}$
p_p	Porenwasserdruck im Murgang	$\frac{N}{m^2}$
ΔP	Dynamische Murdruckerhöhung	$\frac{N}{m^2}$
ϕ	innerer Reibungswinkel	$\circ$
ϕ'	effektiver innerer Reibungswinkel	$\circ$
ϕ_{bas}	basaler Reibungswinkel	$\circ$

Symbol	Beschreibung	Einheit
$\overline{Q}$	mittlerer Durchfluss	m^3/s
Q'	Durchfluss der Netz passiert	m^3/s
Q_{Netz}	Durchfluss der das Netz füllt	m^3/s
q	Spezifischer Durchfluss	m^2/s
R	Mittlerer hydraulischer Radius im Murganggerinne	m
ρ	Dichte des Murgangs	$\frac{kg}{m^3}$
ρ_f	Dichte des Fluidanteils	$\frac{kg}{m^3}$
ρ_s	Dichte der festen Phase	$\frac{kg}{m^3}$
σ	Normalspannung	$\frac{N}{m^2}$
τ	Schubspannung	$\frac{N}{m^2}$
τ_{crit}	Grenzschubspannung im Bruchzustand	$\frac{N}{m^2}$
t_{imp}	Impactzeit der Barriere	s
t_{sim}	Aktuelle Simulationszeit der Barriere in FARO	s
Θ	Gerinneneigung	$\circ$
Θ'	Gerinneneigung hinter einer aufgestauten Barriere	$\circ$
U	Gerinneumfang eines Wildbaches	m
u	Geschwindigkeit des Murgangs	$\frac{m}{s}$
$\vec{u}$	Geschwindigkeitsvektor des Murgangs	$\frac{m}{s}$
u_{front}	Mittlere Frontgeschwindigkeit des Murgangs	$\frac{m}{s}$
υ	kinematische Viskosität	m^2/s
V	Massgebendes Volumen eines Murgangschubes	m^3
V_r	freies Rückhaltevolumen hinter einer flexiblen Barriere	m^3
w	Volumenbezogener Wasseranteil im Murgang	%
w	Volumenbezogener Wasseranteil im feuchten Murgangmaterial	%

Quellen der verwendeten Abbildungen

Quelle	Abbildung
Rickli C., WSL	2.1 rechts
Ishikawa (Japan)	2.10 links
Abteilung Naturgefahren BE	1.1, 2.10 rechts , 2.13
McArdell B., WSL	2.11
Graf C., WSL	4.3
Geobrugg AG	Titelbild, 3.1, 3.2 rechts, 3.3 links, 3.4, 3.9 rechts, 3.10, 3.12
Gwerder C., WSL	4.15 rechts
Gubler A., WSL	5.24, 5.25,5.26, 6.9
Schatzmann M.	5.5 rechts
Schlickenrieder M., FH München	6.3

Literaturverzeichnis

[1] Armanini, A.: *On the dynamic impact of debris flows*. In *Recent Developments on Debris Flows, Lecture Notes in Earth Sciences 64*. Springer Verlag, 1997.

[2] Armanini, A., M. Lachner, B. Majone, R. Rigon, G. Benedetti, and M. Hideaki: *Restoration of the basins quebrada san josé de galipán and quebrada el cojo*. International Workshop on the debris flow disaster of December 1999 in Venezuela, 2000.

[3] Armanini, A. and P. Scotton: *On the impact of a debris flow on structures*. In *Proceedings of XXV Congress of International Association for Hydraulic Research*, Tokyo, 1993. IAHR.

[4] Baillifard, M. A.: *Interaction between snow avalanches and catching dam*. PhD thesis, Swiss Federal Institute of Technology ETH, Zürich, 2007.

[5] Bartelt, P., O. Buser, and K. Platzer: *Fluctuation-dissipation relations for granular snow avalanches*. Journal of Glaciology, 62:631–643, 2006.

[6] Bartelt, P., O. Buser, and K. Platzer: *Starving avalanches: Frictional mechanisms at the tails of finite-sized mass movements*. Geophysical Research Letters, 34, 2007. L20407, doi:10.1029/2007/GL031352.

[7] Bartelt, P. and U. Gruber: *Development and calibration of a voellmy-fluid dense snow avalanche model based on a finite element method*. Internal technical report, Swiss Federal Research Insitute SLF, Davos, Switzerland, 1997.

[8] Bergmeister, K., J. Suda, J. Hübl und F. R. Miklau: *Schutzbauwerke gegen Wildbachgefahren*. Technischer Bericht, Betonkalender, 2008.

[9] Bezzola, G. R. und C. Hegg (Hrsg.): *Ereignisanalyse Hochwasser 2005, Teil 1 Prozesse, Schäden und erste Einordnung*. Bundesamt für Umwelt BAFU, Eidgenössische Forschungsanstalt WSL, 2007.

[10] Bletzinger, K.-U.: *CARAT = Computer Aided Research Analysis Tool*. Institut für Baustatik, Universität Stuttgart.

[11] Böll, A.: *Wildbach und Hangverbau*. Bericht Nr. 343, Eidg. Forschungsanstalt WSL, Birmensdorf, Schweiz, 1997.

[12] Bräunlich, M.: *Pfähle mit kleinem Durchmesser - Technik, Anwendung, Tragverhalten*, 2002. Diplomarbeit Fakultät für Bauingenieurwesen.

[13] Buckingham, E.: *Model experiments and the form of empirical equations*. Trans. ASME, 37:263–296, 1915.

[14] Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft BUWAL: *Typenliste Ankermörtel, Ankermörtel die für den Lawinenverbau und Steinschlagverbau zugelassen sind*, 2004.

[15] Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft BUWAL und Eidgenössische Forschungsanstalt WSL: *Lawinenverbau im Anbruchgebiet - Technische Richtlinie als Vollzugshilfe*, 2007.

[16] Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft (BUWAL),Bundesamt für Wasserwirtschaft (BWW),Bundesamt für Raumplanung (BRP): *Berücksichitigung der Hochwassergefahren bei raumwirksamen Tätigkeiten*, 1997.

[17] Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft (BUWAL),Bundesamt für Wasserwirtschaft (BWW),Bundesamt für Raumplanung (BRP): *Berücksichitigung der Massenbewegungsgefahren bei raumwirksamen Tätigkeiten*, 1997.

[18] Caine, N.: *The rainfall intensity - duration control of shallow landslides and debris flows*. Geografiska Annaler, Series A, 62:23–27, 1980.

[19] Cornforth, D.: *Landslides in Practice*. John Wiley and Sons, 1996.

[20] Coussot, P.: *Les laves torrentielles - Connaissances à l'usage du practicien*. Etudes équipements pour l'eau et l'environnement No 23, Cemagref Editions, France, 1996.

[21] Coussot, P. and J.-M. Piau: *A large-scale field coaxial cylinder rheometer for the study of the rheology of natural coarse suspensions*. Journal of Rheology, 39(1):105–124, 1994.

[22] Daugherty, R. L. and J. B. Franzini: *Fluid Mechanics with Enineering Applications*. McGraw-Hill Kogakusha, LTD, 1977.

[23] DeNatale, J. S., R. M. Iverson, J. J. Major, R. G. LaHusen, G. L. Fliegel, and J. D. Duffy: *Experimental testing of flexible barriers for containment of debris flow*. Technical report, U.S. Geological Survey, 1999.

[24] Denk, M.: *Abbau Versuchssperre Illgraben*. Interner technischer Bericht, Fatzer AG, 2006.

[25] Denk, M.: *Bericht zum Abrasionsprojekt*. Interner technischer Bericht, Fatzer AG, 2006.

[26] DIN 1045-1: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Bemessung und Konstruktion*, Juli 2001.

[27] DIN 1055-100: *Einwirkung auf Tragwerke - Grundlagen der Tragwerksplanung - Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln*, 2001.

[28] DIN 1055-9: *Einwirkung auf Tragwerke - Aussergewöhnliche Einwirkungen*, August 2003.

[29] DIN 18127.: *Baugrund - Untersuchung von Bodenproben - Proctorversuch*, November 1997.

[30] DIN 18137–2: *Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung der Scherfestigkeit; Triaxialversuch*, Dezember 1990.

[31] DIN 18196: *Erd- und Grundbau - Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke*, Juni 2006.

[32] DIN 18800-1: *Bemessung und Konstruktion*, November 1990.

[33] DIN 4022–1: *Benennung und Beschreibung von Boden und Fels*, September 1987.

[34] Dracos, T.: *Hydraulik*. Verlag der Fachvereine Zürich, 1990.

[35] Duffy, J. D. and J. S. DeNatale: *Debris flow mitigation using flexible barriers*. In *Proc. of the 47th Annual Highway Geology Symposium*, pp. 243–252, 1996.

[36] European Commitee for Standardization: *Steel wire and wire products - Steel wire for ropes - Part 2: Cold drawn non alloy steel wire for ropes for general applications*, March 2002.

[37] European Commitee for Standardization: *EN13411 - 5. Terminations for steel wire ropes. Safety. U-bolt wire rope grips*, September 2003.

[38] Faber, P. D. M.: *Statistics and Probability Theory*. Lehrstuhl für Risiko und Sicherheit, Eidg. Technische Hochschule Zürich, 2007.

[39] Fatzer AG: *Schutzsysteme Steinschlagschutz*, 2004.

[40] Feyrer, K.: *Drahtseile - Bemessung, Betrieb, Sicherheit*. Springer Verlag, 2000.

[41] Floss, R.: *Umdrucke zur Vorlesung Bodenmechanik*. Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, TU-München, 2001.

[42] Franke, P.: *Erarbeitung der Wirkungsweise von flächig einwirkenden Belastungen auf flexible Ringnetze*, 2008. Diplomarbeit Fachbereich Umweltingenieurwesen.

[43] Geotechnical Engineering Office GEO, Hong Kong, China: *Review of natural terrain landslide debris-resisting barrier design*, 2000.

[44] Graf, C. und B. Mc.Ardell: *Die Murgangbeobachtungsstation Randa*. Techn. Ber., Eidgenössische Forschungsanstalt WSL, Birmensdorf, Schweiz, 2005.

[45] Grassl, H. G.: *Experimentelle und numerische Modellierung des dynamischen Trag- und Verformungsverhaltens von hochflexiblen Schutzsystemen gegen Steinschlag*. Doktorarbeit, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 2002.

[46] Gubler, A.: *Physikalische Modellierung flexibler Barrieren zum Schutz vor Murgängen*, 2007. Diplomarbeit Eidgenössische Technische Hochschule Zürich.

[47] Gudehus, G.: *Bodenmechanik*. Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart, 1981.

[48] Hauger, W., W. Schnell und D. Gross: *Technische Mechanik 3 - Kinetik*. Springer Verlag, Berlin, 1989.

[49] Hübl, J. und G. Holzinger: *Kleinmassstäbliche Modellversuche zur Wirkung von Murbrechern*. WLS Report 50 / Band 3, Universität für Bodenkultur, Wien, oct 2003.

[50] Herzog, B.: *Lokale lösungsorientierte Ereignisanalyse LLE Hasliberg-Milibach*. Projektbericht, Herzog Ingenieure ETH/SIA, Davos, Oktober 2006.

[51] Hilker, N., C. Hegg und M. Zappa: *Unwetterschäden in der Schweiz 1972-2007 mit besonderer Betrachtung des August-Hochwassers 2005*. In: *Proc. of Int. Symp. Interpraevent, Dornbirn, Austria, Band 1*, S. 99–110, 2008.

[52] Hoffmann, C. W.: *WSL-Kurs Einführung in die Statistik*. Eidg. Forschungsanstalt WSL.

[53] Holzinger, G. und J. Hübl: *Belastung eines Murbrechers: Abgeleitet aus Laborversuchen*. In: *Internationales Symposium Interpraevent 2004*, S. VII/131–139, Riva/Trient, 2004. Interpraevent.

[54] Hutchinson, J. N.: *Morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology*. In: *Proceedings 5th International Symposium on Landslides in Lausanne*, S. 3–35. Balkema, 1988.

[55] Institut für Hydromechanik Universität Karlsruhe: *Hydromechanik*, 1998.

[56] Iverson, R. M.: *The physics of debris flows*. Rev. Geophysics, 35(3):245–296, 1997.

[57] Jaeggi, M. N. and S. Pellandini: *Torrent check dams as a control measure for debris flows*. In *Recent Developments on Debris Flows*, pp. 186 – 207. Springer Verlag, 1997.

[58] Joint Comitee of Structural Safety JCSS: *Probabilistic Model Code*, 2001. http://www.jcss.ethz.ch.

[59] Kaineder, F.: *Praxisbericht*. Interner technischer Bericht, Eidgenössische Forschungsanstalt WSL, 2006.

[60] Kantonale Gebäudeversicherung: *Objektschutz gegen gravitative Naturgefahren*, 2005.

[61] Kherkheulidze, I. I.: *Estimation of basic characteristics of mudflow*. Hydrometerological Research Institute Tbilisi, UDSSR, 1956.

[62] Kowalski, J.: *Two-Phase Modeling of Debris Flows*. PhD thesis, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 2008.

[63] Kozeny, J.: *Hydraulik*. Springer Verlag, Wien, 1953.

[64] Kronfellner-Kraus, G.: *Über offene Wildbachsperren*. Techn. Ber. 88, Mitteilungen der forstlichen Bundes-Versuchsanstalt Wien, 1970. Eigenverlag.

[65] Leser, H.: *Geomorphologie*. Westermann Schulbuchverlag GmbH, 2003.

[66] Lichtenhahn, C.: *Die Berechnung von Sperren in Beton und Eisenbeton*. Kolloquium, Mitteilungen der forstlichen Bundesversuchsanstalt Wien, 1973.

[67] Major, J. and T. C. Pierson: *Debris flow rheology: Experimental analysis of fine-grained slurries*. Water resources research, 28:841–857, 1994.

[68] McArdell, B. and A. Badoux: *Analysis of debris flows triggering rainfall events in the illgraben*. Journal of Geophysical Research, 2008. in preparation.

[69] McArdell, B., P. Bartelt, and J. Kowalski: *Field observations of basal forces and fluid pore pressure in a debris flow*. Geophysical Research Letters, 34(L07406), 2007.

[70] Mizuyama, T., S. Kobashi, and G. Ou: *Prediction of debris flow peak discharge*. In *Proc. of Int. Symp. Interpraevent, Bern, Switzerland, Band 4*, pp. 99–108, 1992.

[71] Monney, J., B. Herzog, M. Wenger, C. Wendeler und A. Roth: *Einsatz von flexiblen Stahlbarrieren als Murgangrückhalt*. Wasser Energie Luft, 3:255–259, 2007.

[72] Palkowski, S.: *Statik der Seilkonstruktionen*. Springer Verlag, 1990.

[73] Philips, C. J. and T. R. H. Davies: *Determing rheological parameters of debris flow material*. Geomorphology, 4:101–110, 1991.

[74] Plattform Naturgefahren der Alpenkonvention(PLANALP): *Dokumentation von Naturereignissen Feldanleitung*, 2006.

[75] Pozzi, A., P. Sieber, D. Zimmermann und M. Zimmermann: *Lokale lösungsorientierte Ereignisanalyse Trachtbach*. Techn. Ber., NDR Consulting Zimmermann und Niederer + Pozzi Umwelt AG und Tiefbauamt des Kantons Bern, 2006.

[76] Pozzi, A., P. Sieber, D. Zimmermann und M. Zimmermann: *Projekt für die Verbauung des Trachtbaches 2007*. Techn. Ber., Tiefbauamt des Kantons Bern Oberingenieurkreis I, 2006.

[77] PWRI: *Technical standard for measures against debris flow (draft)*. Technical Memorandum of PWRI, No. 2632, Ministry of Construction, Japan, 1988.

[78] Ragetz, T.: *Integrales Naturgefahrenmanagement in einem Gebirgskanton*. Schweizerische Zeitung für Forstwesen, 153:263–267, 2002.

[79] Rammer, L., E. Rainer und P. Höller: *Anforderungen für Schneenetze*, 2005.

[80] Richli, B.: *Hochwasserschutzmassnahmen Hasliberg-Meiringen nach dem Unwetter 2005 - Begleitstudie zur Wirtschaftlichkeit und planerischen Auswirkungen*, 2007. Diplomarbeit Departement Bau, Umwelt und Geomatik.

[81] Rickenmann, D.: *Empirical Relationships for Debris Flows*. Natural Hazards, 19:47–77, 1999.

[82] Rickenmann, D.: *Estimation of debris flow impact on flexible wire rope barriers*. Internal technical report, Swiss Federal Research Insitute WSL, Birmensdorf, Switzerland, 2001.

[83] Rimböck, A.: *Schwemmholzrückhalt in Wildbächen*. Doktorarbeit, Technische Universität München, 2003.

[84] Roth, A.: *Zuverlässigkeit von flexiblen Steinschlagschutzsystemen*, 2001. Diplomarbeit Eidgenössische Technische Hochschule Zürich.

[85] Roth, A., M. Denk und T. Zünd: *Technischer Bericht und Bemessung, Milibach Meiringen, Murgangrückhalt Louwenenbach*. Techn. Ber., Fatzer AG, 2006.

[86] Rössert, R.: *Hydraulik im Wasserbau*. Oldenbourg Verlag, München, 1999.

[87] Savage, S. B. and K. Hutter: *The motion of a finite mass of granular material down a rough incline*. Journal of Fluid Mechanics, 199:177–215, 1989.

[88] Schatzmann, M.: *Rheometry for large particle fluids and debris flows*. PhD thesis, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 2005.

[89] Schlickenrieder, M.: *Ansätze für Lastannahmen und Berechnungen von Mursperren*, 2008. Diplomarbeit Fachbereich 02 Bauingenieurwesen.

[90] Sharpe, C. F. S.: *Landslides and Related Phenomena*, 1938.

[91] SIA 260 (Schweizer Norm): *Grundlagen der Projektierung von Tragwerken*, 2003.

[92] SIA 261 (Schweizer Norm): *Einwirkungen auf Tragwerke*, 2003.

[93] SIA 261/1 (Schweizer Norm): *Einwirkungen auf Tragwerke - Ergänzende Festlegungen*, 2003.

[94] SIA 263 (Schweizer Norm): *Stahlbau*, 2003.

[95] Spang, R. M. und R. Bollinger: *Vom Holzzaun zum Hochenergienetz - Die Entwicklung des Steinschlagschutzes von den Anfängen bis zur Gegenwart*. Fatzer AG, 2001.

[96] Stark, C. and N. Hovius: *The characterization of landslide size distributions*. Geophysical Research Letters, 28(6):1091–1094, 2001.

[97] Straub, D. and M. Schubert: *Modeling and managing uncertainties in rock-fall hazards*. Georisk, 2:1–15, 2008.

[98] Suda, J., A. Strauss, F. Rudolf-Miklau, and J. Huebl: *Safety Assesssment of Barriere Structures*. Structure and Infrastructure Engineering SIE, in Review.

[99] Takahashi, T.: *Debris Flow - Mechanics, Prediction and Countermeasures*. Taylor & Francis, 2007.

[100] Valentin, F.: *Einführung in die Hydromechanik*. Lehrstuhl für Hydraulik und Gewässerkunde, TU-München, 2000.

[101] Valentin, F.: *Grundwasserhydraulik*. Lehrstuhl für Hydraulik und Gewässerkunde, TU-München, 2002.

[102] Varnes, D. J.: *Landslide types and processes*. Highway Research Board, 29:20–47, 1938. Special Report.

[103] Volkwein, A.: *Numerische Simulation von flexiblen Steinschlagschutzsystemen*. PhD thesis, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 2004.

[104] Wüchner, R.: *Mechanik und Numerik der Formfindung und Fluid-Struktur-Interaktion von Membrantragwerken*. PhD thesis, Technische Universität München, 2006.

[105] Wüchner, R. and K.-U.Bletzinger: *Stress-adapted numerical form finding of pre-stressed surfaces by the updated reference strategy*. International Journal For Numerical Methods in Engineering, 64:143–166, 2005.

[106] Weber, D.: *Untersuchungen zum Fliess- und Erosionsverhalten granularer Murgänge*. Dissertation, Eidgenössische Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft WSL, Birmensdorf, 2004.

[107] Wendeler, C.: *Fluid-Struktur-Interaktion mit ANSYS/Multiphysics - Fragen der Modellbildung und Beispiele*, 2003. Diplomarbeit.

[108] Wendeler, C.: *Berechnungen von Steinschlagverbauungen auf Schneelasten mit FARO*. Interner technischer Bericht, Eidg. Forschungsanstalt WSL, 2006.

[109] Wendeler, C.: *Bericht Laborversuche Murgangrückhalt Gummen*. Techn. Ber., Eidgenössische Forschungsanstalt WSL, 2006.

[110] Wendeler, C.: *Bericht Laborversuche Murgangrückhalt Trachtbach*. Techn. Ber., Eidgenössische Forschungsanstalt WSL, 2007.

[111] Wendeler, C.: *Forschungsprojekt KTI-Murgang-Mehrstufige Netzverbauung Merdenson: Bericht zum Füllereignis*. Techn. Ber., Eidgenössische Forschungsanstalt WSL, 2007.

[112] Wendeler, C., B. W. McArdell, D. Rickenmann, A. Volkwein, A. Roth, and M. Denk: *Testing and numerical modeling of flexible debris flow barriers*. In Zhang, M. and H. Wang (eds.): *Proc. of the sixth International Conference on Physical Modeling in Geotechnics*, pp. 1573–1578. Balkema, 2006.

[113] Wendeler, C. und A. Volkwein: *Sicherheitsrichtlinie Illgraben*. Eidgenössische Forschungsanstalt WSL, 2005.

[114] Wendeler, C. und A. Volkwein: *Sicherheitsrichtlinie Merdenson*. Eidgenössische Forschungsanstalt WSL, 2005.

[115] Wendeler, C., A. Volkwein, A. Roth, M. Denk, and S. Wartmann: *Field measurements used for numerical modelling of flexible debris flow barriers*. In *Proc. of the 4th. International Conferences on Debris-Flow Hazards Mitigation*, pp. 681–690, 2007.

[116] Wendeler, C., A. Volkwein, A. Roth, B. Herzog, N. Hählen, and M. Wenger: *Hazard prevention using flexible muli-level debris flow barriers*. In *Proc. of Int. Symp. Interpraevent, Dornbirn, Austria, Band 1*, pp. 547–554, 2008.

[117] Yalin, M.: *Theory of Hydraulic Models*. Macmillan, London, 1971.

[118] Zimmermann, M., P. Mani, and P. Gamma: *Murganggefahr und Klimaänderung - ein GIS-basierter Ansatz*. Hochschulverlag AG, 1997.

[119] Zünd, T.: *Analyse des Verhaltens massgebender Tragelemente von flexiblen Steinschlagschutzsystemen*, 2005. Diplomarbeit Eidgenössische Technische Hochschule Zürich.

[120] Zünd, T., W. Gerber, M. Sennhauser und A. Müller: *Dynamsiche Tests von Bremsringen*. Techn. Ber., Eidgenössische Forschungsanstalt WSL und Fatzer AG, 2006.

Lebenslauf

02.11.1978	Geboren in Mannheim (Nationalität: Deutsch)
Schulbildung	
1989-1998	Schulzeit am Helfensteingymnasium, Abschluss Abitur (07/1998)
Studium	
1998-2003	Studium des Bauingenieurwesens an der TU München
2000	Vordiplom
2000-2003	Hauptstudium mit den Vertiefungsrichtungen Statik und Stahlbau
2000-2003	Studentische Hilfskraft und Tutorin am Lehrstuhl für Statik
2003	Diplomarbeit am Lehrstuhl für Statik mit dem Thema: *Fluid-Struktur-Interaktion mit Ansys/Multiphysics* *Fragen der Modellierung und Beispiele*
Beruf	
2003-2004	Statikerin bei der Stahlbau Wendeler GmbH + Co. KG, Donzdorf
2004-2005	Statikerin bei der WD-Engineering, Technisches Büro der Firma Walter Bau AG vereinigt mit Dywidag, München
seit 2005	Doktorandin an der Eidg. Forschungsanstalt WSL, Birmensdorf